



مهندسی عمران فردوسی

فصلنامه علمی

شماره پیاپی ۳۱

- ۱ بررسی اثر عدم قطعیت‌های ذاتی و شناختی در منحنی‌های شکنندگی
سیستم قاب خمشی فولادی
امیرحسین گرجی - احسان درویشان - حسین باباجانیان بیشه
- ۱۷ تحلیل احتمالاتی نشست آبی شالوده‌ی مستطیلی با استفاده از
نرم‌افزارهای مختلف قابلیت اعتماد
هادی فتاحی - فاطمه جیریایی شراهی - سام مهرنیا
- ۳۲ نقش هندسه‌ی بلوک‌های شوت - در اقلاف توان فرسایشی جریان
- سبحان مرادی - حامد شهسواری - کاظم اسماعیلی
- ۴۹ مطالعه‌ی عددی عملکرد شمع‌های حرارتی با استفاده از مدل‌های
رفتاری ترمومکانیکی و مکانیکی
مهدی خداپرست - علی جمالو - سیدعلی قریشیان امیری
- ۶۹ ارزیابی آزمایشگاهی تأثیر نوع سطح تماس بر مقاومت اصطکاکی
اتصالات پیچی
موسی محمودی صاحبی - میلاد کوثری - مهران لرستانی
- ۸۵ مطالعه‌ی آزمایشگاهی و عددی رفتار باربری و نشست پی‌های دایره‌ای
لبه‌دار نسبت به انواع پی‌ها
سجاد قلی‌پور - مسعود مکارچیان

سال ۳۳، شماره ۳
پائیز، ۱۳۹۹



مهندسی عمران فردوسی

سر دبیر: محمدرضا اصفهانی

مدیر مسئول: فریدون ایرانی

صاحب امتیاز: دانشگاه فردوسی مشهد

هیئت تحریریه:

دکتر محمدرضا اصفهانی	استاد، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران
دکتر فریدون ایرانی	استاد، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران
دکتر کاظم بدو	استاد، دانشگاه ارومیه، دانشکده مهندسی
دکتر جعفر بلوری بزاز	دانشیار، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران
دکتر احمد پویا	استاد، Ecole des Ponts Paris tech
دکتر سید محمود حسینی	استاد، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران
دکتر ناصر حافظی مقدس	استاد، دانشگاه فردوسی مشهد، دانشکده علوم پایه
دکتر سیداحسان سیدی حسینی نیا	دانشیار، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران
دکتر شهناز دانش	دانشیار، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه عمران
دکتر غلامرضا رخشنده رو	استاد، دانشگاه شیراز، دانشکده راه و ساختمان
دکتر محمدحسین سبط	استاد، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، دانشکده مهندسی عمران
دکتر فرزاد شهابیان مقدم	استاد، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران
دکتر امیر کاووسی	استاد، دانشگاه تربیت مدرس، دانشکده مهندسی، گروه راه و ترابری
دکتر حسین گنجی دوست	استاد، دانشگاه تربیت مدرس، دانشکده مهندسی، گروه راه و ترابری
دکتر محمود فغفور مغربی	استاد، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران
دکتر فریدون مقدس نژاد	استاد، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، دانشکده مهندسی عمران
دکتر محمدرضا کیانوش	استاد، University of Ryerson

ویراستار ادبی: دکتر یوسف بینا

مسئول دفتر نشریه: تکتّم هوشمند

ویرایش و صفحه آرایی: سیده عاطفه نوعی باغبان-تکتّم هوشمند

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

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

چاپ: چاپخانه دانشگاه فردوسی مشهد

فهرست مطالب

۱	امیرحسین گرجی - احسان درویشان حسین باباجانپان بیشه	بررسی اثر عدم قطعیت‌های ذاتی و شناختی در منحنی‌های شکندگی سیستم قاب خمشی فولادی
۱۷	هادی فتاحی - فاطمه جیریایی شراهی - سام مهرنیا	تحلیل احتمالاتی نشست آبی شالوده‌ی مستطیلی با استفاده از نرم‌افزارهای مختلف قابلیت اعتماد
۳۲	سبحان مرادی - حامد شهنسوازی - کاظم اسماعیلی	نقش هندسه‌ی بلوک‌های شوت در اتلاف توان فرسایشی جریان
۴۹	مهدی خداپرست - علی جمالو - سیدعلی قریشیان امیری	مطالعه‌ی عددی عملکرد شمع‌های حرارتی با استفاده از مدل‌های رفتاری ترمومکانیکی و مکانیکی
۶۹	موسی محمودی صاحبی - میلاد کوثری - مهران لرستانی	ارزیابی آزمایشگاهی تأثیر نوع سطح تماس بر مقاومت اصطکاکی اتصالات پیچی
۸۵	سجاد قلی‌پور - مسعود مکارچیان	مطالعه‌ی آزمایشگاهی و عددی رفتار باربری و نشست پی‌های دایره‌ای لبه‌دار نسبت به انواع پی‌ها

بررسی اثر عدم قطعیت‌های ذاتی و شناختی در منحنی‌های شکنندگی سیستم قاب خمشی فولادی*

امیرحسین گر جی^(۱)احسان درویشان^(۲)حسین باباجانیان بیشه^(۳)

چکیده هدف از انجام این پژوهش بررسی اثر عدم قطعیت‌های ذاتی و شناختی مهم بر عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی متوسط می‌باشد. برای انجام این ارزیابی از تحلیل دینامیکی افزایشی تعمیم‌یافته استفاده شده است. برای مدل سازی ریاضی اثر عدم قطعیت‌های ذاتی رکورد به رکورد زلزله از چهل رکورد متفاوت زلزله در حوزه‌ی دور استفاده شده است. برای مدل سازی اثر عدم قطعیت‌های شناختی مهم نیز، پنج پارامتر مدل سازی مصالح مفصل‌های پلاستیک المان‌های سازه‌ای (برای انجام تحلیل‌های غیر خطی) به صورت غیر قطعی و با مشخصات آماری مربوط در نظر گرفته شده است. سپس با استفاده از روش‌های ساده شده و کارآمد تولید نمونه‌های تصادفی، پنجاه ترکیب از این پنج پارامتر تولید شده است و برای هر کدام از آنها (برای هر یک از این پنجاه مدل) یک دسته منحنی تحلیل دینامیکی افزایشی استخراج شده است. نتایج این بررسی حاکی از آن است که پارامترهای دارای عدم قطعیت شناختی بیشترین تأثیر خود را بر منحنی شکنندگی متناظر با حالت حدی قابلیت استفاده بی‌وقفه (IO) دارند. به عبارت دیگر در دو حالت حدی آستانه‌ی فروریزش (CP) و ناپایداری دینامیکی (GI) اگر امکان انجام تحلیل دینامیکی افزایشی برای تمامی پنجاه نمونه نباشد، منحنی شکنندگی مربوط به مدل میانگین جواب نسبتاً قابل قبولی خواهد داشت؛ اما در مورد حالت حدی IO این‌گونه نیست و اثر عدم قطعیت‌های شناختی بسیار حائز اهمیت می‌باشد.

واژه‌های کلیدی تحلیل دینامیکی افزایشی، منحنی‌های شکنندگی، عدم قطعیت‌های ذاتی، عدم قطعیت شناختی، قاب خمشی فولادی.

A Study on the Effect of Aleatory and Epistemic Uncertainties on Fragility Curves of Steel Moment Frames

A. Gorji

E. Darvishan

H. Babajanian Bisheh

Abstract The aim of this study is to investigate the effect of aleatory and epistemic uncertainties on seismic performance of an intermediate steel moment frame. For this reason, generalized incremental dynamic analysis is employed. To model record-to-record aleatory uncertainties, 40 far-field ground motion records are utilized. Also, to model important epistemic uncertainties, 5 parameters of plastic hinge behavior are uncertainly modeled and statistical parameters are considered for these models. Then, by using effective simplified models of random variable production, 50 combination of these 5 parameters are produced and for each one of these models a bin of IDA curves are extracted. Results show that parameters with epistemic uncertainty affect fragilities of IO limit state more than other limit states. In other words, for CP and GI limit states fragilities of mean of models yield acceptable results even when incremental dynamic analysis cannot be conducted for all the 50 models. However, For IO level, the effect of epistemic uncertainties cannot be neglected.

Key Word Incremental Dynamic analysis, Fragility curve, Aleatory uncertainties, Epistemic uncertainties, Steel moment frame.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۸/۱۱/۱۷ و تاریخ پذیرش آن ۹۹/۸/۶ می‌باشد.

(۱) دانش‌آموخته‌ی کارشناسی ارشد، گروه عمران، واحد رودهن، دانشگاه آزاد اسلامی، رودهن.

(۲) نویسنده‌ی مسئول، استادیار، گروه عمران، واحد رودهن، دانشگاه آزاد اسلامی، رودهن.

(۳) پژوهشگر پسا دکتري، دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران، تهران.

مقدمه

حفظ ایمنی و پایداری سازه‌ها در هنگام زلزله همواره یکی از اهداف اصلی مهندسی زلزله بوده است. در این راستا آیین‌نامه‌های ساختمانی، ضوابط لرزه‌ای سخت‌گیرانه‌ای را اعمال می‌کنند تا سازه‌ها در سطوح مختلف زلزله عملکرد مورد انتظار را از خود نشان دهند و خسارت در آنها در حد قابل قبول باشد. با این حال در چندین زلزله اخیر در سازه‌هایی خسارات زیاد رخ داد که با آخرین ویرایش آیین‌نامه‌ها طراحی شده بودند [1]. این مشکل پرسش‌های زیادی را در خصوص کارآمد بودن روش‌های طراحی موجود ایجاد کرد و نشان داد که عدم قطعیت‌های موجود، که در طراحی سازه‌ها به روش‌های موجود لحاظ نمی‌شود، تأثیر به‌سزایی در عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها دارد [2-4]. بر این اساس تاکنون تحقیقات زیادی در جهت توسعه‌ی نگرش احتمالاتی در ارزیابی لرزه‌ای سازه‌ها و مدل‌سازی عدم قطعیت‌ها انجام شده است که در آنها عمدتاً این عدم قطعیت‌ها به دو بخش عدم قطعیت‌های ذاتی (aleatory) و شناختی (epistemic) تفکیک شده است [5].

یکی از ابزارهایی که به‌شکل گسترده در تحلیل عدم قطعیت‌ها به کار برده شده است روش تحلیل دینامیکی فزاینده (IDA) می‌باشد. با این حال این روش تنها عدم قطعیت‌های ذاتی (رکورد به رکورد) را مدل می‌کند. روش تحلیل دینامیکی فزاینده‌ی تعمیم‌یافته [6] (extended IDA) ابزاری است که به تازگی برای مدل‌سازی عدم قطعیت‌های ذاتی و شناختی توسعه یافته است و تاکنون در تعدادی از تحقیقات از آن استفاده شده است.

شینوزکو و همکاران [7] یک شیوه‌ی آماری برای محاسبات منحنی‌های شکنندگی ارائه کردند که در آن، هم از توابع تحلیلی و هم از توابع تجربی شکنندگی استفاده شد. ایشان از تابع چگالی احتمال لوگ نرمال استفاده کردند تا پارامترهای این منحنی‌ها را با استفاده از روش تخمین احتمال حداکثر (MLE) محاسبه کنند و نتایج به‌دست‌آمده را با نتایج ارائه‌شده از روش خود بیان نمایند. درضمن آنها از تست‌های آماری نیز استفاده

کردند تا فاصله‌ی اطمینان هر یک از پارامترهای تابع چگالی لوگ نرمال را محاسبه کنند.

بنرجی و شینکوزو [8] یک روش نوین برای محاسبه‌ی منحنی‌های شکنندگی پل‌های بتنی ارائه کردند. آنها نتایج کار خود را با آسیب‌های ناشی از زلزله‌ی نورتریج کالیبره کردند.

سلیک و الینگوود [9] عملکرد لرزه‌ای قاب‌های بتنی را با استفاده از منحنی‌های شکنندگی ارزیابی کردند. آنها با مدل‌سازی عدم قطعیت‌های مربوط به مصالح بتن، از یک تابع پاسخ لرزه‌ای با در نظر گرفتن خرابی‌های ناشی از هر رکورد زلزله استفاده کردند تا بدین ترتیب پارامترهای توابع لوگ نرمال مورد بحث را تخمین بزنند. در یک مطالعه‌ی جامع توسط دلسک [6]، اثر عدم قطعیت‌های ذاتی و شناختی روی عملکرد لرزه‌ای یک قاب بتنی ۴ طبقه بررسی شد. وی در این مطالعه با استفاده از تحلیل دینامیک افزایشی تعمیم‌یافته اثر هر یک از پارامترهای عدم قطعیت را به‌تنهایی و با در نظر گرفتن ارتباط و وابستگی آنها با یکدیگر بررسی کرد.

عجمی و همکاران [10] با استفاده از تحلیل دینامیکی افزایشی تعمیم‌یافته و استفاده از روش‌های ساده‌شده‌ی تولید نمونه، اثر عدم قطعیت‌های پارامترهایی چون تنش تسلیم فولاد، مدول الاستیسیته‌ی فولاد، سرعت موج برشی خاک، ضریب میرایی بحرانی و ضریب کاهش مدول برشی را بر رفتار لرزه‌ای سکوی ثابت فلزی فراساحل بررسی کردند و سپس منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای را استخراج کردند.

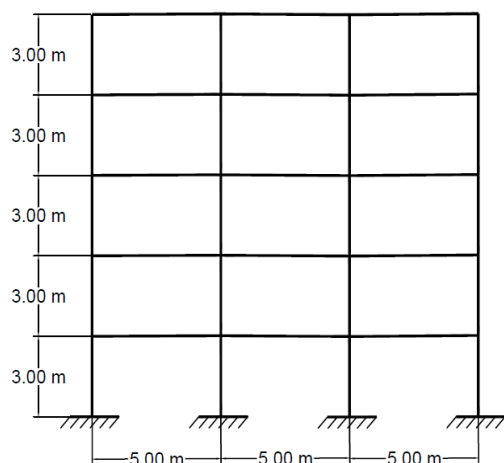
عسگریان و اردوبادی [11] اثر عدم قطعیت‌های شناختی پارامترهایی مانند جرم، ضریب میرایی، تنش تسلیم و تنش نهایی مصالح فولاد را بر روی رفتار لرزه‌ای قاب خمشی فولادی متوسط و ویژه بررسی کردند. نتایج کار آنها بیانگر آن بود که پارامترهای دارای عدم قطعیت شناختی تأثیر بیشتری روی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های ویژه دارند.

ترکمنی و همکاران [12] به بررسی منحنی‌های شکنندگی مربوط به شمع‌های اسکله‌ی دریایی پرداختند.

مختلف زلزله می باشد به طور هم زمان مورد بررسی قرار گرفته است. برای انجام این ارزیابی از تحلیل دینامیکی افزایشی تعمیم یافته استفاده شده است و نمونه های مختلف برای بررسی عدم قطعیت ها توسط روش های تولید نمونه های تصادفی ایجاد شده اند. سپس اثر عدم قطعیت های مذکور در احتمال تجاوز از حالات حدی سازه مورد بررسی قرار گرفته است.

مدل سازی و تحلیل سازه

سازه ی مورد استفاده در این مقاله، سازه ی مسکونی با ضریب اهمیت ۱ می باشد که در شهر تهران با نوع خاک تیپ ۳ [۱۶] واقع شده است. ساختمان از نوع قاب خمشی متوسط با پنج طبقه می باشد. در واقع این قاب، بخشی از یک سیستم سازه ای است که در دو جهت دارای قاب خمشی متوسط می باشد. ارتفاع تمامی طبقات برابر سه متر می باشد (شکل ۱). سازه در پلان مربع شکل است و دارای دهانه ی پنج متری می باشد. باتوجه به منظم بودن سازه، قاب پیرامونی سازه به صورت دویعدی مدل شده است؛ لذا عرض بارگیر تیرها دو و نیم متر می باشد.



شکل ۱ قاب خمشی مورد بررسی

بارگذاری قاب براساس آیین نامه ی مبحث ششم مقررات ملی ساختمان [۱۷] انجام شده است. بار مرده و زنده ی طبقات به ترتیب برابر ۵۵۰ و ۲۰۰ کیلوگرم بر

آنها در این بررسی با استفاده از روش های مرسوم قابلیت اعتماد، اثر عدم قطعیت های پارامترهای متفاوتی را بر روی سازه ی مورد نظر بررسی کردند.

بهشتی اول و همکاران [۱۳] قابلیت اعتماد قاب های بتنی را با مدل سازی عدم قطعیت ها مورد مطالعه قرار دادند. عدم قطعیت های شناختی در این پژوهش شامل شکل پذیری و پارامتر ستون قوی-تیر ضعیف بود. نتایج تحلیل ها نشان داد که عدم قطعیت ها تأثیر به سزایی بر سطح عملکرد CP دارد.

نادپور و همکاران [۱۴] با در نظر گرفتن بزرگا، محل وقوع زلزله، شدت جنبش زمین در محل سازه به عنوان متغیر احتمالاتی، عملکرد قاب های خمشی فولادی به سازی شده با مهاربند را بررسی کردند. نتایج نشان داد که خطای مدل شدت جنبش زمین و خطای مدل بزرگا بیشتر تأثیر را در برآورد خسارت سازه دارند.

کیهانی و همکاران [۱۵] عدم قطعیت در تنش تسلیم، مدول الاستیسیته، جرم و میرایی را در قاب های دارای میراگر جرمی مورد بررسی قرار دادند. تحلیل های شکنندگی نشان دادند که تغییرات جرم و میرایی تأثیر بیشتری بر پاسخ سازه دارند.

به طور کلی رفتار غیرخطی قاب های خمشی وابسته به رفتار مفاصل پلاستیکی است که در قاب تشکیل می شود. بدین ترتیب لحاظ کردن عدم قطعیت در رفتار این مفاصل می تواند منجر به طراحی واقع بینانه تری شود و قابلیت اطمینان این سازه ها را در برابر زلزله افزایش دهد.

در تحقیقات نام برده بیشتر اثرات مقاومت مصالح، پارامترهای مهندسی مصالح، سختی، میرایی، شکل پذیری و پارامترهای جنبش زمین بر عدم قطعیت های پاسخ سازه ی مورد بررسی قرار گرفته است. هدف از این پژوهش بررسی اثر عدم قطعیت های شناختی شامل پارامترهای رفتار هیستریزاس اعضا بر عملکرد لرزه ای قاب های خمشی فولادی می باشد. درضمن اثر عدم قطعیت های ذاتی نیز که ناشی از پراکندگی رکوردهای

که مقادیر فرکانس مود اول و سوم سازه به ترتیب به عنوان ω_1 و ω_3 در نظر گرفته شده‌اند. برای محاسبه هر یک از این فرکانس‌ها آنالیز مودال بر روی سازه انجام شده‌است و فرکانس مودهای ارتعاش سازه محاسبه شده‌اند. برای مدل‌سازی رفتار غیرخطی مصالح از فنرهای متمرکز در محل اتصالات تیر و ستون استفاده شده‌است، بدین صورت که در این محل‌ها با استفاده از المان zerolength فنرهایی به سازه تخصیص داده می‌شود. منحنی رفتار لنگر-چرخش مفاصل پلاستیک بر مبنای مدل اصلاح‌شده‌ی ایبارا و کراوینکلر می‌باشد (مصالح Bilin [20]). شرح کامل فرضیات این روش در مرجع [21] ارائه شده‌است.

نحوه‌ی انتخاب رکورد

در این تحقیق برای مدل‌سازی عدم قطعیت‌های ذاتی زلزله در تحلیل دینامیکی افزایشی، از یک مجموعه مشتمل بر چهل رکورد زلزله‌ی دور از گسل استفاده شده‌است. نحوه‌ی انتخاب رکوردها بدین صورت است که میانه‌ی طیف پاسخ مؤلفه‌ها در راستای افقی آن‌ها با یک طیف پاسخ هدف از قبل پیش‌بینی شده از روابط کاهندگی منطبق باشد. لازم به ذکر است طیف پاسخ‌های در نظر گرفته شده مربوط به شهر تهران است و در محدوده‌ی زمان تناوب مود اول ارتعاشی هر سازه منطبق بر طیف طراحی آن سازه می‌باشد [23]. کلیه‌ی رکوردها از پایگاه داده‌ی PEER-NGA [24] استخراج شده‌اند.

این رکوردها با هدف تحلیل و طراحی برای سازه‌ی خاصی انتخاب نشده‌اند و پراکندگی شکل طیف پاسخ آنها به گونه‌ای است که زلزله‌هایی با طیف‌های پاسخ متمایز در این مجموعه رکورد وجود داشته باشند تا مشخصات تصادفی رکورد زلزله در این مجموعه لحاظ شود. نام و مشخصات اصلی این مجموعه رکورد در جدول (۲) آورده شده‌است.

مترمربع و بار بام به ترتیب برابر ۲۰۰ و ۱۵۰ کیلوگرم بر مترمربع در نظر گرفته شده‌است. بارگذاری لرزه‌ای سازه بر اساس روش استاتیکی معادل و طبق آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰ [16] انجام شده‌است. لازم به ذکر است که این سازه‌ها بر مبنای آیین‌نامه‌ی AISC 360-10 [18] طراحی شده که شباهت زیادی به آیین‌نامه‌ی مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران دارد. در جدول (۱) مشخصات مقاطع نهایی قاب پنج طبقه ارائه شده‌است.

جدول ۱ مقاطع اعضای قاب پنج طبقه

مقطع تیر	مقطع ستون	شماره‌ی طبقه
IPE400	BOX 320x320x10	۱ و ۲
IPE360	BOX 260x260x10	۳ و ۴
IPE300	BOX 200x200x10	۵

مدل‌سازی عددی سازه

برای مدل‌سازی عددی سازه از نرم‌افزار OpenSees [19] استفاده شده‌است. برای تبدیل مختصات محلی به مختصات کلی از روش Corotational استفاده شده‌است تا بدین ترتیب کماتش اعضا، سختی هندسی، تغییر شکل‌های بزرگ و به‌طور کلی رفتار غیرخطی هندسی اعضا نیز مدل شود. برای مدل‌سازی المان‌های تیر و ستون از المان elasticBeamColumn استفاده شده‌است. میرایی سازه به‌صورت میرایی رایلی در نظر گرفته شده‌است.

$$[c] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (1)$$

که در آن $[c]$ ماتریس استهلاک کل سیستم، $[M]$ ماتریس جرم کل سیستم، $[K]$ ماتریس سختی کل سیستم و ضرایب α و β نیز همان ضرایب استهلاک رایلی می‌باشند [۱۷]. این ضرایب از رابطه‌ی (۲) به‌دست آمده‌اند.

$$\alpha = \xi \frac{2\omega_i\omega_j}{\omega_i+\omega_j}, \quad \beta = \xi \frac{2}{\omega_i+\omega_j} \quad (2)$$

جدول ۲ مجموعه رکوردهای انتخابی مربوط به حوزه‌ی دور زلزله [24]

شماره	شماره‌ی NGA	نام زلزله	سال	ایستگاه	M	R (km)	V ₃₀ (m/s)	PGA (m/s ²)
۱	۲۳۱	Mammoth Lakes-01	۱۹۸۰	Long Valley Dam (Upr L Abut)	۶٫۱	۱۵٫۵	۳۴۵	۰٫۴۳
۲	۱۲۰۳	Chi-chi, Taiwan	۱۹۹۹	CHY036	۷٫۶	۱۶٫۱	۲۳۳	۰٫۲۷
۳	۸۲۹	Cape Mendocino	۱۹۹۲	Rio Dell Overpass – FF	۷٫۰	۱۴٫۳	۳۱۲	۰٫۱۴
۴	۱۶۹	Imperial Valley-06	۱۹۷۹	Delta	۶٫۵	۲۲٫۰	۲۷۵	۰٫۳۵
۵	۱۱۷۶	Kocaeli, Turkey	۱۹۹۹	Yarimca	۷٫۵	۴٫۸	۲۹۷	۰٫۳۳
۶	۱۶۳	Imperial Valley-06	۱۹۷۹	Calipatria Fire Station	۶٫۵	۲۴٫۶	۲۰۶	۰٫۱۳
۷	۱۲۰۱	Chi-chi, Taiwan	۱۹۹۹	CHY034	۷٫۶	۱۴٫۸	۳۷۹	۰٫۳۰
۸	۱۴۰۲	Chi-chi, Taiwan	۱۹۹۹	NST	۷٫۶	۳۸٫۴	۳۷۵	۰٫۳۱
۹	۱۱۵۸	Kocaeli, Turkey	۱۹۹۹	Duzce	۷٫۵	۱۵٫۴	۲۷۶	۰٫۳۶
۱۰	۲۸۱	Trinidad	۱۹۸۰	Rio Dell Overpass – E Ground	۷٫۲	–	۳۱۲	۰٫۱۶
۱۱	۷۳۰	Spitak, Armenia	۱۹۸۸	Gukasian	۶٫۸	–	۲۷۵	۰٫۱۷
۱۲	۷۶۸	Loma Prieta	۱۹۸۹	Gilroy Array #4	۶٫۹	۱۴٫۳	۲۲۲	۰٫۴۲
۱۳	۱۴۹۹	Chi-chi, Taiwan	۱۹۹۹	TCU060	۷٫۶	۸٫۵	۲۷۳	۰٫۲۰
۱۴	۲۶۶	Victoria, Mexico	۱۹۸۰	Chihuahua	۶٫۳	۱۹٫۰	۲۷۵	۰٫۱۵
۱۵	۷۶۱	Loma Prieta	۱۹۸۹	Fremont – Emerson Court	۶٫۹	۳۹٫۹	۲۸۵	۰٫۱۹
۱۶	۵۵۸	Chalfant Valley-02	۱۹۸۶	Zack Brothers Ranch	۶٫۲	۷٫۶	۲۷۱	۰٫۴۴
۱۷	۱۵۴۳	Chi-chi, Taiwan	۱۹۹۹	TCU118	۷٫۶	۲۶٫۸	۲۱۵	۰٫۱۱
۱۸	۲۱۱۴	Denali, Alaska	۲۰۰۲	TAPS Pump Station #10	۷٫۹	۲٫۷	۳۲۹	۰٫۳۳
۱۹	۱۷۹	Imperial Valley-06	۱۹۷۹	El Centro Array #4	۶٫۵	۷٫۱	۲۰۹	۰٫۴۸
۲۰	۹۳۱	Big Bear-01	۱۹۹۲	San Bernardino E & Hospitality	۶٫۵	–	۲۷۱	۰٫۱۰
۲۱	۹۰۰	Landers	۱۹۹۲	Yermo Fire Station	۷٫۳	۲۳٫۶	۳۵۴	۰٫۲۴
۲۲	۱۰۸۴	Northridge-01	۱۹۹۴	Sylmar – Converter Sta	۶٫۷	۵٫۴	۲۵۱	۰٫۹۲
۲۳	۶۸	San Fernando	۱۹۷۱	LA – Hollywood Stor FF	۶٫۶	۲۲٫۸	۳۱۷	۰٫۲۲
۲۴	۵۲۷	N. Palm Springs	۱۹۸۶	Morongo Valley	۶٫۱	۱۲٫۱	۳۴۵	۰٫۲۲
۲۵	۷۷۶	Loma Prieta	۱۹۸۹	Hollister – South & Pine	۶٫۹	۲۷٫۹	۳۷۱	۰٫۳۷
۲۶	۱۴۹۵	Chi-chi, Taiwan	۱۹۹۹	TCU055	۷٫۶	۶٫۴	۲۷۳	۰٫۲۴
۲۷	۱۱۹۴	Chi-chi, Taiwan	۱۹۹۹	CHY025	۷٫۶	۱۹٫۱	۲۷۸	۰٫۱۶
۲۸	۱۶۱	Imperial Valley-06	۱۹۷۹	Brawley Airport	۶٫۵	۱۰٫۴	۲۰۹	۰٫۲۲
۲۹	۱۲۳۶	Chi-chi, Taiwan	۱۹۹۹	CHY088	۷٫۶	۳۷٫۵	۲۷۳	۰٫۲۱
۳۰	۱۶۰۵	Duzce, Turkey	۱۹۹۹	Duzce	۷٫۱	۶٫۶	۲۷۶	۰٫۵۱
۳۱	۱۵۰۰	Chi-chi, Taiwan	۱۹۹۹	TCU061	۷٫۶	۱۷٫۲	۲۷۳	۰٫۱۵
۳۲	۸۰۲	Loma Prieta	۱۹۸۹	Saratoga – Aloha Ave	۶٫۹	۸٫۵	۳۷۱	۰٫۵۱
۳۳	۶	Imperial Valley-02	۱۹۴۰	El Centro Array #9	۷٫۰	۶٫۱	۲۱۳	۰٫۲۸
۳۴	۲۶۵۶	Chi-chi, Taiwan-03	۱۹۹۹	TCU123	۶٫۲	۳۱٫۸	۲۷۳	۰٫۰۷
۳۵	۹۸۲	Northridge-01	۱۹۹۴	Jensen Filter plant	۶٫۷	۵٫۴	۳۷۳	۰٫۶۱
۳۶	۲۵۰۹	Chi-chi, Taiwan-03	۱۹۹۹	CHY104	۶٫۲	۳۵٫۱	۲۲۳	۰٫۱۰
۳۷	۸۰۰	Loma Prieta	۱۹۸۹	Salinas – John & work	۶٫۹	۳۲٫۸	۲۷۱	۰٫۱۱
۳۸	۷۵۴	Loma Prieta	۱۹۸۹	Coyote Lake Dam (Downst)	6.9	۲۸٫۸	۲۹۵	۰٫۱۸
۳۹	۱۱۸۳	Chi-chi, Taiwan	۱۹۹۹	CHY008	۷٫۶	۴۰٫۴	۲۱۱	۰٫۱۳
۴۰	۳۵۱۲	Chi-chi, Taiwan-06	۱۹۹۹	TCU141	۶٫۳	۴۵٫۷	۲۱۵	۰٫۱۵

(A) از روش تبرید شبیه‌سازی شده (SA) که یکی از الگوریتم‌های توسعه یافته در هوش مصنوعی است، استفاده شده است [27].

تبرید شبیه‌سازی شده

در الگوریتم شبیه‌سازی تبرید (SA)، نقطه‌ی s یک حالت از سیستم فیزیکی محسوب می‌شود و تابع $E(s)$ مشابه با انرژی داخلی سیستم در حالت s است. هدف آن است که با شروع سیستم از یک حالت اولیه دلخواه (یک s_0 دلخواه)، به حالتی رسیده شود که تابع $E(s)$ در آن کمینه است. در واقع، با شروع از یک حالت دلخواه از سیستم فیزیکی، به حالتی رسیده می‌شود که انرژی داخلی سیستم در آن حالت کمینه است (سیستم کمترین انرژی را در آن حالت خواهد داشت). این تعاریف به فرم ریاضی این گونه تعریف می‌شود که اختلاف بین ماتریس‌های هم‌بستگی به صورت زیر تعریف شود و خطای کلی بر مبنای رابطه‌ی (۴) کمینه شود [27].

$$E = \sum_{i=1}^{N_{var}} \sum_{j=1}^{N_{var}} W_{ij} (E_{ij})^2 \quad (4)$$

در این رابطه W_{ij} وزن متناظر با هر درایه از ماتریس $E = T - A$ می‌باشد. در ساده‌ترین الگوریتم SA دو مرحله به شرح زیر وجود دارد:

۱. جهش. در این مرحله چیدمان فرزند (نسل جدید) از درایه‌های مربوط به ترکیب متغیرهای تصادفی تولید می‌شود.

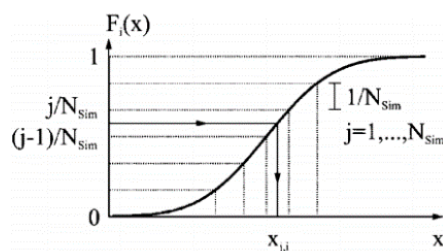
۲. انتخاب. در این مرحله چیدمان فرزند انتخاب می‌شود اگر و تنها اگر مقدار خطای رابطه‌ی (۳) کاهش یابد. در غیر این صورت چیدمان والد از نسل قبل باقی خواهد ماند. در واقع به زبان ریاضی شرط پذیرش چیدمان نسل جدید بر مبنای اختلاف خطای ΔE بین نسل جدید E_{off} و نسل قدیم E_{par} قابل محاسبه است.

روش ابر مکعب لاتین

از آنجا که حجم محاسبات در شبیه‌سازی به روش مونت کارلو (MC) [25] بسیار زیاد است، الگوریتم‌های ساده‌شده‌ی بسیاری شکل گرفته‌اند تا در عین حفظ قابلیت اعتماد، حجم محاسبات لازم کاهش یابد. یکی از این روش‌ها روش ابر مکعب لاتین (LHS) [26] می‌باشد که در ادامه توضیح داده شده است. در این روش ناحیه‌ی انتگرال‌گیری به تعدادی زیرناحیه‌ی منظم تقسیم‌بندی می‌شود. به عبارت دیگر در این روش از تقسیم‌بندی منظم تابع توزیع احتمال مربوط به متغیر تصادفی X_i استفاده می‌شود تا به تعداد N_{sim} ترکیب از متغیرهای تصادفی تولید شود. در واقع X_{ij} بیانگر مقدار مربوط به نمونه‌ی j ام از متغیر تصادفی i ام می‌باشد که توسط رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود.

$$x_{j,i} = F_i^{-1}(p_{j,i}) = F_i^{-1}\left(\frac{j-0.5}{N_{sim}}\right), i = 1, 2, \dots, N_{var} \\ j = 1, 2, \dots, N_{sim} \quad (3)$$

در این رابطه $p_{j,i}$ بیانگر احتمال مربوط به متغیر تصادفی x_i کوچک‌تر یا مساوی $x_{j,i}$ است و F_i^{-1} نیز تابع توزیع احتمال معکوس مربوط به متغیر x_i می‌باشد. در این تحقیق تعداد متغیرهای تصادفی، N_{var} برابر ۵ و تعداد ترکیب‌های تولید شده از آنها، N_{sim} برابر ۵۰ می‌باشد.



شکل ۲ نحوه تولید نمونه‌های تصادفی با روش LHS [26]

در این روش نمونه‌گیری، یک هم‌بستگی ذاتی ناصحیح بین مقادیر متغیرهای تصادفی ایجاد می‌شود که برای حداقل کردن میزان خطای E (بین هم‌بستگی هدف T مربوط به متغیرهای تصادفی و هم‌بستگی ذاتی ذکر شده

آماره‌ی آزمون KS یعنی D به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$D = \max_{i=1}^n \{ |ECDF(x_i) - F(x_i)| \}$$

$$= \max_{i=1}^n \left\{ \left| \frac{i}{n} - F(x_i) \right| \right\} \quad (5)$$

در یک آزمون آماری احتمال این که یک فرض اولیه صحیح باشد، اما به اشتباه، آن فرض رد شود، خطای نوع اول تعریف می‌شود. درواقع α سطح اهمیت است و در یک سطح اهمیت خاص اگر اندازه‌ی آماره‌ی تست KS از مقدار $c_{n,\alpha}$ بزرگ‌تر باشد فرض اولیه رد می‌شود ($H=1$) و در غیر این صورت این فرض قابل قبول می‌باشد ($H=0$). لازم به ذکر است که $c_{n,\alpha}$ معیار تست آماری است و تابعی از n و α می‌باشد که از طریق رابطه‌ی زیر قابل محاسبه است [29].

$$P(D > c_{n,\alpha}) = \alpha \quad (6)$$

در این رابطه P بیانگر احتمال می‌باشد و طبق تعریف حداقل میزان α که باعث قبول شدن فرض آزمون می‌گردد P-Value نامیده می‌شود. درواقع P-Value تابعی از توزیع تجربی است و اگر مقدار آن از α بزرگ‌تر یا مساوی با آن باشد، آزمون پذیرفته می‌شود و در غیر این صورت آزمون رد می‌شود. معمولاً مقادیری که برای α در نظر گرفته می‌شود برابر 0.05، 0.01 و یا 0.1 است که در این تحقیق مقدار 0.05 در نظر گرفته شده است [30].

$$P(\Delta E = E_{\text{Off}} - E_{\text{Par}}) = \begin{cases} 1 & \Delta E \leq 0 \\ \frac{1}{1 + \exp(\Delta E/t)} & \Delta E > 0 \end{cases} \quad (5)$$

در این رابطه $P(\Delta E)$ احتمال پذیرش چیدمان با سطح انرژی بالاتر است که از تابع بولتزمن تبعیت می‌کند. در ضمن t نیز بیانگر دما می‌باشد. حال اگر $\Delta E > 0$ باشد، $P(\Delta E)$ باید با مقدار عددی متغیر تصادفی یکنواخت U از بازه‌ی $(0,1)$ انتخاب شود. اگر $P(\Delta E) < u$ باشد، چیدمان مربوط به نسل جدید انتخاب می‌شود و در غیر این صورت چیدمان مربوط به نسل قبل باقی می‌ماند. این روند تا زمانی که خطا به مقدار قابل قبولی برسد ادامه خواهد یافت.

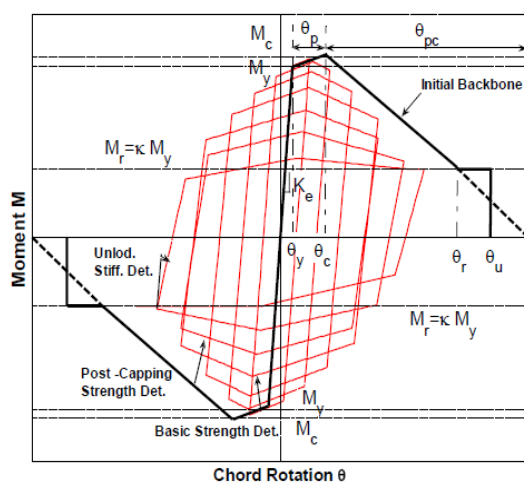
آزمون آماری برازندگی

آزمون تشخیص برازندگی یک روش آماری برای تشخیص این است که آیا متغیر مورد بحث، از یک تابع توزیع احتمال خاص تبعیت می‌کند یا خیر. در این زمینه، آزمون آماری کولموگروف-اسمیرنوف (KS) یکی از تست‌های معتبر آماری می‌باشد که کاربرد بسیار زیادی دارد و البته استفاده از آن نیز بسیار ساده می‌باشد [28]. اگر فرض شود $x_1, x_2, x_3, \dots, x_n$ مقادیر مرتبط با متغیر تصادفی هستند و i نیز شمارنده‌ی متغیر باشد، تابع توزیع تجربی متغیر تصادفی، ECDF می‌باشد که مقدار آن برابر با $\frac{i}{n}$ است. حال با این فرض که $F(x)$ تابع توزیع احتمال CDF تحلیلی متغیر تصادفی باشد،

جدول ۳ مشخصات آماری متغیرهای تصادفی مفصل پلاستیک [22]

پارامتر	θ_p	θ_{pc}	Λ	$M_y/M_{y,p}$	M_c/M_y
توزیع	لوگ نرمال	لوگ نرمال	لوگ نرمال	نرمال	نرمال
میانگین	محاسبه شده	محاسبه شده	محاسبه شده	۱,۱۷	۱,۱۱
انحراف از معیار	۰,۳۲	۰,۲۵	۰,۳۵	۰,۲۱	۰,۰۵

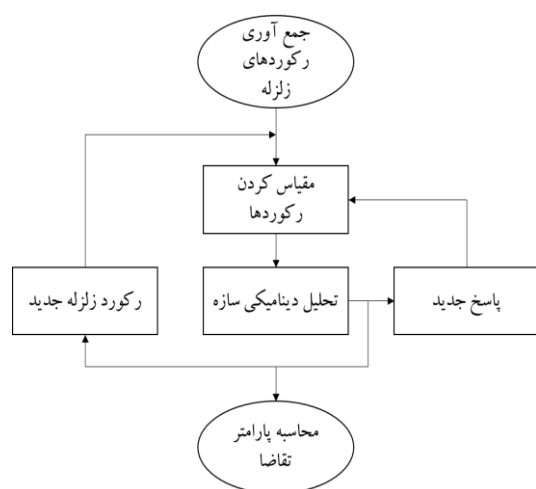
با مفصل پلاستیک متفاوت را ایجاد کرده‌است.



شکل ۳ مدل اصلاح‌شده‌ی آیبارا- کراوینکلر برای بارگذاری چرخه‌ای [21]

تحلیل IDA

در اولین گام، تحلیل IDA بر روی قاب‌ها انجام شد. این تحلیل به صورت دینامیک رفتار سازه را از ناحیه‌ی الاستیک تا فروریزش نشان می‌دهد. در شکل (۴) مراحل این روش به صورت شماتیک نشان داده شده‌است. منحنی‌های IDA سازه در شکل (۵) ترسیم شده‌است.



شکل ۴ مراحل روش IDA

جدول ۴ مقادیر عددی کوواریانس بین متغیرهای تصادفی [22]

پارامتر	θ_p	θ_{pc}	Λ	$M_y/M_{y,p}$	M_c/M_y
θ_p	۱,۰۰	۰,۶۹	۰,۴۴	۰	۰
θ_{pc}	۰,۶۹	۱,۰۰	۰,۶۷	۰	۰
Λ	۰,۴۴	۰,۶۷	۱,۰۰	۰	۰
$M_y/M_{y,p}$	۰	۰	۰	۱,۰۰	۰
M_c/M_y	۰	۰	۰	۰	۱,۰۰

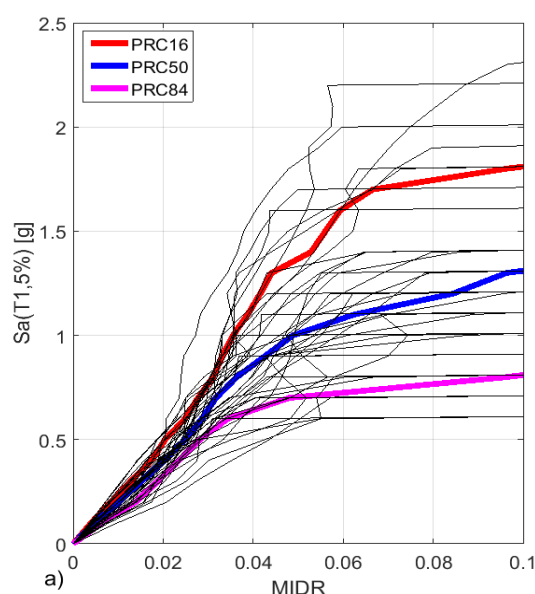
مدل‌سازی عدم قطعیت‌های شناختی

همان‌طور که پیشتر گفته شد، برای لحاظ کردن عدم قطعیت‌های ناشی از رفتار مفصل پلاستیک (عدم قطعیت شناختی) در ابتدا نیاز به یک مدل هیستریزس است که بتواند تمام پدیده‌های تأثیرگذار روی تعیین تقاضای لرزه‌ای تا خرابی را در برگیرد. مدل مفصل پلاستیک متمرکز اولین بار در سال ۱۹۹۳ توسط رهنما و کراوینکلر [31] مطرح شد که به‌طور گسترده‌ای در طی ده سال اخیر استفاده شده‌است. آخرین اصلاح این مدل، مدل اصلاح‌شده‌ی آیبارا- کراوینکلر [21] می‌باشد که در این تحقیق استفاده شده‌است (شکل ۳). سه جزء اصلی این مدل شامل موارد زیر است:

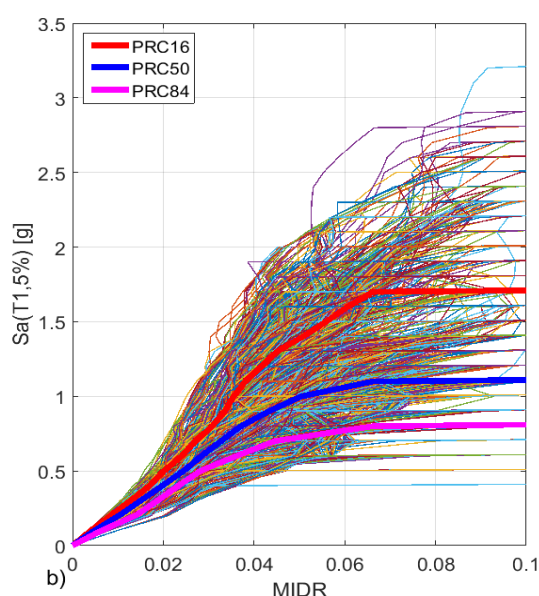
۱. منحنی پوش هیستریزس که رفتار اولیه‌ی یک سیستم بدون کاهندگی سیکلیک را تعریف می‌کند.
 ۲. یک مجموعه قوانین که مدل هیستریزس را بین حدود تعیین‌شده توسط منحنی پوش هیستریزس تعریف می‌کند.
 ۳. مجموعه قوانینی که مودهای کاهندگی را با توجه به حدود منحنی پوش هیستریزس تعریف می‌کند.
- در مرحله‌ی بعد، پنجاه مدل هیستریزس به صورت تصادفی تولید شده‌است که دارای پارامترهای متغیر فوق می‌باشند. ضمناً به منظور مقایسه، یک مدل نیز که دارای پارامترهای میانگین است در نظر گرفته شده‌است. این مدل‌های هیستریزس به قاب خمشی مورد مطالعه اختصاص داده شده‌است که مجموعاً پنجاه مدل سازه‌ای

خلاصه شده‌ی IDA در هر دو شکل تقریباً دارای رفتار یکسان هستند. توضیح بیشتر آن که چه در مدل میانگین و چه در مورد همه‌ی پنجاه مدل، ۱۶٪، ۵۰٪ و ۸۴٪ رکوردها تقریباً در سطوح 0.7g، 1.2g و 1.7g به حد خرابی خود می‌رسند. البته این اختلاف در مورد منحنی خلاصه شده در صدک ۵۰٪ کمی بیشتر می‌باشد. برای بررسی بیشتر تغییرات منحنی‌های خلاصه شده‌ی IDA، شکل (۶) رسم شده است. همان‌طور که ملاحظه می‌شود، هرچه سطح شتاب طیفی بیشتر می‌شود، میزان پراکندگی گریز مربوط به این منحنی‌ها نیز بیشتر می‌شود و هرچه مقدار گریز نیز بیشتر می‌گردد، مقدار پراکندگی شتاب طیفی مربوط به این منحنی‌ها نیز بیشتر می‌شود. از طرفی پراکندگی شتاب طیفی منحنی‌های خلاصه شده نشانگر آن است که صدک ۸۴٪ اکثر رکوردها از نظر رسیدن به حد خرابی دارای رفتار مشابهی است، اما در صدک ۱۶ رفتار متفاوتی مشاهده می‌شود.

همچنین به منظور خلاصه‌سازی انبوه اطلاعات به دست آمده در تحلیل IDA، دسته‌ی منحنی‌های IDA و منحنی‌های خلاصه شده‌ی مربوط به مدل میانگین رسم شده است (شکل ۵- الف). در شکل (۵- ب) نیز دسته منحنی‌های IDA مربوط به تمامی پنجاه ترکیب تصادفی (۲۰۰۰ منحنی) در یک دستگاه مختصات رسم شده‌اند. در این شکل، منحنی‌های خلاصه شده‌ی هر ۲۰۰۰ رکورد نیز ترسیم شده است. در این شکل‌ها، محور افقی مربوط به مقادیر گریز (MIDR) است و محور قائم نیز مربوط به مقادیر شتاب طیفی در زمان تناوب مود اول ارتعاشی سازه با در نظر گرفتن ضریب میرایی ۵٪ است. شکل (۵) حاوی اطلاعات بسیار مهمی می‌باشد. برای مثال در مدل میانگین اولین و آخرین رکورد زلزله به ترتیب در سطوح 0.6g و 2.3g به حد خرابی می‌رسد. این در حالی است که در سایر مدل‌ها اولین و آخرین رکورد زلزله به ترتیب در سطوح 0.4g و 3.25g به حد خرابی می‌رسد، اما ملاحظه می‌گردد که منحنی‌های

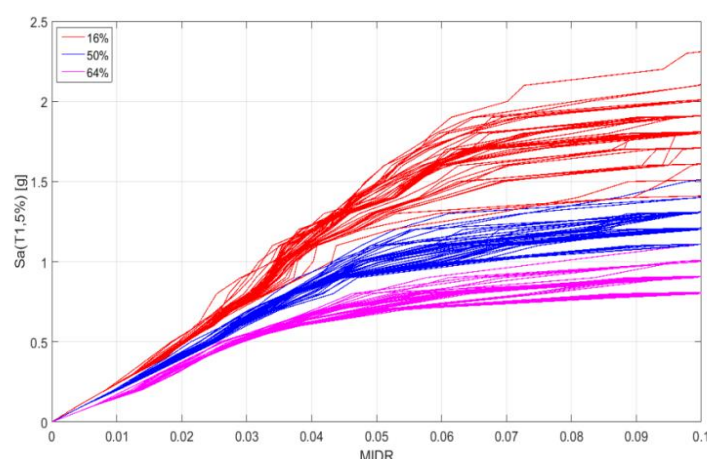


(ب)

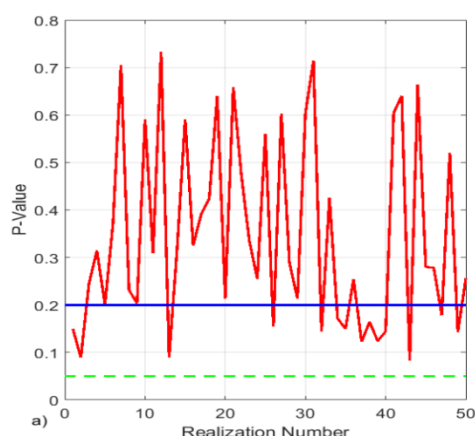


(الف)

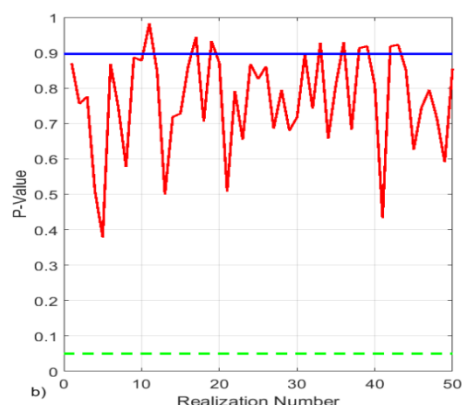
شکل ۵ منحنی‌های IDA و منحنی‌های خلاصه شده: (الف) مدل میانگین، (ب) پنجاه مدل تصادفی



شکل ۶ منحنی‌های خلاصه‌شده‌ی IDA برای تمامی پنجاه مدل تصادفی



الف) حالت حدی IO



ب) حالت حدی GI

شکل ۷ مقادیر P-value تست KS

مطابق شکل، در هر دو نمودار (که متناظر با حالات حدی IO و CP هستند) مشخص است که

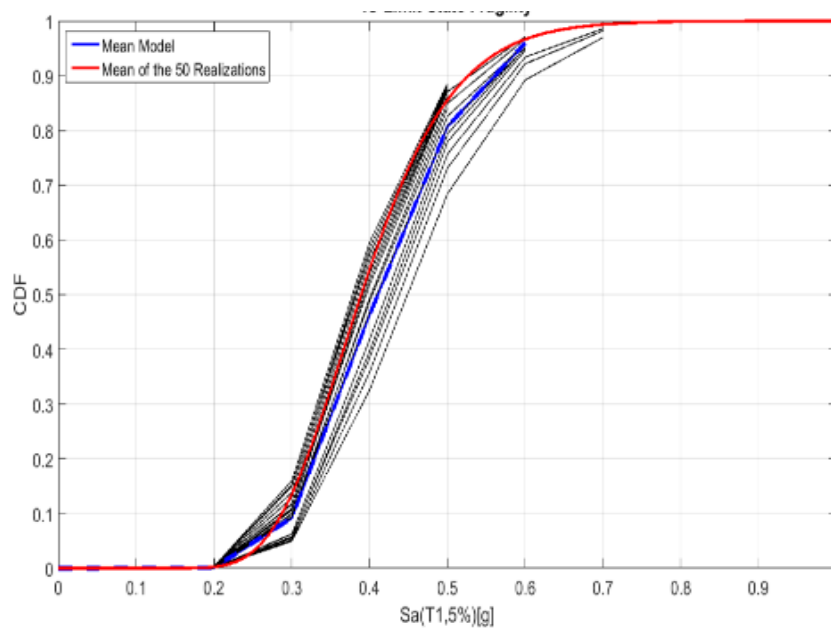
منحنی‌های شکنندگی

برای رسم منحنی‌های شکنندگی، ابتدا حالات حدی IO، CP و GI تعریف شده‌اند. حد IO یا حد سکونت فوری متناظر با گریز 0.02 در منحنی‌های IDA است. CP یا آستانه‌ی ریزش، حداقل مقدار گریز 0.1 و گریز متناظر با نقطه‌ای از IDA است، که در آن نقطه شیب منحنی IDA به اندازه‌ی 0.20 شیب اولیه‌ی آن می‌باشد. در نهایت G نیز به صورت ناپایداری دینامیکی سازه تعریف شده است که معادل با نقطه‌ای از منحنی IDA است که در آنجا منحنی به صورت افقی درمی‌آید [32].

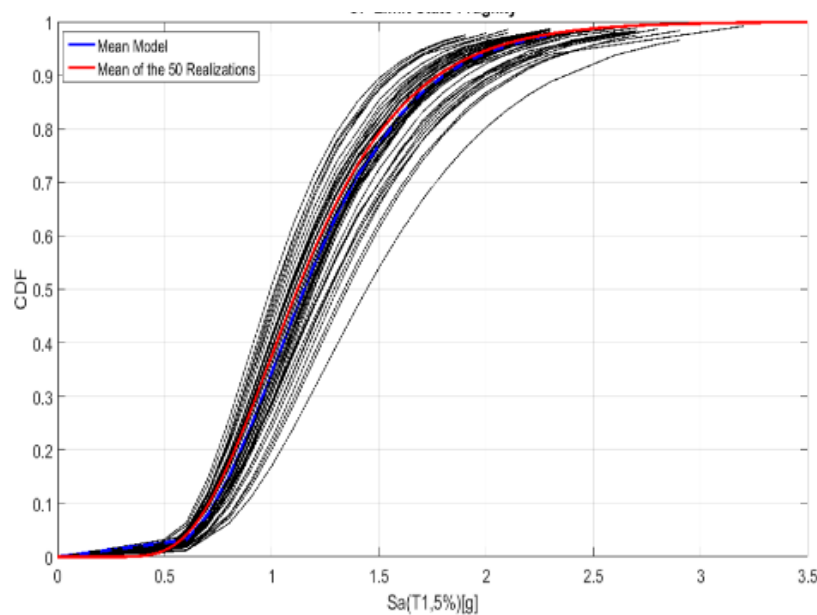
حال می‌باید قبل از ترسیم منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای، فرض لوگ نرمال بودن شتاب‌های طیفی متناظر با هر سه حالت حدی برای تمامی مدل‌های تصادفی بررسی شود. برای این منظور از تست آماری KS استفاده شده است. خروجی این آزمون، احتمال P-Value می‌باشد (محور قائم در شکل ۵) که اگر مقدار آن بزرگ‌تر از سطح اهمیت یعنی 0.05 باشد، فرض لوگ نرمال تأیید و در غیر این صورت رد می‌شود. در شکل ۷ (منحنی‌های قرمز رنگ مربوط به مقادیر P-Value پنجاه مدل تصادفی است و خطوط آبی رنگ نیز مربوط به مقادیر P-Value مدل میانگین می‌باشند). هم‌چنین خط چین سبز رنگ نیز بیانگر سطح اهمیت 0.05 می‌باشد.

درضمن، مقادیر P-Value مربوط به مدل میانگین در حالت حدی CP از P-Value اکثر مدل‌های تصادفی دیگر بزرگ‌تر می‌باشد، اما این موضوع در مورد حالت حدی IO دقیقاً برعکس است و در این حالت حدی مقادیر P-Value در برخی از مدل‌ها به کمتر از 0.10 نیز می‌رسد.

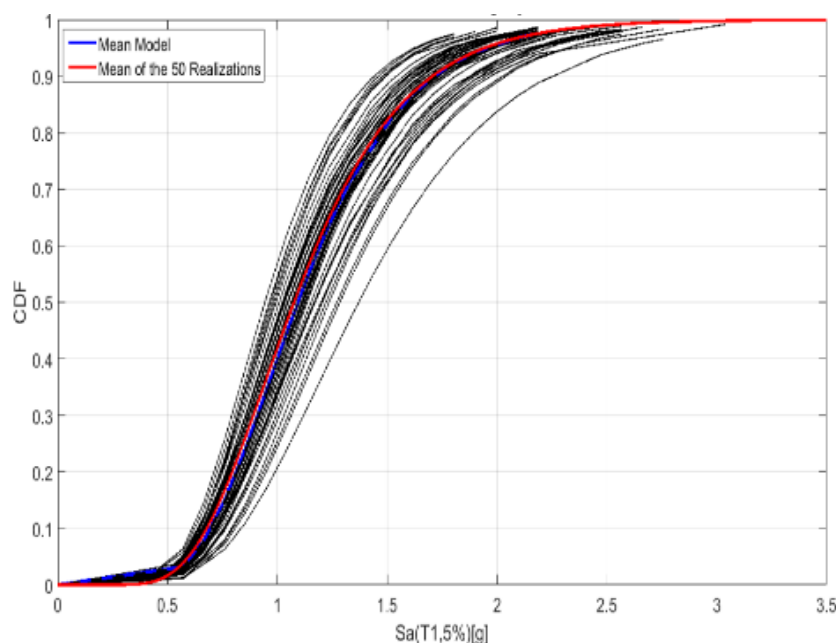
مقادیر P-Value مربوط به مدل میانگین و هر یک از پنجاه مدل تصادفی بزرگ‌تر از سطح اهمیت $\alpha = 0.05$ می‌باشد. این موضوع فرض لوگ نرمال را برای شتاب‌های طیفی در کلیه مدل‌ها، متناظر با هر سه حالت حدی تأیید می‌کند. از آنجا که دو حالت حدی CP و GI نسبتاً نزدیک به یکدیگر هستند، لذا مقادیر P-Value تنها برای حالت حدی CP ترسیم شده‌است.



(الف)



(ب)



(ج)

شکل ۸ منحنی‌های تحلیلی شکنندگی شتاب طیفی: الف) حالت حدی IO، ب) حالت حدی CP، ج) حالت حدی GI

دیگر در دو حالت حدی CP و GI اگر امکان انجام تحلیل دینامیکی افزایشی برای تمامی پنجاه نمونه نباشد، منحنی شکنندگی مربوط به مدل میانگین جواب نسبتاً قابل قبولی خواهد داشت، اما در مورد حالت حدی IO این گونه نیست و اثر عدم قطعیت‌های شناختی بسیار حائز اهمیت می‌باشد.

نتیجه‌گیری

در این تحقیق اثر عدم قطعیت‌های ذاتی و شناختی بر عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی مورد بررسی قرار گرفت. برای انجام این ارزیابی از تحلیل دینامیکی افزایشی تعمیم‌یافته استفاده شد. اثر عدم قطعیت‌های ذاتی با استفاده از چهار رکورد متفاوت زلزله مدل شد و برای لحاظ کردن اثر عدم قطعیت‌های شناختی، پنج پارامتر مدل سازی مصالح مفصل‌های پلاستیک اعضای سازه‌ای به صورت متغیر در نظر گرفته شد. سپس با استفاده از روش LHS منحنی‌های IDA مربوط به هریک از نمونه‌های تصادفی ایجاد شده، تولید شد تا اثر آنها بر منحنی‌های شکنندگی بررسی شود. نتایج این

در آخرین گام، منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای متناظر با هر سه حالت حدی برای کلیه مدل‌ها در شکل (۸) ترسیم شده‌اند. محور افقی، شتاب طیفی متناظر با حالات حدی مذکور است و محور قائم نیز معرف تابع توزیع احتمال آنها می‌باشد. نمودارهای سیاه‌رنگ مربوط به هر یک از پنجاه نمونه‌ی تصادفی تولید شده، نمودار آبی‌رنگ مربوط به مدل میانگین و نمودار قرمز رنگ نیز مربوط به میانگین پنجاه نمونه‌ی تصادفی می‌باشد. مطابق شکل، اختلاف منحنی شکنندگی مدل میانگین و میانگین پنجاه مدل در حالت حدی IO قابل ملاحظه می‌باشد، اما این اختلاف در دو حالت حدی CP و GI کمتر است. در ضمن، منحنی‌های شکنندگی مربوط به دو حالت حدی CP و GI بسیار نزدیک به یکدیگر می‌باشند که این موضوع نیز مؤید نتایج به دست آمده‌ی قبلی می‌باشد. در واقع می‌توان گفت که پارامترهای دارای عدم قطعیت شناختی در منحنی لنگر چرخش مفاصل پلاستیک تیرها و ستون‌های قاب خمشی متوسط فولادی بیشترین تأثیر خود را بر منحنی شکنندگی متناظر با حالت حدی IO دارند. به عبارت

اما این اختلاف در دو حالت حدی CP و GI کمتر است.

۴. در واقع می توان گفت که پارامترهای دارای عدم قطعیت شناختی در منحنی لنگر چرخش مفاصل پلاستیک تیرها و ستون های قاب خمشی متوسط فولادی بیشترین تأثیر خود را بر منحنی شکنندگی متناظر با حالت حدی IO دارند.

لازم به ذکر است که در این مقاله باتوجه به تعداد زیاد تحلیل ها از تعداد پنجاه نمونه برای بررسی عدم قطعیت ها استفاده شد. هرچه تعداد نمونه ها بیشتر باشد پراکندگی نتایج کمتر می شود و مقادیر عدم قطعیت ها کاهش می یابند. در مورد منحنی های IDA می توان گفت که احتمالاً منحنی صدک های ۱۶ و ۸۴ درصد به منحنی میانه نزدیک خواهند شد. در منحنی های شکنندگی نیز اختلاف منحنی مدل میانگین و میانگین پنجاه مدل کمتر خواهد شد.

مطالعه به طور خلاصه به شرح زیر می باشد:

۱. باتوجه به نمودارهای IDA می توان گفت که عدم قطعیت های ذاتی رکورد به رکورد زلزله بسـ یار تأثیر گذار است، چرا که در هر مدل پراکندگی پاسخ های لرزه ای سازه در سطوح مختلف اندازه ی شدت (به خصوص در سطوح بالاتر) قابل توجه می باشد.

۲. عدم قطعیت های شناختی مربوط به پارامترهای مدل مفاصل پلاستیک، باعث تغییرات قابل ملاحظه ای در پاسخ لرزه ای سازه می شود. برای مثال در مدل میانگین، اولین و آخرین رکورد زلزله به ترتیب در سطوح 0.6g و 2.3g به حد خرابی می رسد. این در حالی است که در سایر مدل ها، اولین و آخرین رکورد زلزله به ترتیب در سطوح 0.4g و 3.25g به حد خرابی می رسد.

۳. اختلاف منحنی شکنندگی مدل میانگین و میانگین پنجاه مدل در حالت حدی IO قابل ملاحظه می باشد،

مراجع

1. Horspool, N.A., King, A.B., Lin, S.L., and Uma, S.R., "Damage and losses to residential buildings during the Canterbury earthquake sequence.", *2016 New Zealand Society for Earthquake Engineering, Conference*. (2016).
2. Jiang, L., and Ye, J., "Quantifying the Effects of Various Uncertainties on Seismic Risk Assessment of CFS Structures", *Bulletin of Earthquake Engineering*, Vol. 18, No. 1, pp. 241-272, (2020).
3. Jiang, L., Hong, Z., and Hu, Y., "Effects of Various Uncertainties on Seismic Risk of Steel Frame Equipped with Steel Panel Wall", *Bulletin of Earthquake Engineering*, Vol. 16, No. 12, pp. 5995-6012, (2018).
4. Jalayer, F. "Direct probabilistic seismic analysis: implementing non-linear dynamic assessments", Stanford University, 2003.
- O'Reilly, G.J., and Sullivan, T.J., "Quantification of Modelling Uncertainty in Existing Italian RC Frames", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 47, No. 4, pp. 1054-1067, (2018).
6. Dolsek, M., "Estimation of Seismic Response Parameters through Extended Incremental Dynamic Analysis", *Computational methods in earthquake engineering*. Springer, Dordrecht, pp. 285-304, (2011).

7. Shinozuka, M., Feng, M. Q., Lee, J., and Naganuma, T., "Statistical Analysis of Fragility Curves", *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 126, No. 12, pp. 1224–1231, (2000).
8. Banerjee, S., and Shinozuka, M., "Mechanistic Quantification of RC Bridge Damage States under Earthquake through Fragility Analysis", *Probabilistic Engineering Mechanics*, Vol. 23, No. 1, pp. 12–22, (2008).
9. Celik, O.C., Ellingwood, B.R., "Seismic Fragilities for Non-ductile Reinforced Concrete Frames–Role of Aleatoric and Epistemic Uncertainties", *Structural Safety*, Vol. 32, No. 1, pp. 1-12, (2010).
10. Ajamy, A., Zolfaghari, M.R., Asgarian. B., and Ventura, C. E., "Probabilistic Seismic Analysis of Offshore Platforms Incorporating Uncertainty in Soil-pile-structure Interactions", *Journal of Constructural Steel research*, Vol. 101, Pp. 265-279, (2014).
11. Asgarian, B., and Ordoubadi, B., "Effects of Structural Uncertainties on Seismic Performance of Steel Moment Resisting Frames", *Journal of Constructural Steel research*, Vol. 120, Pp.132–42, (2016).
12. Heidary-Torkamani, H., Bargi, K., Amirabadi. R., and McClough, N.J., "Fragility Estimation and Sensitivity Analysis of an Idealized Pile-supported Wharf with Batter Piles", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 61, pp. 92–106, (2014).
۱۳. شمس، محمد مهدی، «ارزیابی قابلیت اعتماد قاب‌های بتنی با در نظر گرفتن عدم قطعیت‌های ذاتی و شناختی»، پایان‌نامه کارشناسی ارشد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه خواجه نصیرالدین طوسی، (۱۳۹۲).
۱۴. رضایی، فاطمه، گرامی، محسن، نادرپور، حسین، «ارزیابی قابلیت اطمینان لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی به سازی شده با مهاربندهای هم‌گرا با مدل‌های احتمالاتی»، نشریه مهندسی سازه و ساخت، (۴)، صفحات ۵–۱۸، (۱۳۹۶).
15. Kayhani, A., Drabonian, R., Mohsenian, V., and Naderi, R., "Probabilistic Assessment of the Effects of the Uncertainty on the Seismic Performance of Steel Frames Equipped with Tuned Mass Damper", *Sharif Journal of Civil Engineering*, Vol. 34, No. 2, pp. 41-50, (2018).
۱۶. آیین‌نامه‌ی طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰)، ویرایش ۴، مرکز تحقیقات راه و مسکن و شهرسازی، (۱۳۹۳).
۱۷. مقررات ملی ساختمان، مبحث ششم: بارهای وارد بر ساختمان، دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، (۱۳۹۲).
18. American Institute of Steel Construction (AISC), "Specification for Structural Steel Buildings", ANSI/AISC 360-10, Chicago, (2010).
19. McKenna, F. "OpenSees: a framework for earthquake engineering simulation", *Computing in Science & Engineering*, Vol. 13, No. 4, pp. 58-66, (2011).
20. Charney, F.A., "Unintended Consequences of Modeling Damping in Structures", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 134, No. 4, pp. 581–92, (2008).
21. Ibarra, L.F., and Krawinkler, H., "Global Collapse of Frame Structures under Seismic Excitations", Pacific Earthquake Engineering Research Center Berkeley, CA, (2005).
22. Lignos, D.G., and Krawinkler, H., "Deterioration Modeling of Steel Components in Support of Collapse Prediction of Steel Moment Frames under Earthquake Loading", *Journal of Structural*

- Engineering*, Vol. 137, No. 11, pp. 1291–302, (2011).
23. Gholipour, Y., Bozorgnia, Y., Rahnama, M., Berberian, M., and Shojataheri, J., "Probabilistic Seismic Hazard Analysis, Phase I–greater Tehran Regions", Faculty of Engineering, Tehran University, Tehran, (2008).
 24. Center, P. E. E. R., "PEER Ground Motion Database", Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California Berkeley, CA, (2013).
 25. Lemaire, M., "Structural Reliability", John Wiley & Sons, pp. 233-265, (2013).
 26. McKay, M.D., Beckman, R.J., and Conover, W.J., "Comparison of Three Methods for Selecting Values of Input Variables in the Analysis of Output from a Computer Code", *Technometrics*, Vol. 21, No. 2, pp. 239–45, (1979).
 27. Vořechovský, M., and Novák, D., "Correlation Control in Small-sample Monte Carlo type Simulations I: A Simulated Annealing Approach", *Probabilistic Engineering Mechics*, Vol. 24, No. 3, pp. 452–62, (2009).
 28. Benjamin, J.R., and Cornell, C.A., "Probability, Statistics and Decision for Civil Engineers", New York: McGraw- Hill, pp. 370-499, (1970).
 29. Soong, T.T., "Fundamentals of Probability and Statistics for Engineers", John Wiley & Sons, (2004).
 30. Walpole, R.E., Myers, R.H., Myers, S.L., and Ye, K., "Probability and Statistics for Engineers and Scientists", Pearson (2012).
 31. Rahnama, M., and Krawinkler, H., "Effects of Soft Soil and Hysteresis Model on Seismic Demands", Report No. 108, Stanford University, John A. Blume Earthquake Engineering Center, pp. 34-61, (1993).
 32. FEMA., "Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-frame Buildings", Report No. FEMA-350 SAC Joint Venture, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, (2000).

تحلیل احتمالاتی نشست آنی شالوده‌ی مستطیلی با استفاده از نرم‌افزارهای مختلف قابلیت اعتماد*

هادی فتاحی^(۱) فاطمه جیریایی شراهی^(۲) سام مهرنیا^(۳)

چکیده بررسی نشست در پی‌های سطحی با برعهده داشتن وظیفه‌ی انتقال نیروهای سازه به زمین، یکی از عوامل مهم در طراحی سازه‌ها می‌باشد. پارامترهای خاک به دلیل ماهیت غیرهمگن آن، دارای عدم قطعیت‌های زیادی هستند که صرف نظر کردن از آن‌ها در تخمین میزان نشست، ایراداتی را در تحلیل پایداری سازه وارد می‌کند. از این رو، امروزه استفاده از روش‌های قابلیت اعتماد با توانایی پذیرفتن عدم قطعیت‌ها و تحلیل پایداری مورد اطمینان مسائل ژئوتکنیکی، مورد استقبال قرار گرفته‌اند. در این تحقیق به منظور تخمین احتمال شکست ناشی از نشست آنی یک شالوده‌ی مستطیلی سطحی، از روش‌های مرتبه اول و مرتبه دوم قابلیت اعتماد و همچنین شبیه سازی مونت کارلو کمک گرفته شد و تحلیل‌های مربوط به آن در نرم‌افزارهای RT و @Risk انجام شد. نتایج به دست آمده، حاکی از بالا بودن احتمال شکست مربوط به نشست شالوده (۹/۵٪) است. روش‌های مرتبه دوم و شبیه سازی مونت کارلو به دلیل خطی نبودن رویه‌ی حالت حدی، نتایج دقیق‌تری را ارائه می‌دهند. به علاوه تحلیل حساسیت متغیرهای تصادفی بر اساس بردارهای اهمیت نشان داد که بار وارد شده بر شالوده نقش مهمی در احتمال شکست دارد و پس از آن ضریب پواسون متغیر تصادفی بااهمیتی است.

واژه‌های کلیدی احتمال شکست، نرم‌افزار RT، نرم‌افزار @Risk، نشست پی‌های سطحی.

Probabilistic Analysis of Immediate Settlement of a Rectangular Foundation Using Various Reliability Software

H. Fattahi

F. Jiryaee

S. Mehrnia

Abstract Study of immediate settlement of a rectangular foundation with the task of transferring structural forces to the ground, is one of the important factors in the design of structures. Due to its heterogeneous and anisotropic nature, soil parameters have high uncertainties, the omission of which in estimating the settlement of foundation, creates challenges in the analysis of structural stability. Therefore, the use of reliability methods with the ability to accept uncertainties and reliable stability analysis of geotechnical issues are welcomed today. In this study, in order to estimate the probability of failure due to settlement of rectangular foundation, first-order and second-order reliability methods as well as Monte Carlo simulations were used and the relevant analysis were performed in RT and @Risk software. The results indicate a high probability of failure related to the foundation settlement (9.5%). The second-order methods and Monte Carlo simulations provide more accurate results due to the non-linearity of the limit state procedure. In addition, the sensitivity analysis of random variables based on sensitivity vectors showed that the contact stress (q_0), has an important role in the probability of failure, and then the Poisson's ratio is important.

Key Word Probability of failure, RT software, @Risk software, Surface foundations meeting.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۹/۵/۲۲ و تاریخ پذیرش آن ۹۹/۷/۲۷ می‌باشد.

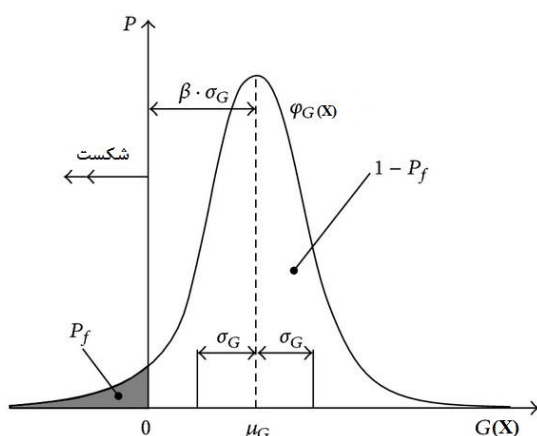
Email: h.fattahi@arakut.ac.ir

(۱) نویسنده مسئول، دانشیار، دانشکده‌ی مهندسی علوم زمین، دانشگاه صنعتی اراک.

(۲) دانش آموخته، دانشکده‌ی مهندسی علوم زمین، دانشگاه صنعتی اراک.

(۳) دانش آموخته، دانشکده‌ی مهندسی علوم زمین، دانشگاه صنعتی اراک.

استفاده نمود. محاسبه‌ی احتمال شکست برگرفته شده از تحلیل قابلیت اعتماد به کمک تابع حالت حدی انجام می‌شود. حد تعادلی این تابع $G(X) = 0$ مرز بین منطقه‌ی ایمن و شکست است [5]. شکل (۱) تابع چگالی احتمال $G(X)$ و چگونگی تفکیک قسمتی از سطح زیر نمودار را به عنوان احتمال شکست نشان می‌دهد.



شکل ۱ نمایی از تعیین احتمال شکست بر توزیع احتمالاتی تابع حالت حدی [6]

پیچیدگی محاسبات احتمال شکست در روش‌های تحلیلی که از تعیین مساحت زیر نمودار و انتگرال بسیار پیچیده منتج می‌شود، سبب شده است که در برخی روش‌ها اندیس قابلیت اعتماد β جایگزین این محاسبات پیچیده شود [5].

$$P_f \approx \Phi(-\beta) \quad (1)$$

به طوری که Φ تابع توزیع تجمعی استاندارد نرمال است. در محاسبه‌ی این اندیس، متغیرها از فضای اصلی خود به فضای استاندارد نرمال انتقال پیدا می‌کنند. اندیس قابلیت اعتماد در روش تحلیلی از طریق محاسبه‌ی ممان‌های مرکزی تابع حالت حدی به دست می‌آید. اندیسی که توسط هاسفر و لیند (Hasofer-Lind) مطرح شد و به شرح زیر است [6]:

مقدمه

تمامی سازه‌هایی که بر روی زمین بنا می‌شوند، از جمله ساختمان‌ها، پل‌ها و خاکریزها، از دو بخش سازه‌ی فوقانی و سازه‌ی زیرین تشکیل می‌شوند. بخش سازه‌ی زیرین که به عنوان پی یا فونداسیون از آن یاد می‌شود، به عنوان حائل بین سازه‌ی فوقانی و زمین تکیه‌گاه عمل می‌کند، به نحوی که تنش‌های بیش از حد و نیز نشست‌های اضافی ایجاد نشود. در طی فرآیند شکل‌گیری نهشته‌های رسوبی، قبل از هرگونه بارگذاری، ناهم‌سانی ذاتی در خاک‌ها ایجاد می‌شود هم‌چنین در اثر اعمال سربار، به علت کرنش‌های ایجاد شده‌ی ناشی از تغییرات تنش، تغییر جهتی در ذرات خاک ایجاد می‌شود، که این امر ناهم‌سانی القایی را ایجاد می‌کند. بیشترین تأثیر این ناهم‌سانی بر روی پارامترهای الاستیسیته‌ی خاک است. یکی از مهم‌ترین کاربردهای این پارامترهای الاستیسیته‌ی خاک، تخمین نشست و بررسی ظرفیت باربری پی‌های سطحی است [1]. عوامل ذکر شده و برخی عوامل دیگر باعث وجود عدم قطعیت در پارامترهای خاک می‌شود که محاسبات و تحلیل‌های قطعی را دچار خطا می‌کند [2]. به عبارتی خاک و سنگ از جمله محیط‌هایی هستند که برخی ویژگی‌های آنها در هر دو نقطه از آن متفاوت است و باعث ایجاد ضریب تغییرات می‌شود. در این صورت چاره‌ای جز یافتن راهی برای ورود عدم قطعیت‌ها نیست. به طوری که چشم پوشی از آنها، نتایج تحلیل‌ها را از واقعیت دور می‌کند و تصمیم‌گیری درستی براساس آنها انجام نمی‌شود. در سال‌های اخیر جهشی برای استفاده از نظریه‌های قابلیت اعتماد برای مدل‌کردن عدم قطعیت‌ها در طرح‌های مهندسی به وجود آمده است [3,4]. در طراحی براساس قابلیت اعتماد به جای استفاده از بردار مقادیر پارامترها به صورت قطعی $X = [x_1, x_2, \dots, x_n]^T$ ، توزیع آماری آنها در نظر گرفته می‌شود. به عبارتی در صورت مشخص بودن توابع چگالی احتمال برای پارامترهای بار و مقاومت، می‌توان از طراحی براساس قابلیت اعتماد

$$\beta = \min_{X \in F} \sqrt{(X - \mu)^T C^{-1} (X - \mu)} \quad (2)$$

که در آن X ، بردار متغیرهای تصادفی (x_i) ، μ بردار میانگین متغیرها، C ، ماتریس کواریانس و F ، دامنه‌ی شکست است. در اینجا β از طریق یک مسئله‌ی بهینه‌سازی به دست خواهد آمد. روش ممان‌های آماری مانند روش‌های مرتبه‌اول و مرتبه‌دوم قابلیت اعتماد از جمله روش‌هایی هستند که با استفاده از اندیس قابلیت اعتماد به تخمین احتمال شکست می‌پردازند.

مطالعاتی که در مورد کاربرد قابلیت اعتماد در برخی مسائل ژئوتکنیکی، در گذشته توسط محققان انجام شده‌است، به شرح زیر است:

بابو و همکارانش تحلیل قابلیت اعتمادی بر مبنای محاسبه‌ی فشار مجاز فوندا سیون‌های سطحی متکی بر خاک‌های رسی سخت انجام دادند [7].

گریفت و فتون در سال ۲۰۰۷ با تلفیق تحلیل احتمالاتی و روش اجزای محدود، تراوش آب در زیر سدها، ظرفیت باربری و نشست پی‌ها و پایداری پایه‌های معدنی را مورد بررسی قرار دادند [8].

فتون و گریفیث که از پیشگامان بحث قابلیت اعتماد در مهندسی ژئوتکنیک هستند مطالعات متعددی بر روی موارد عدم اطمینان در ظرفیت باربری پی‌ها در خاک‌های دانه‌ای و چسبنده انجام داده‌اند. نظریه‌ی اجزای محدود تصادفی از جدیدترین تئوری‌های آنها در سال ۲۰۰۸ می‌باشد که از ترکیب روش اجزای محدود و روش مونت کارلو حاصل شده است [9].

لی و همکاران، تحلیل قابلیت اعتماد را بر روی شکست گوه‌ای توسعه دادند و ارتفاع گوه را تغییر دادند و چهار حالت شکست گوه‌ای را بررسی کردند [10].

سانجی و کیچی در سال ۲۰۰۹ آنالیز قابلیت اعتمادی انجام دادند و روان‌گرایی خاک را براساس داده‌های آزمایش نفوذ استاندارد مورد بررسی قرار دادند [11].

آقای ناگ و همکاران در سال ۲۰۱۱ پی‌های سطحی در خاک چسبنده را در شرایط مختلف بارگذاری و شبیه‌سازی کردند، به‌طوری‌که زاویه‌ی اصطکاک خاک،

بارهای افقی و عمودی را به‌عنوان متغیرهایی با توزیع نرمال در مطالعه در نظر گرفتند و تابع عملکرد را با معادله‌ی مایرهورف به‌وجود آوردند. نتایج نشان داد که احتمال شکست در پی‌های سطحی متأثر از تنوع بار عمودی، زاویه‌ی اصطکاک و بار افقی می‌باشد [12].

چینگ و همکاران در سال ۲۰۱۱ مطالعه‌ی آنالیز قابلیت اعتماد ظرفیت باربری پی‌ها بر روی توده‌ی سنگ را با استفاده از مطالعه‌ی موردی منطقه‌ای در تایوان انجام دادند و به این نتیجه رسیدند که شاخص مقاومت زمین شناختی سنگ (GIS) و مقاومت فشاری تک‌محوری سنگ، دو پارامتر تأثیرگذار هستند [13].

چین لونگ و بک، قابلیت اعتماد شمع‌ها یا المان‌های انتقال بارهای سطحی را به عمق زمین با استفاده از احتمالات تحلیل کردند [14].

لوانیس و فیلپ با به کارگیری روش مونت کارلو، پایداری داخلی دیوار خاکی تقویت‌شده را بررسی کردند [15].

جوهری و سبزی، با استفاده از روش‌های مختلف عددی موفق به پیش‌بینی میزان نشست شالوده شدند و آنالیز قابلیت اعتماد میزان نشست را نیز انجام دادند [16].

نظرزاده و سربیشه تحلیل قابلیت اعتماد شالوده‌ی سطحی را انجام دادند و بر این اساس برای متغیرهای ورودی توابع توزیع احتمالاتی را در نظر گرفتند. آنها در این آنالیز از روش شبیه‌سازی مونت کارلو استفاده کردند [17].

شکیر، ظرفیت باربری یک شالوده‌ی مربعی را محاسبه کرد و با استفاده از روش مونت کارلو، تابع حالت حدی آن را مدل کرد و به تحلیل احتمالاتی آن پرداخت [18].

در این پژوهش سعی شد با استفاده از توابع توزیع متغیرهای تصادفی در مسئله‌ی نشست شالوده‌ی مستطیلی سطحی و همچنین روابط تعریف‌شده، یک آنالیز قابلیت اعتماد انجام شود. به این منظور، از روش‌های مختلف قابلیت اعتماد مانند روش قابلیت اعتماد مرتبه‌اول، روش قابلیت اعتماد مرتبه‌دوم و

استاندارد نرمال و محاسبه‌ی شاخص قابلیت اعتماد، احتمال شکست با رابطه‌ی (۱) به دست خواهد آمد [4].

روش مرتبه دوم قابلیت اعتماد

در اکثر مواقع تابع عملکردی که به عنوان یک متغیر تصادفی وابسته از متغیرهای تصادفی مستقل تأثیر می‌پذیرد، از یک خط راست پیروی نمی‌کند و متناسب با میزان پیچیدگی آن، مطابق با یک منحنی درجه دو یا بالاتر است. در روش مرتبه دوم قابلیت اعتماد از رویه‌ی حالت حدی حول محتمل‌ترین نقطه‌ی آن تقریب درجه دوم زده می‌شود. به عبارتی، به جای تقریب زدن رویه‌ی حالت حدی با یک صفحه یا ابرصفحه، با یک سهمی یا ابرسهمی جایگزین می‌شود [4].

$$g(X_1, X_2, \dots, X_n) = g(x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*) + \sum_{i=1}^n (x_i - x_i^*) \frac{\partial g}{\partial x_i} + \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n (x_i - x_i^*)(x_j - x_j^*) \frac{\partial^2 g}{\partial x_i \partial x_j} \quad (4)$$

که در آن X_i متغیرهای تصادفی و x_i برآمدهای آنها هستند و هم‌چنین x_i^* بیانگر محتمل‌ترین نقطه است. بریتنگ (Breitung) رابطه‌ی زیر را برای محاسبه‌ی احتمال شکست با تقریب مرتبه دوم ارائه داد [4]:

$$P_f \approx \Phi(-\beta) \prod_{i=1}^{n-1} (1 + \beta k_i)^{-\frac{1}{2}} \quad (5)$$

که در آن k_i نشان‌دهنده‌ی انحنای اصلی تابع حالت حدی در نقطه‌ی طراحی است، به صورتی که اگر تابع n متغیر داشته باشد، $(n-1)$ انحنای دارد؛ بنابراین نیاز است که این انحنای محاسبه شوند [4].

روش شبیه‌سازی مونت کارلو

روش شبیه‌سازی مونت کارلو از جمله روش‌های عددی است که در آن هر متغیری به‌طور هم‌زمان، طبق قوانین تعیین‌شده، تغییر می‌کند. ساده‌ترین قانون این است که برای یک تحلیل پایداری داده‌شده، هر متغیر، تنها یک مقدار انتخاب‌شده تصادفی از توزیع اندازه‌گیری

شبیه‌سازی مونت کارلو برای تخمین احتمال شکست و تحلیل حساسیت متغیرهای تصادفی کمک گرفته شد. این تحلیل‌ها در نرم‌افزارهای RT و @Risk که ابزار قدرتمندی برای انجام تحلیل‌های احتمالاتی هستند صورت گرفت.

روش‌های قابلیت اعتماد به کار گرفته‌شده برای تخمین احتمال شکست

روش‌های ارزیابی قابلیت اعتماد که در نهایت به تخمین احتمال شکست سیستم منجر می‌شوند، به‌طور تقریبی نسبت به روش‌های تحلیلی، هدف خود را دنبال می‌کنند تا به قضاوت درمورد پایداری سیستم‌ها بپردازند. روش مرتبه اول قابلیت اعتماد، روش مرتبه دوم قابلیت اعتماد و شبیه‌سازی مونت کارلو از جمله‌ی این روش‌ها هستند که به آنها پرداخته خواهد شد.

روش مرتبه اول قابلیت اعتماد

تابع حالت حدی در مقدار صفر آن $G(X) = 0$ که رویه‌ی حالت حدی نام دارد، ممکن است به شکل یک خط راست تا یک منحنی با درجه‌ی بالا باشد. در روش ممان‌های آماری، تخمین حجم احتمال مشترک قرارگرفته در منطقه‌ی شکست، به‌منظور محاسبه‌ی احتمال شکست، با فرض‌هایی نسبت به شکل رویه‌ی حالت حدی انجام می‌شود. در روش مرتبه اول، که ترکیبی از روش‌های تحلیلی و تقریبی است، این فرض مبنی بر خطی بودن رویه‌ی حالت حدی می‌باشد و با استفاده از بسط درجه اول تیلور خطی‌سازی می‌شود تا منجر به سادگی محاسبات پیش‌رو شود [4].

$$G(X) \approx G(X^*) + \nabla G(X^*)(X - X^*)^T \quad (3)$$

در این رابطه، X بردار متغیرهای تصادفی تبدیل‌یافته به فضای استاندارد نرمال و X^* محتمل‌ترین نقطه بر رویه‌ی حالت حدی است. بنابراین پس از انتقال توابع توزیع مختلف متغیرهای تصادفی به توزیع

حدی به اندازه α^2 ، یعنی بردار یکه‌ی آن است. هرچه $|\alpha_i|$ بیشتر باشد بیانگر آن است که اهمیت x_i بالاتر است. علامت α_i نیز در احتمال شکست تأثیرگذار است. مقدار مثبت α نشان می‌دهد با افزایش آن، متغیر P_f افزایش پیدا می‌کند و مقدار منفی بیانگر آن است که با افزایش آن، متغیر P_f کاهش می‌یابد. در بردار حساسیت دلتا تغییرات شاخص قابلیت اعتماد نسبت به میانگین متغیرها سنجیده می‌شود. این نشان‌دهنده‌ی اهمیت میانگین متغیرهای تصادفی است [4].

$$\delta_i = \frac{\partial \beta}{\partial \mu_i} \sigma_i \quad (8)$$

هم‌چنین در بردار اهمیت اتا، تغییرات شاخص قابلیت اعتماد نسبت به پراکندگی متغیرها بررسی می‌شود.

$$\eta_i = \frac{\partial \beta}{\partial \sigma_i} \sigma_i \quad (9)$$

نشست آنی شالوده‌ی سطحی

دو نوع نشست اصلی می‌تواند برای شالوده‌های سطحی رخ دهد؛ نخست نشست آنی یا الاستیک و دوم نشست تحکیم. نشست آنی شالوده بلافاصله بعد از احداث شالوده رخ می‌دهد. نشست تحکیم یک نشست تابع زمان می‌باشد و مطابق تئوری تحکیم، علت وقوع آن خروج آب حفره‌ای از میان حفرات خاک به علت اضافه‌فشار تحمیل شده بر آنها می‌باشد. نشست کلی یک شالوده، مجموع نشست‌های آنی (الاستیک) و تحکیم می‌باشد [20]. از آنجا که در محاسبات مربوط به نشست آنی از پارامترهای الاستیک خاک استفاده می‌شود، به آن نشست الاستیک نیز گفته می‌شود. محاسبات نشست آنی یا کوتاه مدت در مورد خاک‌های دانه‌ای و نیز خاک‌های چسبنده با درجه‌ی اشباع کمتر از ۸۰ درصد کاربرد دارد [21]. شکل (۲) ترسیمی از شالوده‌ی مستطیلی سطحی و متغیرهای تأثیرگذار در میزان نشست را نشان می‌دهد.

شده‌اش که مستقل از سایر متغیرها می‌باشد خواهد داشت. سپس رفتار و عمل سیستم که در مقدار تابع حالت حدی نمود پیدا می‌کند به‌إزای این مقادیر انتخاب شده محاسبه می‌شود و به‌این ترتیب یک آزمون از رفتار سیستم انجام می‌شود. مونت‌کارلو این آزمون‌ها را به تعداد بسیار زیاد تکرار می‌کند به‌طوری‌که توزیع احتمالاتی تابع حالت حدی مشخص شود. به این ترتیب احتمال شکست به‌شکل زیر محاسبه می‌شود [19].

$$P_f \approx \frac{n(G \leq 0)}{N} \quad (6)$$

که در آن $n(G \leq 0)$ تعداد آزمون‌هایی است که در آنها $G \leq 0$ است. تعداد آزمون‌ها N متناسب با دقت احتمال شکست مطلوب می‌باشد. از مزایای مهم این روش عدم وجود هیچ محدودیتی در نوع و شکل توزیع احتمالاتی متغیرها و نیز تابع حالت حدی می‌باشد [19].

بردارهای حساسیت

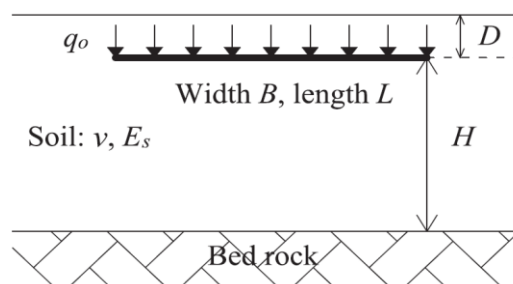
متغیرهای تصادفی، هر کدام به نوعی بر پایداری سیستم و احتمال شکست آن تأثیر می‌گذارند. آگاهی از میزان تأثیرگذاری متغیرها و علاوه بر آن یافتن با اهمیت‌ترین آنها، کمک زیادی به طراح و تدارک اقدامات کنترلی برای پایین آوردن احتمال شکست می‌کند. با استفاده از ماهیت تغییرپذیری متغیرها می‌توان تأثیر آنها بر شاخص قابلیت اعتماد و احتمال شکست را مطالعه کرد. بردارهای حساسیت آلفا، بتا، دلتا، اتا و کاپا از جمله بردارهای حساسیتی هستند که با ارائه‌ی اهمیت متغیرها در قالب یک بردار به مقایسه‌ی متغیرها نسبت به یکدیگر می‌پردازند. بردار حساسیت آلفا، اهمیت هریک از متغیرها را براساس سهمی که در محاسبه‌ی واریانس تابع حالت حدی دارد بیان می‌کند. واریانس تابع حالت حدی از این جهت که در محاسبه‌ی احتمال شکست دخیل است بیان‌کننده‌ی این اهمیت است [4].

$$V[\hat{G}] = \|\nabla G\|^2 (\alpha_1^2 + \alpha_2^2 + \dots + \alpha_n^2) \quad (7)$$

سهم هر متغیر تصادفی در واریانس تابع حالت

نرم افزار @Risk

نرم افزار ریسک یک سیستم نرم افزاری قوی در زمینه ی تحلیل وضعیت های کاری و فنی است که تحت تأثیر ریسک قرار دارند. این نرم افزار تکنیک های خود را در قالب بسته ی نرم افزاری صفحه گسترده ی استاندارد مایکروسافت اکسل ارائه می دهد و به صورت یک "add-in" بر روی اکسل نصب می شود. سیستم نرم افزار ریسک تمام ابزارهای مورد نیاز برای تعریف مجموعه، اجرا و نمایش نتایج تحلیل ریسک را ارائه می دهد و در وضعیت مشابه با منوها و عملگرهای اکسل عمل می کند. با استفاده از نرم افزار ریسک و اکسل هر وضعیت ریسکی از تجارت و کسب و کار گرفته تا علوم و فنون مهندسی می تواند مدل شود. توزیع های احتمالی ارائه شده در آن امکان طبقه بندی نمودن تقریباً تمامی انواع عدم قطعیت ها را در مقادیر سلول های صفحه گسترده می دهد، سپس با استفاده از روش های شبیه سازی مونت کارلو و یا Latin Hypercube و تولید اعداد تصادفی، مدل را بارها اجرا کرده و پارامترهای پروژه را تحلیل می کند و در نهایت مقادیر خروجی های مشخص شده و توزیع احتمال آنها را ارائه می کند. این نرم افزار به منظور انجام سریع ترین شبیه سازی ممکن و با استفاده از تکنیک های نمونه گیری پیشرفته طراحی شده است. در هر زمانی که شما با وضعیتی مواجه شدید که می بایست یک تصمیم و یا تحلیل همراه با ریسک انجام دهید، نرم افزار ریسک می تواند به منظور بهبود چشم انداز تصویر وقایعی که در آینده رخ خواهند داد استفاده شود. پس از ورود متغیرها و تعریف توزیع احتمالاتی آنها برنامه آماده است تا با تولید اعداد تصادفی و با استفاده از روش های احتمالاتی خود مدلی بسازد و برای متغیر خروجی یک توزیع احتمالاتی ارائه دهد. در نتیجه تحلیل ها براساس رفتار توزیع ارائه شده انجام می گیرد. از مزیت های این نرم افزار تولید شکل های گرافیکی پیرامون ورودی ها و نتایج است که باعث فهم بهتر و سهولت در تحلیل ها می شود. این نرم افزار قابلیت کاربرد در هر زمینه ای را که عدم قطعیت در آن نمایان است دارد.



شکل ۲ ترسیمی از شالوده ی مستطیلی سطحی و متغیرهای تأثیرگذار در میزان نشست

معرفی اجمالی نرم افزارهای به کار گرفته شده در این تحقیق

نرم افزارهای متعددی قابلیت انجام تحلیل های احتمالاتی و ارزیابی ریسک و هم چنین آنالیز حساسیت را دارند. در این تحقیق از دو نوع آنها برای انجام تحلیل ها کمک گرفته شده است. در ادامه به تعریف دو نرم افزار RT و @Risk پرداخته خواهد شد.

نرم افزار RT

نرم افزار RT قابلیت انجام ارزیابی های احتمالاتی چون قابلیت اعتماد و ریسک را دارد. پارامترهای سیستم از جمله متغیرهای تصادفی و قطعی، ورودی های این برنامه هستند. در این برنامه امکان استفاده از تعداد زیادی متغیر ورودی و ارزیابی حساسیت و اهمیت آنها نسبت به یکدیگر وجود دارد و در آن می توان از توزیع های مختلفی مانند نرمال، گامبل، بتا، نمایی، لاگ نرمال و راییلی برای تعریف رفتار متغیرها استفاده کرد. انجام شبیه سازی مونت کارلو، روش مرتبه اول قابلیت اعتماد و روش مرتبه دوم قابلیت اعتماد از دیگر قابلیت های برنامه است. با انجام این آنالیزها، مقداری از متغیرها که به ازای آنها کمترین احتمال شکست به دست می آید، برآورد می شود. هم چنین این برنامه با برنامه هایی مانند SAP، ANSYS، Abaqus، OpenSees و MATLAB می تواند لینک شود. این نرم افزار را می توان به صورت رایگان از طریق لینک (inrisk.ubc.ca/software/rt) دریافت کرد.

تحلیل و نتایج

در ادامه به بررسی نشست آنی یک شالوده‌ی انعطاف‌پذیر مستطیلی به‌منظور برآورد ایمنی آن در یک مسئله‌ی ژئوتکنیکی پرداخته خواهد شد. در تحلیل‌های انجام‌شده، روش‌های مرتبه‌اول و دوم قابلیت اعتماد و شبیه‌سازی مونت کارلو به‌کار گرفته شده‌است که در نرم‌افزارهای RT و @Risk مدل‌سازی شده‌اند.

مسئله‌ی نشست شالوده‌ی مستطیلی با توجه به رابطه‌ی زیر شامل متغیرهای تأثیرگذاری است [22] که جدول (۱) به شرح پارامترهای قطعی این مسئله می‌پردازد.

$$\Delta H = 0.5Bq_0 \frac{1-v^2}{E_s} m \left(I_1 + \frac{1-2v}{1-v} I_2 \right) I_F \quad (10)$$

برخی از این متغیرها به‌دلیل وجود عدم قطعیت بالای ویژگی‌های ژئوتکنیکی، به‌عنوان متغیر تصادفی در نظر گرفته شده‌اند. جدول (۲) بیانگر پارامترهای احتمالاتی متغیرهای تصادفی می‌باشد. به‌علاوه شکل‌های

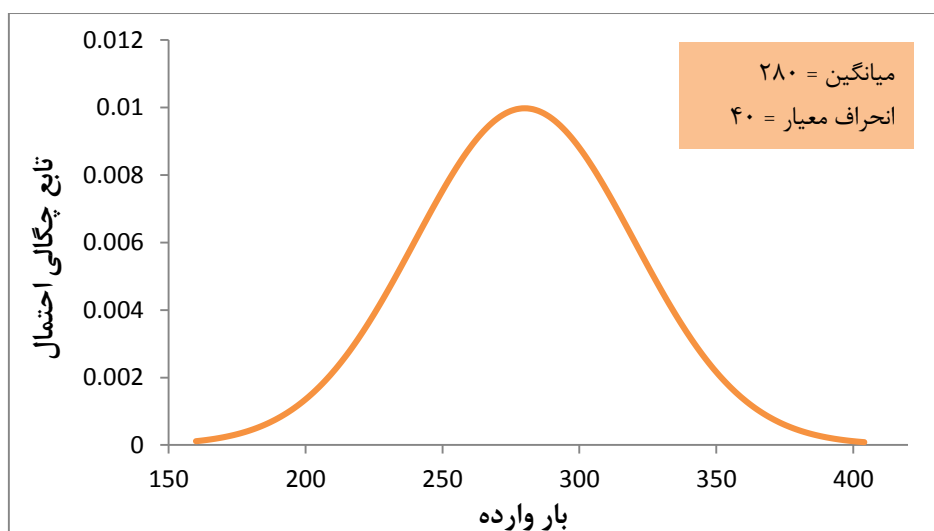
(۳) تا (۵) توزیع احتمالاتی متغیرهای تصادفی را نمایش می‌دهد. همان‌طور که مشخص است، متغیرهای بار وارده، ضریب پواسون و مدول الاستیسیته به‌عنوان متغیرهای تصادفی غیروابسته با توزیع نرمال فرض شده‌اند.

جدول ۱. پارامترهای قطعی و مقادیر آنها

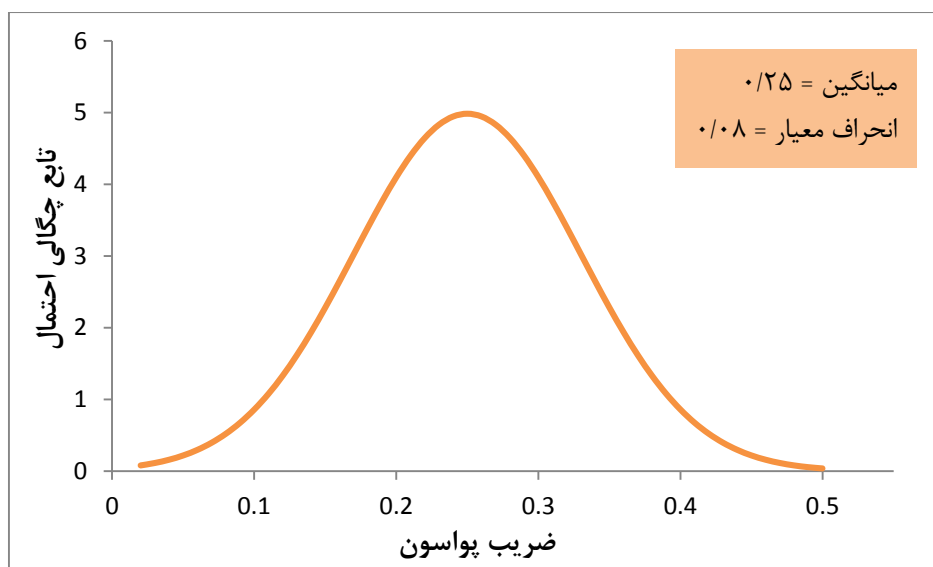
پارامترهای قطعی	علامت اختصاری	مقدار پارامتر
عرض شالوده	B(m)	۳۰
طول شالوده	L(m)	۴۰
عمق جایگزینی شالوده	D(m)	۳
ضخامت طبقه	H(m)	۱۰
تعداد گوشه‌های شالوده	m	۴
ضریب تأثیر	I ₁	۰/۰۷۳
ضریب تأثیر	I ₂	۰/۰۸۹
ضریب تأثیر	I ₃	۰/۹۵

جدول ۲. مشخصات مربوط به متغیرهای تصادفی

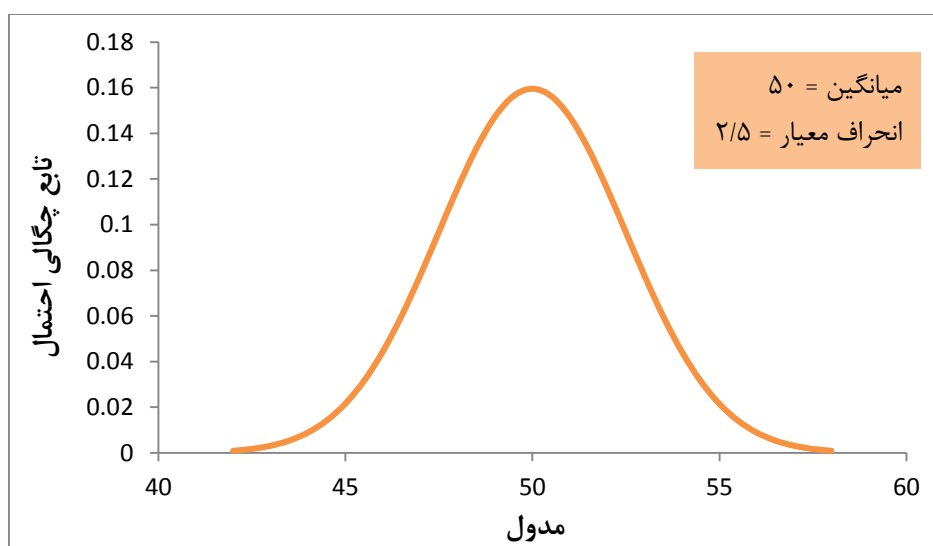
متغیرهای تصادفی	علامت اختصاری	توزیع احتمالاتی	میانگین	انحراف معیار
بار وارده	q ₀ (KPa)	نرمال	۲۸۰	۴۰
ضریب پواسون	v	نرمال	۰/۲۵	۰/۰۸
مدول الاستیسیته	E _s (MPa)	نرمال	۵۰	۲/۵



شکل ۳. توزیع چگالی احتمال متغیر بار وارده



شکل ۴ توزیع چگالی احتمال متغیر ضریب پواسون



شکل ۵ توزیع چگالی احتمال متغیر مدول الاستیسیته

چالش ادامه مسیر قابلیت اعتماد را تحت تأثیر قرار می‌دهد. میزان نشست شالوده به عنوان متغیر مستقل در رابطه‌ی (۱۰) با ترکیب حد آستانه‌ی نشست (۵۰ میلی‌متر)، تشکیل تابع حالت حدی زیر را می‌دهند:

$$G(X) = (\Delta H)_{\text{limit}} \quad (11)$$

روش‌های مرتبه اول و مرتبه دوم قابلیت اعتماد در نرم افزار RT پس از تعریف تابع حالت حدی، الگوریتم

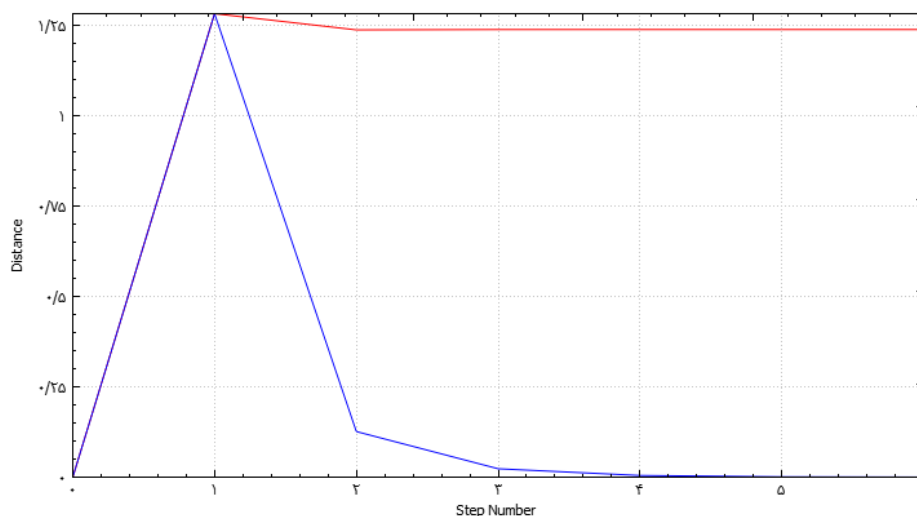
روش‌های تحلیل قابلیت اعتمادی چون روش‌های مرتبه اول و مرتبه دوم، مقدم بر تخمین شاخص قابلیت اعتماد و احتمال شکست، نیاز به یک تابع حالت حدی به منظور ارزیابی عملکرد تابع اصلی در دامنه‌ی متغیرهای تصادفی دارند. یک رویه‌ی مشخص برای ساخت توابع حالت حدی از توابع صریح، ترکیب آنها با حد آستانه‌ی متغیر مستقل می‌باشد. انتخاب حد آستانه به عنوان یک

مرتبه دوم به شبیه سازی مونت کارلو، به عنوان یک روش با دقت بسیار بالا نزدیک تر است، می توان نتیجه گرفت رویه ی حالت حدی ($G(X) = 0$) در این مطالعه، از حالت خطی خارج است و به سهمی نزدیک تر است؛ بنابراین در مورد این مسئله روش مرتبه اول، برای تخمین احتمال شکست با تقریب خطی دچار خطا می شود.

شبیه سازی مونت کارلو برای انجام محاسبات با دقت بالا، تعداد بسیار زیادی داده ی تصادفی تولید می کند. هرچه تعداد تکرار شبیه سازی ها بیشتر شود، احتمال تخمین زده شده به مقدار واقعی آن نزدیک تر است. با استفاده از شکل (۷) که روند هم گرایی روش شبیه سازی مونت کارلو به جواب و کاهش تغییرات در تخمین احتمال شکست را نشان می دهد، پس از تولید ۲۸۰۰۰۰ داده ی تصادفی از متغیرهای تصادفی روش مونت کارلو به احتمال ۹/۵۴٪ هم گرا می شود.

IHLRF را به منظور یافتن نقطه ی طراحی به کار گرفته است. با توجه به شکل (۶) در گام سوم از جستجوی این الگوریتم، نقطه ی طراحی ارائه شده است. در این شکل نمودار آبی رنگ فاصله ی نقطه ی مورد تا نقطه ی طراحی و نمودار قرمز رنگ، فاصله ی نقطه ی مورد نظر تا مبدأ را نشان می دهد. در نتیجه فاصله ی نقطه ی برآورد شده در گام سوم تا مبدأ، نشان دهنده ی شاخص قابلیت اعتماد می باشد.

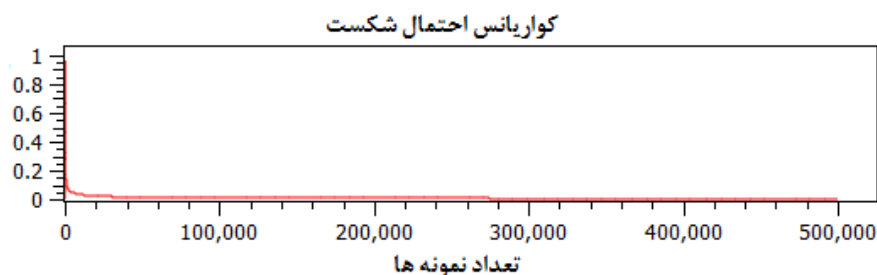
خروجی محاسبات انجام شده و احتمالات در هر یک از روش ها در جدول (۳) آورده شده است. احتمالات تخمین زده شده پیرامون حالت شکست در روش های مرتبه دوم قابلیت اعتماد و شبیه سازی مونت کارلو بسیار به هم نزدیک هستند، در حالی که روش مرتبه اول قابلیت اعتماد، مقدار احتمال شکست بالاتری را نسبت به سایر روش ها تخمین زده است. به این دلیل که نتیجه ی روش



شکل ۶ نمودار هم گرایی فاصله تا نقطه ی طراحی

جدول ۳ احتمال شکست محاسبه شده با روش های قابلیت اعتماد

MCS (@Risk)	MCS (RT)	SORM	FORM	تحلیل قابلیت اعتماد
۹/۶	۹/۵۴	۹/۵۹	۱۰/۸۱	احتمال شکست (%)
-	۱/۳۰۸	۱/۳۰۵	۱/۲۳۷	شاخص قابلیت اعتماد



شکل ۷ نمودار کواریانس احتمال شکست نسبت به افزایش تعداد نمونه ها

است. البته نتیجه گیری ذکر شده براساس سه بردار اهمیت α ، β و γ ارائه شده است.

شکل (۱۰) نشان دهنده اهمیت متغیرها براساس بردارهای اهمیت β و γ است که اولویت تأثیرگذاری متغیرها را نسبت به سه بردار اهمیت دیگر تغییر داده است.

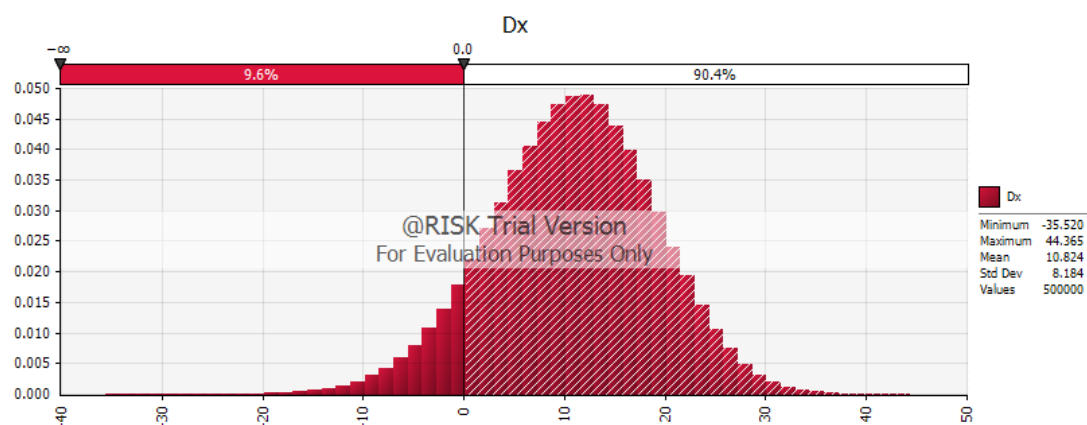
جدول (۴) به طور دقیق تر بیانگر اهمیت متغیرها براساس هر بردار اهمیت است. مقادیر اهمیت محاسبه شده ممکن است مثبت یا منفی باشند. این علامت در بردارهای مختلف مفهوم متفاوتی از اهمیت متغیرهای مورد بررسی دارد. بردار اهمیت α و γ با در نظر گرفتن علامت منفی برای حساسیت متغیرهای مدول الاستیسیته و ضریب پواسون، نشان دادند که این متغیرها از نوع متغیر مقاومت هستند و با افزایش مقادیر آنها احتمال شکست کاهش می یابد. به علاوه با در نظر گرفتن علامت مثبت برای متغیر بار وارده، ثابت کردند که این متغیر از نوع متغیر بار است و با افزایش مقدار آن احتمال شکست افزایش می یابد. با توجه به این که بردارهای اهمیت β و γ عکس این رویه را دارند، علامت ها به طور برآورد شده است، اما بردار اهمیت α با در نظر گرفتن پراکندگی هر متغیر، حساسیت متغیرها را منفی فرض می کند، به این دلیل که با افزایش انحراف معیار متغیرها مقدار احتمال شکست افزایش می یابد.

شکل (۱۱) تحلیل حساسیت در نرم افزار @Risk را نشان می دهد که براساس آن ضریب پواسون نسبت به دو متغیر دیگر از اهمیت بالاتری برخوردار است.

هم چنین شبیه سازی مونت کارلو با نرم افزار @Risk خروجی مشابهی را ارائه می دهد. در شکل (۸) تابع توزیع فراوانی $G(X)$ رسم شده است. با محاسبه ی قسمتی از مساحت زیر نمودار که در سمت منفی نمودار x قرار گرفته است، احتمال شکست ۹/۶٪ به دست آمده است.

گاهی توابع حالت حدی دارای روابط بسیار پیچیده ای هستند که انجام شبیه سازی مونت کارلو برای دست یافتن به دقتی بالا زمان و هزینه ی محاسباتی بالایی را صرف می کند، درحالی که روش های مرتبه اول و مرتبه دوم قابلیت اعتماد، با صرف زمان کمتر به جواب مشابهی می رسد. در تحقیق حاضر روش مرتبه دوم نسبت به روش مرتبه اول خروجی دقیق تری را از احتمال شکست ارائه می دهد و نسبت به شبیه سازی مونت کارلو هزینه ی محاسباتی کمتری دارد.

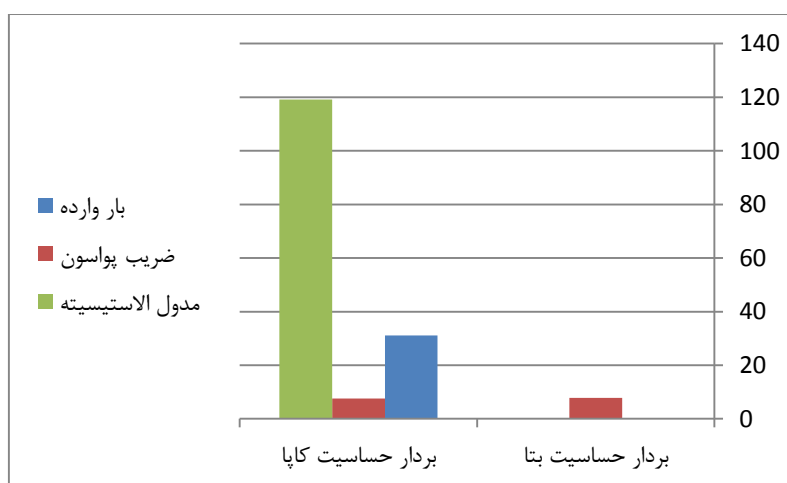
تحلیل حساسیت متغیرها و تأثیرگذاری آنها با جداول و نمودارهای مربوط، دید مناسبی نسبت به اهمیت آنها در برآورد ایمنی سازه ها، به طراح می بخشد. نتایج آنالیز حساسیت بر مبنای قابلیت اعتماد با توجه به شکل (۹) بیانگر حساسیت بالای شاخص قابلیت اعتماد نسبت به متغیر بار وارده بر شالوده ی سطحی می باشد. واضح است باری که در نهایت بر شالوده وارد می شود در میزان نشست آن تأثیر زیادی دارد، اما کم کردن این بار برای بهبود اوضاع شالوده در مواردی ناممکن است. چیزی که اهمیت دارد بهبود بخشیدن پارامترهای محیطی است که متحمل بار می شود. در این مورد ضریب پواسون از اهمیت بالاتری نسبت به مدول الاستیسیته برخوردار



شکل ۸ نمودار توزیع فراوانی احتمال شکست در نرم‌افزار @Risk



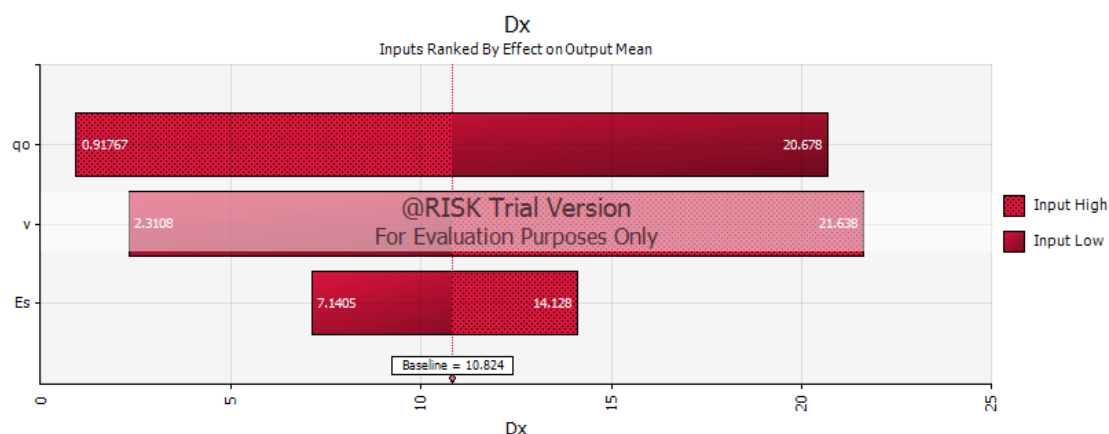
شکل ۹ نمودار بردارهای حساسیت متغیرهای تصادفی



شکل ۱۰ نمودار بردارهای حساسیت متغیرهای تصادفی

جدول ۴ بردارهای حساسیت متغیرهای تصادفی

نوع بردار حساسیت	بار وارده	ضریب پواسون	مدول الاستیسیته
α	۰/۷۲۷۸	-۰/۶۲۰۱	-۰/۲۹۲۸
η	-۰/۶۵۵۲	-۰/۴۷۵۶	-۰/۱۰۶۰
β	-۰/۰۱۸۲	۷/۷۵۲	۰/۱۱۷۱
δ	-۰/۷۲۷۸	۰/۶۲۰۱	۰/۲۹۲۸
κ	۳۱/۰۸	-۷/۵۴۲	-۱۱۹/۲



شکل ۱۱ تحلیل حساسیت متغیرهای تصادفی بر مبنای قابلیت اعتماد

نتیجه گیری

می‌کند. به این علت که در شبیه‌سازی مونت کارلو برای کاهش تغییرات در تخمین احتمال شکست و رسیدن به جواب با دقت بالا نیاز به تولید تعداد زیادی داده‌ی تصادفی و تکرار شبیه‌سازی ($n = 280000$) وجود دارد. برای مسئله‌ی حاضر روش مرتبه‌دوم قابلیت اعتماد با هزینه‌ی محاسباتی بسیار کمتر، جایگزین مناسبی برای شبیه‌سازی مونت کارلو می‌باشد.

تحلیل حساسیتی که در مورد متغیرهای تصادفی و با استفاده از بردارهای مختلف انجام شد، متغیرها را از نظر اهمیت و تأثیرگذاری بر میزان نشست شالوده، اولویت‌بندی کرده‌است. بار وارد شده بر شالوده‌ی سطحی دارای بیشترین اهمیت است و تغییر آن تأثیر زیادی بر نشست دارد. پس از این متغیر ضریب پواسون که از خصوصیات محیطی مسئله به‌شمار می‌رود دارای اهمیت بیشتری است که با سعی در افزایش مقدار این متغیر در

در این تحقیق تحلیل قابلیت اعتماد نشست آنی یک شالوده‌ی مستطیلی با استفاده از روش‌های مرتبه‌اول و مرتبه‌دوم قابلیت اعتماد و شبیه‌سازی مونت کارلو انجام شد. بررسی‌ها نشان داد که تحلیل‌های انجام‌شده با روش‌های نام‌برده با اختلاف نتایج بسیار کمی، بالا بودن احتمال شکست تخمین زده‌شده برای نشست شالوده‌ی سطحی موردنظر را نسبت به احتمال شکست قابل قبول در زمینه‌ی مهندسی، تأیید می‌کند. همچنین مقایسه‌ی احتمال شکست محاسبه‌شده از روش‌ها نشان داد، با توجه به نتیجه‌ی مشابه روش مرتبه‌دوم قابلیت اعتماد به شبیه‌سازی مونت کارلو، که دقت بسیار بالایی در تخمین احتمالات دارد، رویه‌ی حالت حدی $G(X) = 0$ به سهمی نزدیک‌تر است. به همین دلیل روش مرتبه‌اول با تقریب خطی از رویه‌ی حالت حدی را با خطا مواجه

محیط مورد نظر، احتمالات محاسبه شده در باب ایمنی را بهبود می بخشد.

مراجع

1. Casagrande, A. and Carillo, N., "Shear failure of anisotropic materials", *Journal of Boston Society of Civil Engineers*, Vol. 31, No. 4, pp. 74-81, (1944).
2. Zeng, P., Jimenez, R., and Li, T., "An efficient quasi-Newton approximation-based SORM to estimate the reliability of geotechnical problems", *Computers and Geotechnics*, Vol. 76, No. pp. 33-42, (2016).
3. Zhang, S., Zhong, L., and Xu, Z., "Reliability of foundation pile based on settlement and a parameter sensitivity analysis", *Mathematical Problems in Engineering*, Vol. 2016, No. 1 (2016).
4. Ahmed, A. Y., Nowak, A. S., and Szerszen, M. M., *Reliability Analysis for Settlement of Shallow Bridge Foundations*, in *IFCEE 2018*. Vol. 1, Pp.463-473, (2018).
5. Haldar, A. and Mahadevan, S., *Probability, reliability, and statistical methods in engineering design*. 2000: John Wiley.
6. Li, H.-Z. and Low, B. K., "Reliability analysis of circular tunnel under hydrostatic stress field", *Computers and Geotechnics*, Vol. 37, No. 1-2, pp. 50-58, (2010).
7. Sivakumar Babu, G., Srivastava, A., and Murthy, D. S., "Reliability analysis of the bearing capacity of a shallow foundation resting on cohesive soil", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 43, No. 2, pp. 217-223, (2006).
8. Griffiths, D. and Fenton, G. A., *The random finite element method (RFEM) in slope stability analysis*, in *Probabilistic methods in geotechnical engineering*. 2007, Springer. p. 317-346.
9. Griffiths, D. V. and Fenton, G., "Risk assessment in geotechnical engineering", *John wiley&Sons, Inc*, Vol. 1, No. 1, pp. 381-400, (2008).
10. Li, D., et al., "A system reliability approach for evaluating stability of rock wedges with correlated failure modes", *Computers and Geotechnics*, Vol. 36, No. 8, pp. 1298-1307, (2009).
11. Jha, S. K. and Suzuki, K., "Reliability analysis of soil liquefaction based on standard penetration test", *Computers and Geotechnics*, Vol. 36, No. 4, pp. 589-596, (2009).
12. Xue, J. and Nag, D., "Reliability analysis of shallow foundations subjected to varied inclined loads", *Geotechnical Safety and Risk. ISGSR 2011*, Vol. 1, No. 1, pp. 377-384, (2011).
13. Ching, J., et al., "Reliability-based design for allowable bearing capacity of footings on rock masses by considering angle of distortion", *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Vol. 48, No. 5, pp. 728-740, (2011).
14. Chan, C. L. and Low, B. K., "Probabilistic analysis of laterally loaded piles using response

- surface and neural network approaches", *Computers and Geotechnics*, Vol. 43, No. pp. 101-110, (2012).
15. Zevgolis, I. E. and Bourdeau, P. L., "Reliability and redundancy of the internal stability of reinforced soil walls", *Computers and Geotechnics*, Vol. 84, No. pp. 152-163, (2017).
 16. Johari, A. and Sabzi, A., "Reliability analysis of foundation settlement by stochastic response surface and random finite-element method", *Scientia Iranica. Transaction A, Civil Engineering*, Vol. 24, No. 6, pp. 2741-2751, (2017).
 17. Nazarzadeh, M. and Sarbishe-ee, S., "Probabilistic Analysis of Shallow Foundation Settlement considering Soil Parameters Uncertainty Effects", *Open Journal of Geology*, Vol. 7, No. 05, pp. 731, (2017).
 18. Shakir, R. R., "Probabilistic-based analysis of a shallow square footing using Monte Carlo simulation", *Engineering Science and Technology, an International Journal*, Vol. 22, No. 1, pp. 313-333, (2019).
 19. Park, H. and West, T., "Development of a probabilistic approach for rock wedge failure", *Engineering Geology*, Vol. 59, No. 3-4, pp. 233-251, (2001).
 20. Das, B., *Principles of Foundation Engineering 8th Ed.* Instructor. Vol. 201605. 2014: Nelson.
 21. Rowe, R. and Booker, J., "The elastic displacements of single and multiple underream anchors in a Gibson soil", *Geotechnique*, Vol. 31, No. 1, pp. 125-142, (1981).
 22. Chan, C. L. and Low, B. K., "Practical second- order reliability analysis applied to foundation engineering", *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol. 36, No. 11, pp. 1387-1409, (2012).

نقش هندسه‌ی بلوک‌های شوت در ائتلاف توان فرسایشی جریان*

سبحان مرادی^(۱) حامد شهسوار^(۲) کاظم اسماعیلی^(۳)

چکیده انرژی زیاد نهفته در جریان خروجی از روی سرریزها، با طراحی سازه‌های مستهلک‌کننده‌ی انرژی در شوت و یا حوضچه‌ی آرامش پایین‌دست کنترل می‌شود. باین‌حال رخداد آب‌شستگی موضعی در پایین‌دست، یکی از بزرگ‌ترین خطراتی است که پایداری سرریزها را تهدید می‌کند. در پژوهش آزمایشگاهی حاضر؛ ابتدا با انجام آزمایش‌های شاهد (شوت بدون مانع) در اعداد فرود مختلف، به بررسی هندسه‌ی گودال آب‌شستگی پرداخته شد، آن‌گاه با ارائه‌ی روش حفاظتی پایه‌ی بلوک با ارتفاع ثابت در سه شکل هندسی (مستطیل، نیم‌دایره، مثلث)، چهار موقعیت نصب به‌صورت نسبتی از طول کل شوت L_b/L_f برابر $(0/2, 0/4, 0/6, 0/8)$ و همچنین، جهت تقعر-تحدب نصب بلوک‌ها، پارامترهای ابعادی گودال آب‌شستگی اندازه‌گیری شد و با انجام تحلیل ابعادی به‌روش پای-باکینگهام مورد تجزیه و تحلیل قرار گرفت. نتایج نشان داد که استفاده از پایه‌ی بلوک روی شیب شوت در همه‌ی مدل‌های مورد آزمایش، بر مقادیر ابعادی آب‌شستگی تأثیرگذار بوده و همواره سبب کاهش ابعاد گودال آب‌شستگی شده‌است. به‌طور خلاصه، ۱. عمق و طول نهایی آب‌شستگی با افزایش عدد فرود بالادست سرریز، افزایش می‌یابد. ۲. در سری آزمایش‌های تقعر در برابر جریان بلوک‌ها، همواره پارامترهای ابعادی آب‌شستگی دارای مقادیر کمتری نسبت به تحدب در برابر جریان بوده‌اند. ۳. با کاهش فاصله‌ی نصب بلوک‌ها نسبت به پنجه‌ی سرریز، کاهش آب‌شستگی در عمق و طول افزایش می‌یابد، به‌طوری‌که در موقعیت $(L_b/L_f=0.8)$ بیشترین استهلاک انرژی نسبت به سایر موقعیت‌ها رخ داده‌است و در شرایط مختلف جریان بین ۱۵ تا ۶۱/۲ درصد کاهش عمق گودال آب‌شستگی را به‌همراه دارد. ۴. در موقعیت $(L_b/L_f=0.6)$ ، بلوک‌های مستطیلی و نیم‌دایره‌ای با تحدب در برابر جریان و همچنین، در موقعیت $(L_b/L_f=0.8)$ بلوک مثلثی با تقعر در برابر جریان، با عملکرد متوسط ۲۸/۱ تا ۷۳/۴ درصد، بیشترین کاهش را در طول آب‌شستگی نسبت به سایر حالت‌ها دارا می‌باشند. ۵. با افزایش عدد فرود جریان در بالادست تاج سرریز، انرژی نسبی مستهلک‌شده‌ی جریان در پنجه شوت، کاهش می‌یابد.

واژه‌های کلیدی هندسه‌ی بلوک، گودال آب‌شستگی، الگوی نصب موانع، استهلاک انرژی.

The Role of chute Blocks Geometry in Current Erosion Power Loss

S. Moradi H. Shahsavari K. Esmaili

Abstract The high energy impinging on the outflow through the overflows is controlled by the design of the energy absorber structures in the downstream or downstream relaxation pool. However, the occurrence of downstream local scour is one of the major threats to the stability of the overflows. In the present laboratory research, first, by conducting control experiments (unimpeded shot) at different landing numbers, the geometry of the scour pit was investigated, then by providing a basic block-height protection method in three geometric shapes (Rectangular, Semicircular, Triangle), four mounting positions proportional to the total L_b/L_f shot length (0.2, 0.4, 0.6, 0.8) and also, to concave the installation of blocks, the dimensions of the scour pit are measured and Dimensional analysis was performed using Pie-Buckingham method. The results showed; The use of block base on the slope of the shot in all the models tested has an effect on the dimensionality of the scour and has always reduced the dimensions of the scour pit. In summary: 1. The depth and final length of the scour increases with the increase in the number of upstream landing overflows. 2. In the series of upward concave tests, blocks always have lower values of scour dimension than low facing concave. 3. By decreasing the installation distance of the blocks from the overflow claw, the scour depth and length decrease. So that at position $(L_b/L_f = 0.8)$ the highest energy damping occurred at other positions. And under different conditions the flow decreases between 15 to 61.2% of the depth of the scour pit. 4. In position $(L_b/L_f = 0.6)$, semicircular and rectangular blocks with low upward concavity and also in position $(L_b/L_f = 0.8)$ triangular block with high upward concavity, with average yield 38/1 to 73/4% had the highest decrease during scour compared to other states. 5. By increasing the number of downstream currents, the relative damping energy of the current in the shoot paw decreases.

Key Word Block Geometry, Scour hole, Barrier Pattern, Energy Depreciation.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۹/۴/۱ و تاریخ پذیرش آن ۹۹/۷/۲۲ می‌باشد.

(۱) دانشجوی دکترا، سازه‌های آبی، گروه مهندسی آب، دانشگاه فردوسی مشهد.

(۲) دانشجوی دکترا، سازه‌های آبی، گروه مهندسی آب، دانشگاه فردوسی مشهد.

(۳) دانشیار، سازه‌های آبی، گروه مهندسی آب، دانشگاه فردوسی مشهد.

مقدمه

هنگامی که تراز آب از ظرفیت ذخیره‌ی مخزن فراتر رود، جریان خروجی از روی سرریزها با انرژی بالایی عبور می‌کند و به دلیل سرعت زیاد جریان در پنجه، می‌تواند سبب ایجاد فرسایش قابل توجهی در اطراف پی سازه شود و پایداری آن را با خطرات جدی روبه‌رو کند. از این رو آب شستگی در پایین دست سرریزها یکی از موضوعات مهم و کاربردی است که توسط محققان زیادی به منظور شناسایی متغیرهای حاکم بر این پدیده به منظور ارائه راه حل‌های مناسب، مورد بررسی قرار می‌گیرد. تاکنون، برای افزایش اتلاف انرژی و جلوگیری از آب شستگی بستر فرسایش پذیر در پایین دست سرریزها، از برخی سازه‌های مستهلک کننده‌ی انرژی هم چون حوضچه‌ی آرامش و یا شوت‌ها استفاده شده است، اما ساخت حوضچه‌های آرامش هزینه‌های زیادی را به طرح تحمیل می‌کند. از این رو، همواره ارائه و بررسی راه حل‌های جایگزین با هزینه‌ی کمتر، مورد توجه است. در چند دهه‌ی اخیر محققان زیادی با استفاده از انواع تیپ حوضچه‌های آرامش USBR و ارائه‌ی طرح‌های جدید در این سازه به بررسی استهلاک انرژی جنبشی پرش هیدرولیکی در پایین دست سرریز پرداخته‌اند؛ از آن جمله تحقیق درگاهی است که در سال ۲۰۰۳ با بررسی توسعه‌ی آب شستگی در پایین دست سرریز بیان نمود که با افزایش زبری حوضچه‌ی آرامش باوجود این که تغییر به خصوصی در الگوی معمولی جریان شکل نمی‌گیرد، اما باعث کاهش شدید انتقال رسوب می‌گردد و گودال آب شستگی نسبت به حالت بدون زبری ۱۷ الی ۵۷ درصد کوچک تر می‌شود [1]. به منظور کاهش آب شستگی پایین دست سرریز، با به کارگیری یک ردیف بلوک نیم دایره‌ی بافلی در حوضچه‌ی آرامش نشان داده شد که اجرای بافل روی مشخصه‌های گودال آب شستگی مؤثر است و مقدار کاهش عمق آب شستگی نهایی از ۵۱/۸۶ درصد به ۶۳/۸۱ درصد افزایش یافته است [2].

در مطالعه‌ی آزمایشگاهی با استفاده از الگوهای متنوع کف بند سنگ چین (بدون سنگ چین، سنگ چین یک ردیفه و سنگ چین کامل با ارتفاعات مختلف) میزان کاهش آب شستگی پایین دست سازه‌های هیدرولیکی مورد بررسی قرار گرفت. مشاهده شد که الگوی اجرایی کف بند کامل، مقادیر کمتری از آب شستگی را نشان می‌دهد [3].

هلال [4] در سال ۲۰۱۴ با ارائه‌ی ایده‌ای جدید، سیستمی از جت‌های آب خروجی از کف بند حوضچه‌ی آرامش ساده در پایین دست یک سازه را برای کنترل پرش هیدرولیکی طراحی کرد و گزارش داد که حداکثر عمق آب شستگی در مقایسه با مدل کف بند بدون جت‌های آب از ۵۰ درصد به ۹۰ درصد کاهش یافته است. نتایج حاصل از آب شستگی پایین دست شوت‌ها متأثر از پارامترهایی هم چون استغراق پای آب، نوع سرریز جریان و طول کف بند سنگ چین گزارش شده است. سپس با استفاده از داده‌های آزمایشگاهی و تحلیل انرژی جنبشی آشفته و توزیع سرعت در نزدیکی بستر فرسایشی، دو رابطه‌ی تجربی برای پیش بینی عمق و طول آب شستگی پایین دست سرریز اوجی ارائه شد [5]. طراحی فنی بلوک‌های بافل در حوضچه‌های آرامش، نشان داد که به دلیل لزوم وجود فاصله‌ی مناسب بین بلوک‌ها و عبور جریان از میان آنها می‌توان به طور حداکثر ۴۰ تا ۵۵ درصد از عرض کف را اشغال نمود [6].

از لحاظ فنی و اقتصادی، رویکرد غالب برخی محققان به حذف حوضچه‌های آرامش پرهزینه و جایگزینی روش‌های اتلاف انرژی در طول مسیر شوت است. از این رو تکنیک‌های مختلفی برای افزایش اتلاف انرژی در شوت سرریزها که سبب کاهش آب شستگی موضعی در پایین دست می‌شود، ارائه شده است. اجرای شیب پلکانی و یا نصب بلوک‌های بافل روی شیب شوت و یا کف حوضچه، از جمله روش‌های مؤثر بر افزایش اتلاف انرژی و کاهش طول پرش هیدرولیکی

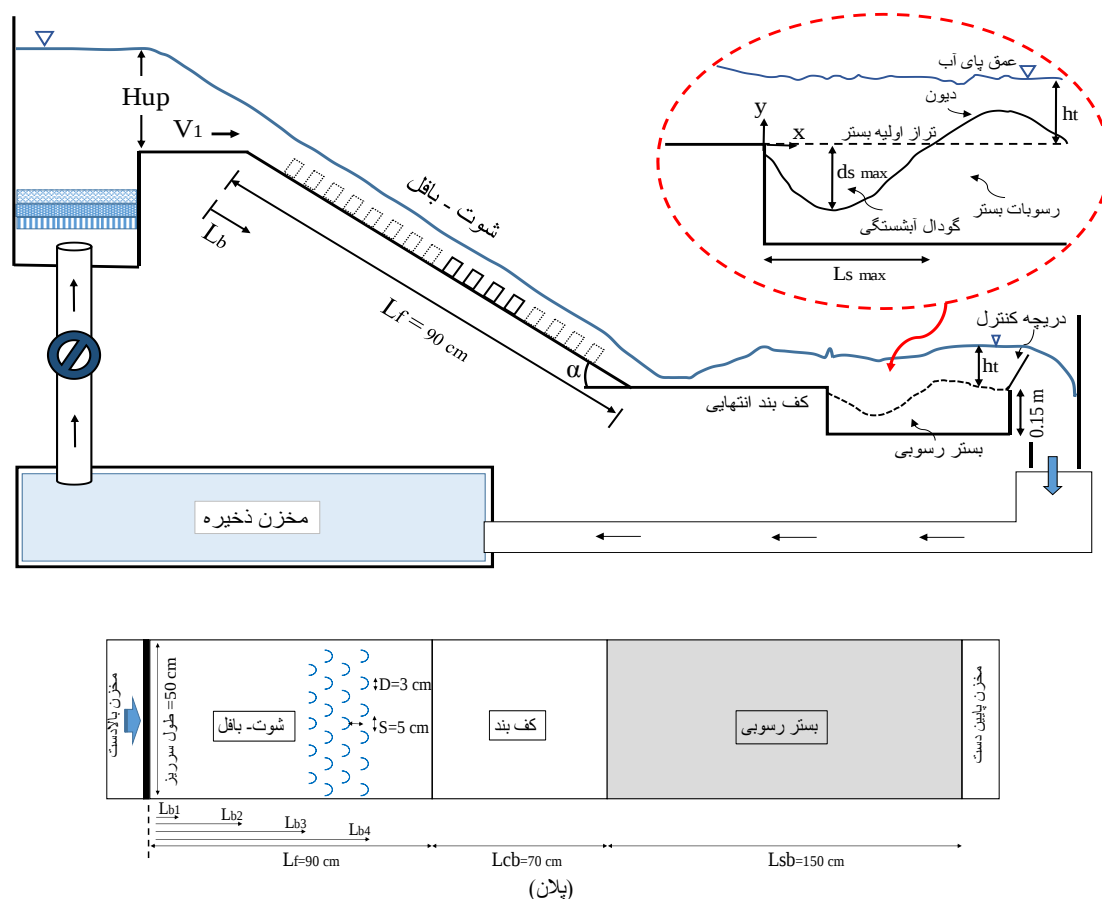
نسبت به رژیم جریان صاف رخ می‌دهد [13]. زارع [14] و دورینگ در سال ۲۰۱۲ تأثیر نصب بافل‌ها و کف‌بندهای سنگ‌چین بر اتلاف انرژی جریان روی سرریزهای مانع‌دار با لبه‌های تیز یا گرد و یک ورودی اوجی را مورد بررسی قرار دادند. آنها دریافتند که نرخ اتلاف انرژی بالاتری را می‌توان در شرایط نصب بافل در مقایسه با سنگ‌چین روی شیب شوت‌ها به دست آورد. تاکنون مطالعات انجام‌شده بر روی شوت‌های مانع‌دار در شرایط استفاده از بلوک‌های مستطیلی USBR بوده است. طرح‌های پژوهشی محدودی در زمینه تأثیر شکل‌های متفاوت از هندسه‌ی بلوک‌ها بر افزایش اتلاف انرژی و کاهش ابعاد گودال آب شستگی در پایین‌دست سازه‌های کنترل جریان مورد بررسی قرار گرفته است. بررسی‌های آزمایشگاهی روی تأثیر پایه‌های بلوک T شکل، دوزنقه‌ای و پلکانی در دو شیب متفاوت بر شوت بر اتلاف انرژی جریان عبوری از روی این سازه، نشان دادند که بلوک T شکل از نظر افزایش اتلاف انرژی و میزان اکسیژن ورودی به جریان از هندسه‌های دیگر عملکرد بهتری داشته است [15]. کریمی [16] و همکاران در سال ۲۰۱۹ تأثیر واگرایی دیوار شوت با سه هندسه‌ی مختلف (بلوک بافل مستطیلی، سه‌ضلعی و بلوک‌های نیم‌دایره‌ای) را با ساخت مدل فیزیکی در آزمایشگاه بر روی عمق و ابعاد گودال آب‌شستگی در پایین‌دست شوت، مورد بررسی قرار دادند. برای این منظور ۹ مدل شوت بافل‌دار با نسبت‌های واگرایی (۱، ۱/۴۵، ۱/۷۵ و ۲/۴۵) ساخته شد. با مقایسه‌ی نتایج مربوط به اثر هندسه‌ی بلوک در نسبت‌های مختلف واگرایی، مشخص شد که استفاده از بلوک‌های پیشنهاد شده در این تحقیق به جای بلوک‌های استاندارد USBR، به طور متوسط، تا حداکثر ۵۰ درصد عمق گودال آب‌شستگی را کاهش می‌دهد. برای یک هندسه‌ی مشخص از بلوک، میانگین و حداکثر عمق و طول گودال آب‌شستگی به ترتیب ۷۵، ۵۸ و ۵۰ درصد کاهش یافته است.

در طول مسیر عبور جریان به سمت پایین‌دست است که امروزه مورد توجه محققان قرار گرفته است. در راستای ارائه‌ی ضوابط فنی در طراحی شوت، تونا [7] در سال ۲۰۱۲ به بررسی تأثیر زاویه‌ی شیب سرریزهای پلکانی نسبت به افق بر روی مشخصه‌های گودال آب شستگی پرداخت و در نهایت در گزارش‌های خود، زاویه‌ی ۳۰ درجه را بهینه‌ترین موقعیت برای طراحی و اجرای این نوع سرریزها معرفی کرد. پترکا [8] در سال ۱۹۶۴ سازه‌ی شوت با بلوک‌های بافل را نوعی اتلاف‌کننده‌ی ضربه‌ای انرژی جریان معرفی کرد. او معتقد بود که بلوک‌های بافل در شوت سبب کاهش سرعت جریان نمی‌شود، بلکه با کاهش شتاب جریان، انرژی جنبشی در پایین‌دست را کم می‌کند. پس شرایط مطلوب‌تر زمانی خواهد بود که بلوک‌ها عمود بر جریان ورودی قرار می‌گیرند. هیدرولیک جریان در سرریزهای اوجی پلکانی نشان می‌دهد که افزایش اتلاف انرژی جنبشی در پایین‌دست و همچنین کاهش طول پرش هیدرولیکی در درجه‌ی اول به نسبت عمق بحرانی به ارتفاع پله و تعداد پله وابسته است [9]. اضافه شدن پله‌ی سرریزهای پلکانی، سبب تضعیف قدرت جت آب می‌شود و انرژی در پایین‌دست را ۷۵ درصد کاهش می‌دهد [10]. با مدل‌سازی آزمایشگاهی تأثیر انحنای پایین‌دست و زاویه‌ی آستانه‌ی انتهایی سرریز بر آب‌شستگی موضعی در پایین‌دست، مشاهده می‌شود که وقتی زاویه‌ی آستانه‌ی انتهایی سرریز از ۱۰ به ۶۰ درجه تغییر یابد، عمق آب‌شستگی پایین‌دست، کاهش ۱۵ درصدی را نشان می‌دهد [11]. پلکان عمق جریان در پنجه‌ی سرریز را حدود ۲۰ برابر شوت‌های صاف معمولی بالا می‌برد و در نتیجه انرژی باقی‌مانده در پنجه حدود ۶ تا ۷ برابر نسبت به شوت صاف کاهش می‌یابد [12]. سرریز با پروفیل پلکانی دارای اتلاف انرژی بیشتری نسبت به پروفیل صاف است. اتلاف انرژی به طور معکوس با تخلیه‌ی جریان متناسب است و همچنین در رژیم جریان ریزشی اتلاف انرژی بیشتری

مواد و روش‌ها

آزمایش‌ها در آزمایشگاه مدل‌های هیدرولیکی دانشگاه فردوسی مشهد انجام شد. مدل آزمایشی در کانالی مجهز به سیستم چرخش آب به طول، عرض و ارتفاع به ترتیب ۶، ۰/۵ و ۰/۵ متر ساخته شد. کانال از شیشه ساخته شد تا امکان بازرسی بصری از آزمون در دست بررسی، فراهم شود. دریچه‌ای در پایین دست برای تنظیم عمق پای آب تعبیه شد. سرریز به همراه شوت مطابق با دستورالعمل USBR با عرض و ارتفاع به ترتیب ۰/۵ و ۰/۳ متر و مطابق توصیه‌ی تونا در سال ۲۰۱۲، در شیب با زاویه‌ی بهینه‌ی ۳۰ درجه انتخاب و طراحی شد [7] (شکل ۱).

مطابق پیشینه‌ی پژوهش انجام‌شده و اهمیت موضوع آب‌شستگی در پای سرریزها، پژوهش حاضر با بررسی تأثیر نصب پایه‌ی بلوک‌های مستطیلی، مثلثی و دایره‌ای روی شوت با هدف کنترل توان فرسایشی جریان در پنجه‌ی سرریزها (کاهش عمق و طول آب‌شستگی)، می‌تواند با هزینه‌ای کمتر جایگزینی برای بلوک‌های روی تنداب USBR و یا حوضچه‌های آرامش پیچیده و پرهزینه باشد. آزمایش‌ها در شرایط تنوع عدد فرود ورودی به بررسی تأثیر الگوی نصب و شکل هندسی بلوک‌ها بر افت انرژی در طول مسیر حرکت از روی سرریز تا پای شوت پرداخته‌است.



شکل ۱ شماتیک از کانال و پلان مدل‌سازی آزمایشگاهی

در آزمایش‌های شاهد (شوت بدون پایه) مناسب طول پرش هیدرولیکی در بالاترین عدد فرود بوده است. طبق نظریه رادکیوی و اتما در سال ۱۹۸۳ برای جلوگیری از تشکیل رپیل در طول آزمایش باید قطر متوسط ذرات بیش از ۰/۷ میلی‌متر باشد. همچنین زمانی که انحراف معیار هندسی ذرات کمتر از ۱/۳ است می‌توان از تأثیر غیریکنواختی ذرات بر عمق آب شستگی صرف‌نظر کرد [17]. بنابراین طبق معیارهای فوق از رسوبات غیرچسبنده با قطر متوسط ۰/۷۲ میلی‌متر، وزن مخصوص ۲/۶۵ گرم بر سانتی‌متر مکعب و انحراف معیار هندسی ۱/۱۲ استفاده شد.

آزمایش‌ها در دبی‌های ۱۲، ۱۶، ۲۰، ۲۴ و ۲۸ لیتر بر ثانیه در واحد عرض انجام شد. همان‌طور که ملاحظه می‌شود به‌ازای هر دبی، یک عدد فرود در بالادست سرریز به‌وجود آمده است. سرعت نزدیک‌شونده به تاج سرریز به‌اندازه‌ی کافی از سرعت بحرانی کمتر است. گفتنی است که برای اندازه‌گیری تراز سطح آب و پروفیل بستر در جهت طولی و مقطع عرضی کانال (با دقت ۰/۱ میلی‌متر) از خط‌کش داده‌بردار نقطه‌ای استفاده شد.

روابط مربوط به پرش کلاسیک از جمله عدد فرود اولیه و عمق ثانویه پرش ارائه شده است:

$$y_2 = \frac{y_1}{2} (\sqrt{1 + 8Fr_1^2} - 1) \quad (1)$$

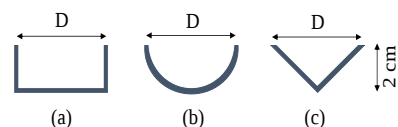
$$Fr_1 = \frac{q}{\sqrt{gy_1^3}} \quad (2)$$

$$E = y + \frac{v^2}{2g} \quad (3)$$

در اینجا؛ y_1 و y_2 به ترتیب عمق اولیه و ثانویه پرش هیدرولیکی (متر)، Fr_1 عدد فرود اولیه (بی‌بعد)، q دبی در واحد عرض (مترمربع بر ثانیه)، می‌باشند. همچنین رابطه‌ی اتلاف انرژی نسبی به‌صورت $(\Delta E/E_{up})$ ارائه شد که در آن $E_{up} \Delta E = E_{up} - E_2$ انرژی بالادست و E_2 انرژی در عمق ثانویه پرش است.

طراحی فنی بلوک‌های بافل در شوت مورد بررسی قرار گرفت. تعداد بلوک‌های موجود در هر ردیف از مدل مورد آزمایش، مطابق با توصیه‌ی بلايسدل در سال ۱۹۴۸ در محدوده‌ی ۴۰-۵۰ درصدی از عرض کف شوت انتخاب شد [6]. در هر ردیف ۶ عدد بلوک به‌عرض دهانه‌ی ثابت (D) برابر ۳ سانتی‌متر نصب شد. مطابق دستورالعمل USBR عمق جریان بر روی شوت بدون پایه‌ی بلوک در شرایط دبی طراحی، یک مرجع تجربی برای انتخاب ارتفاع مناسب بافل است. از این‌رو، ارتفاع هر بلوک ۱/۵ سانتی‌متر و فاصله‌ی بلوک‌ها از هم در ردیف عرضی و طولی، برابر ۵ سانتی‌متر انتخاب شد. چهار جانمایی برای ردیف‌های پایه‌ی بلوک روی شیب شوت در نظر گرفته شد تا بهترین عملکرد آرایش چهارردیفه‌ی پایه‌ها از نظر موقعیت نصب مورد بررسی قرار گیرد. بنابراین موقعیت نصب پایه‌ها به‌صورت نسبتی از کل طول شیب شوت (۰/۸ و ۰/۶ و ۰/۴، $L_b/L_f = 0/2$) انتخاب شد (شکل ۱ و ۲).

به‌منظور بررسی تأثیر فرم هندسی پایه‌های بلوک با مشخصات هندسی ارائه شده، سه حالت مطابق شکل (۲) در نظر گرفته شد. لازم به ذکر است که تمام مشخصه‌های ابعادی پایه‌ی بلوک‌ها به‌جز شکل هندسی در تمام آزمایش‌ها ثابت در نظر گرفته شد.



شکل ۲ اشکال هندسی بلوک‌های بافل: (a) بلوک مستطیلی (REB)، (b) بلوک نیم‌دایره‌ای (SCB)، (c) بلوک مثلثی (TRB)

ضخامت و طول بستر رسوبی (L_{sb}) بعد از کف‌بندی ثابت سرریز بر مبنای آزمایش‌های مقدماتی، در حالت شوت صاف (بدون پایه)، به ترتیب ۰/۱۵ و ۱/۵ متر تعیین شد تا جوابگوی عمق و طول حداکثری گودال آب‌شستگی در تمام آزمایش‌ها باشد. همچنین طول کف‌بند ثابت (L_{cb}) بعد از پنجه‌ی سرریز ۷۰ سانتی‌متر انتخاب گردید. در اینجا نیز طول انتخاب شده

جدول ۱ ویژگی آزمایش‌ها

پارامتر	Q (lit/s)	H _{up} (cm)	Fr _{up}	Re _{up}
مقدار	۶ - ۱۴	۲/۵ - ۴/۵	۰/۹۳۶ - ۰/۹۶۹	۱۱۹۶۴ - ۲۷۹۱۶

آنالیز ابعادی

مطابق رابطه‌ی (۴) آب شستگی موضعی پایین دست یک سرریز به تعداد زیادی از متغیرهای بعددار و بدون بعد وابسته است، اما بررسی تأثیر مجزای هر پارامتر بر نتایج آزمایش‌ها کاری بس دشوار است، لذا، برای سهولت در تحلیل نتایج، در این مقاله با انجام تحلیل ابعادی بر روی متغیرهای تأثیرگذار و به دست آوردن نسبت‌های بدون بعد، تأثیر هم‌زمان چند پارامتر بر نتایج آزمایش مورد بررسی قرار گرفت. لازم به ذکر است که در پژوهش حاضر از روش پای-باکینگهام برای انجام تحلیل ابعادی استفاده شد.

$$d_s = f\left(B, D, H_u, V_{up}, h, SF, L_b, L_f, L_s, L_{cb}, g, y_1, y_2, \rho_w, \rho_s, \mu, S, S_0, d_{50}, h_t\right) \quad (4)$$

که در اینجا، d_s حداکثر عمق آب شستگی (متر)، B عرض شوت (متر)، D عرض دهانه‌ی بلوک (متر)، H_{up} هد آب در بالادست سرریز، V_{up} سرعت متوسط جریان (متر بر ثانیه)، h ارتفاع بلوک (متر)، SF پارامتر شکل بلوک، L_b فاصله اولین ردیف بلوک تا تاج سرریز (متر)، L_f طول شوت (متر)، L_s طول آب شستگی نهایی (متر)، L_{cb} طول کف بند، g شتاب ثقل (متر بر مجذور ثانیه)، y_1 عمق اولیه‌ی پرش هیدرولیکی (متر)، y_2 عمق ثانویه‌ی پرش هیدرولیکی (متر)، ρ_w و ρ_s به ترتیب چگالی آب و رسوبات (چگالی نسبی $S_g = \frac{\rho_s}{\rho_w}$) (گیلوگرم بر متر مکعب)، μ لزجت دینامیکی آب (گیلوگرم بر متر در ثانیه)، S_0 شیب کف کانال (بدون بعد)، S فاصله‌ی بلوک-ها از هم در یک ردیف (متر)، d_{50} قطر متوسط ذرات رسوبی بستر (میلی متر)، h_t عمق پای آب (متر)، می‌باشند.

برخی از پارامترهای ارائه شده در رابطه‌ی (۴) به دلیل ثابت بودن در تمامی آزمایش‌ها، حذف شدند. هم‌چنین در تعیین پارامترهای آب شستگی، تأثیر ویسکوزیته اهمیت کمتری دارد و به دلیل این که اساساً جریان ثقلی است، از اثر عدد رینولدز جریان نیز چشم‌پوشی شده است. در نهایت با رسم گراف‌هایی از تقابل نسبت-های بدون بعد (رابطه ۵) تأثیر تمامی متغیرهای مستقل مؤثر بر آزمایش مورد تجزیه و تحلیل قرار گرفت:

$$f\left(Fr_{up}, SF, \frac{d_s}{H_{up}}, \frac{L_b}{L_f}, \frac{L_s}{H_{up}}\right) = 0 \quad (5)$$

در اینجا، $Fr_{up} = \frac{V_{up}}{\sqrt{gH_{up}}}$ عدد فرود (بی بعد) است.

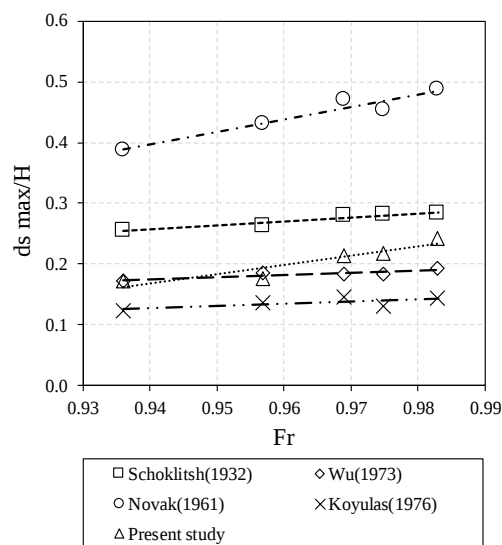
مراحل انجام آزمایش‌ها به این صورت بود که پس از عبور دبی تخلیه‌ی مجاز از روی سرریز، دریچه‌ی پای آب برای تشکیل پرش هیدرولیکی در پنجه‌ی سرریز تنظیم شد و پس از دستیابی به شرایط پرش پایدار، سرعت جریان، طول پرش، عمق آب در بالادست و پایین دست سرریز، عمق متناوب پرش و عمق پای آب ثبت گردید. کومار و همکاران در سال ۱۹۹۹ زمانی را به عنوان زمان تعادل آب شستگی در نظر گرفتند که ۳ ساعت پس از آن، عمق آب شستگی کمتر از ۱ میلی متر تغییر کند. از آنجا که هدف این تحقیق مقایسه‌ی عمق گودال آب شستگی بوده است، لذا معیار فوق برای زمان تعادل انتخاب گردید [18].

بعد از انجام آزمایش‌های شاهد، مطابق شکل (۳) مشاهده شد که با گذر ۲۴۰ دقیقه از لحظه‌ی شروع، روند اثربخشی مشخصه‌های هیدرولیکی جریان بر ابعاد گودال آب شستگی متوقف گردید. بنابراین، تمام آزمایش‌ها در مدت زمان ۲۴۰ دقیقه انجام شدند که با

$$d_s = 0.78 \left(\frac{h_t^{0.35} q^{0.7}}{d_{90}^{0.4}} \right) \quad (8)$$

$$d_s = 2.11 H_{up} \left(\frac{q}{(g H_{up}^3)^{1/2}} \right)^{0.51} \quad (9)$$

در این روابط؛ d_s عمق نهایی آب شستگی، h_t عمق پای آب، H_{up} اختلاف تراز آب بالادست سرریز و پای آب، q دبی در واحد عرض و d_{90} معرف اندازه‌ای است که ۹۰٪ از ذرات رسوبی از آن کوچک‌تر هستند.

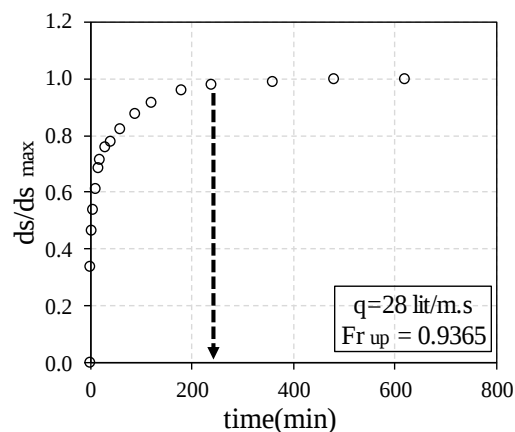


شکل ۴ مقایسه‌ی نسبی بین نتایج تجربی مطالعه‌ی حاضر (مدل شاهد) با محققان دیگر

شکل (۴) مقایسه‌ی نسبی بین نتایج تجربی برای مدل شاهد را با معادلات ارائه شده‌ی (۶) تا (۹) نشان می‌دهد. مشاهده شد که معادلات تجربی ارائه شده مقادیر بسیار نزدیکی با عمق آب شستگی به دست آمده از مطالعه‌ی حاضر را نشان می‌دهند. از طرف دیگر، مطابق داده‌های برازش داده شده، معادله‌ی Novak مقادیر بیشتری از $\frac{d_s}{H_{up}}$ را نسبت به دیگر معادلات نشان می‌دهد. از بین این معادلات، معادله‌ی Wu تخمین خوبی از عمق آب شستگی اندازه‌گیری شده، نشان داده است؛ بنابراین می‌توان گفت که صحت داده‌های تجربی مدل شوت با پایه‌ی بافل در مقایسه با معادلات جمع‌آوری شده در

نتایج مطالعات قبلی در مورد آب شستگی هم‌خوانی دارد [19].

سپس پروفیل فرسایشی (حداکثر عمق و طول آب شستگی) در محدوده‌ی گودال، متناسب با بستر رسوبی اولیه که به واسطه‌ی مختصات دهی (x,y) مش بندی شده بود، اندازه‌گیری شد. در نهایت داده‌های جمع‌آوری شده مورد تجزیه و تحلیل قرار گرفت.

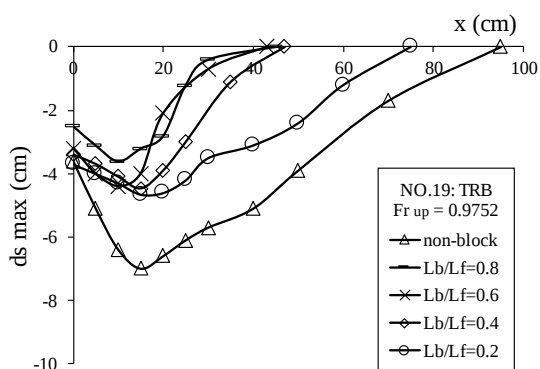


شکل ۳ بررسی توسعه‌ی زمانی آب شستگی در شرایط شوت بدون بلوک

روابط (۶) تا (۹) برخی از معادلات ارائه شده توسط محققان دیگر برای محاسبه‌ی حداکثر عمق آب شستگی پایین دست سرریز صاف را نشان می‌دهند. برای اطمینان از صحت داده‌های به دست آمده در مدل آزمایشگاهی، داده‌های اندازه‌گیری شده در مدل شوت بدون مانع (آزمون شاهد)، با حداکثر عمق آب شستگی محاسبه شده از این روابط کالیبره شد [16]. روابط زیر به ترتیب توسط اسچوکلیش (۱۹۳۲)، نوک (۱۹۶۱)، کوتلاس (۱۹۷۶) و تو در سال ۱۹۷۳ گزارش شده‌اند.

$$d_s = \left(\frac{0.521 q^{0.57} H_{up}^{0.2}}{d_{90}^{0.32}} \right) - h_t \quad (6)$$

$$d_s = 0.55 (6 H_{up}^{0.25} q^{0.5} \left(\frac{h_t}{d_{90}} \right)^{1/3} - h_t) \quad (7)$$



شکل ۵. پروفیل آب‌شستگی بستر در شرایط متفاوت هندسی و موقعیت نسبی نصب بلوک‌ها

مشاهده‌های آزمایشگاهی نشان می‌دهد که طول جریان روی شوت با فل‌دار به دو محدوده از طول هواده‌ی شده و غیر هواده‌ی شده تقسیم می‌شود. به نظر می‌رسد طول محدوده‌ی غیر هواده‌ی برای بهبود راندمان هواده‌ی به جریان بسیار حائز اهمیت است و این محدوده با افزایش عمق جریان بحرانی روی تاج، افزایش می‌یابد.

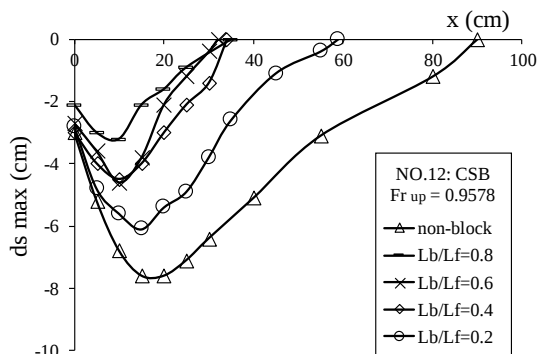
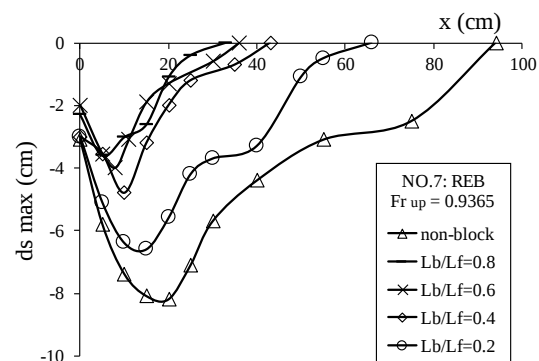
هم‌چنین جریان اطراف بلوک‌ها در دبی‌های مختلف موجب تمایز رژیم جریان روی شوت می‌شود. اول جریانی است که از روی بلوک به صورت جهشی عبور می‌کند، که در شرایط نصب تقعر در برابر جریان بلوک‌ها با انرژی جنبشی بیشتری نسبت به الگوی نصب تحذب در برابر جریان، رخ داده‌است. دوم جریان هم‌گرایی که از بین بلوک‌ها برقرار است و سوم جریانی که به صورت گردابی و کف‌آلود در جلو و داخل بلوک‌ها شکل گرفته و موجب افزایش روگذری جریان از روی بلوک‌ها می‌شود. از این رو، وجود بلوک سبب افزایش تلاطم و کاهش انرژی جریان در انتهای شوت می‌شود و در نهایت با تضعیف پرش هیدرولیکی در پنجه‌ی سرریز، موجب کاهش انتقال رسوب به پایین‌دست می‌شود.

آنچه مشخص است، پارامترهای ابعادی گودال آب‌شستگی در میانه‌ی عرضی بستر فرسایشی، کاهش یافته‌است و الگوی آب‌شستگی برای همه مدل‌های مورد

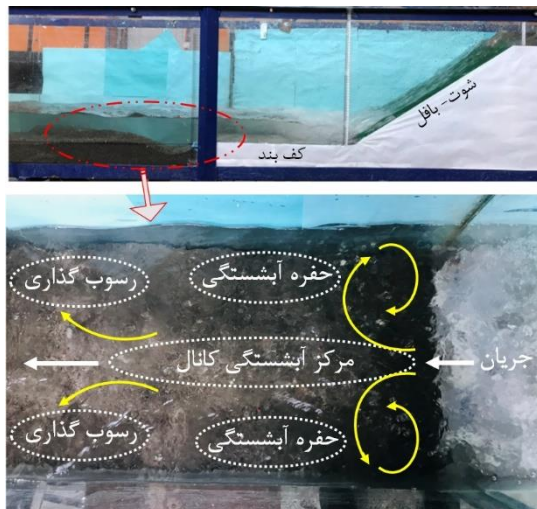
شکل (۴) قابل قبول است. اختلافات اندک موجود می‌تواند به دلیل شرایط متفاوت آزمایشگاهی باشد.

نتایج و بحث توپوگرافی بستر

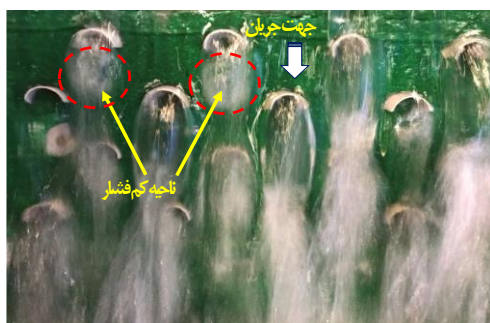
بالاستفاده از داده‌های مربوط به آب‌شستگی و رسوب‌گذاری در پایین‌دست مدل‌های آزمایشگاهی، پروفیل عمقی و طولی سطح بستر فرسایشی در دبی‌های مختلف و مشخصه‌های مختلف پایه‌ی بلوک ترسیم شده‌است. کاملاً واضح است که در همه‌ی موارد نصب بلوک‌ها سبب کاهش عمق و طول آب‌شستگی نهایی شده‌است. آن‌چه که مشخص است بلوک‌های مستطیلی حداقل مقدار عمق آب‌شستگی را در امتداد خط شعاعی نشان می‌دهند. براین اساس، می‌توان نتیجه گرفت که استفاده از شکل‌های متفاوت بلوک‌های پیشنهادی بر نتایج آزمایش اثرگذار است و حداکثر عمق آب‌شستگی را کاهش می‌دهد (شکل ۵).



داده است.



شکل ۶ پلان محدوده‌ی آبشستگی با نمایش جهت جریان‌های ثانویه



(a)



(b)

شکل ۷ تغییرات الگوی جریان روی شوت با تفاوت در تقعر بلوک‌های نیم‌دایره‌ای

تأثیر پایه‌ی بلوک بر عمق گودال آبشستگی

شکل (۹) ارتباط بین عدد فرود (Fr_{up}) و پارامتر بدون بعد عمق آبشستگی ($\frac{d_s}{H_{up}}$) را برای اشکال متفاوت

بررسی تقریباً متقارن است. هم‌چنین، حداکثر مقدار آبشستگی به دلیل جریان‌های ثانویه و گردابه‌های شکل گرفته، در دو طرف خط مرکز طولی بستر رسوبی نمایان شده است. محل حداکثر عمق آبشستگی نیز همیشه در نزدیکی بستر ثابت رخ داده است. شایان ذکر است، در شرایط نصب بلوک‌های حفاظتی، موقعیت رخداد عمق حداکثر گودال آبشستگی به بستر ثابت کف‌بند، نزدیک‌تر شده است (شکل ۶).

از نگاه هیدرودینامیکی مشخص است که در صورتی که بتوان نیروی رانشی بزرگ‌تری در برابر جریان ایجاد کرد، به مقدار بیشتری از شتاب جریان کاسته می‌شود، که این خود موجب کاهش عمق و طول آبشستگی می‌گردد. از این رو، در پژوهش حاضر با انجام دو سری آزمایش، با تفاوت در تقعر - تحذب نصب بلوک‌ها، نشان داده شد که در شرایط نصب تحذب در برابر جریان، مطابق مشاهده‌های آزمایشگاهی در شکل (۷-a) با تضعیف جریان‌های جهشی، علی‌رغم تسهیل عبور جریان از حدفصل بین بلوک‌ها و افزایش طول مسیر پیمایش جریان در طول شوت، با مقدار اتلاف انرژی کمتر نسبت به حالت تقعر در برابر جریان، احتمال رخداد کاویتاسیون متأثر از تشکیل گردابه‌های چرخشی و ایجاد ناحیه‌ی کم‌فشار در قسمت پشت هر بلوک (ایجاد فشار منفی) افزایش می‌یابد. هم‌چنین شکل (۷-b) نشان‌دهنده‌ی تقعر در برابر جریان بلوک‌ها می‌باشد که مطابق اصول مونتوم جریان سبب کاهش آنی شتاب حجم زیادی از جریان در قسمت جلوی بلوک‌ها می‌شود و با ایجاد گردابه‌های چرخشی - برگشتی روبه‌بالا، سبب افزایش تلاطم و انسداد بیشتر در مسیر عبور جریان از حدفصل بین بلوک‌ها می‌شود. در این الگوی نصب، پرش هیدرولیکی به صورت جریان کم‌انرژی، کف‌آلود و مملو از حباب‌های هوا خود را در پنجه‌ی سرریز نمایان می‌سازد، که این خود با کاهش توان فرسایشی و روبه‌جلوی جریان، علت اصلی کاهش رسوبات حمل‌شده به پایین دست است. در نهایت، کاهش ۲۰-۱۰ درصدی در مقادیر عمق نهایی آبشستگی نسبت به الگوی نصب تحذب در برابر جریان بلوک‌ها رخ

ابتدا تا میانه‌ی طول شوت (برای مثال در $L_b/L_f=0.2$ ، مطابق مشاهده‌های عینی نشان داده شده در شکل ۰.۴)، جریان جهشی (آبشار) قوی‌تری از روی بلوک‌ها به پایین دست پرتاب می‌شود و علی‌رغم افزایش استهلاک انرژی و انتقال اکسیژن به جریان، سبب کاهش دبی تخلیه می‌شود. از طرفی دیگر افزایش نامتعارف ۵ تا ۹ برابری عمق جریان روی شوت، هزینه‌های اجرایی دیوارهای جانبی سرریز را با رشد قابل توجهی همراه خواهد ساخت و منطقی نیست که در طراحی بلوک‌ها تقعر نصب در نیمه‌ی بالایی طول شوت در برابر جریان انتخاب شود. لازم به ذکر است که مدل‌سازی نرم‌افزاری جریان روی شوت و رسیدن به درک بهتر از این موضوع می‌تواند کمک قابل توجهی به طراحی قبل از اجرا در این رابطه کند.



شکل ۸ جریان جهشی در موقعیت نصب $L_b/L_f=0.2, 0.4$ و تقعر در برابر جریان بلوک‌های مثالی

لازم به ذکر است، در تمامی آزمایش‌ها با افزایش دبی و به تبع آن عدد فرود جریان بر روی تاج سرریز، جریان روگذر کمتر حضور بلوک‌ها را حس می‌کند و با پروفیل سطح آب مشابه رژیم جریان صاف در مدل شاهد (بدون پایه‌ی بلوک) خود را به پنجه‌ی شوت می‌رساند.

شکل (۱۰) با ارائه‌ی خلاصه‌ای از کارآمدترین الگوهای نصب در هر یک از اشکال هندسی متفاوت بلوک‌ها به تسهیل مقایسه‌ی پارامتر نسبی عمق آب‌شستگی در اعداد فرود متفاوت جریان پرداخته‌است. به راحتی می‌توان فهمید که برای شرایط یکسان

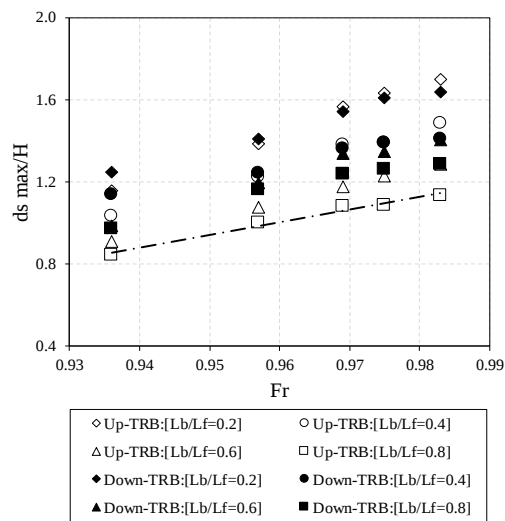
بلوک (مستطیل، نیم‌دایره و مثلث)، باتوجه به موقعیت نسبی نصب در ($L_b/L_f=0.2, 0.4, 0.6, 0.8$) و همچنین تفاوت در جهت تقعر - تحذب نصب بلوک‌ها را نشان می‌دهد.

باتوجه به صعودی بودن نمودار برای همه‌ی مدل‌ها، مشخص است که با افزایش عدد فرود جریان (Fr_{up}) و درواقع پایدار شدن پرش هیدرولیکی (باتوجه به گروه پرش‌های ایجادشده در این تحقیق)، همواره پارامتر عمق آب‌شستگی نسبی ($\frac{d_s}{H_{up}}$) افزایش بیشتری را از خود نشان می‌دهد. همچنین، نتایج نشان داد که همه‌ی الگوهای نصب پایه‌ی بلوک، بر ابعاد گودال آب‌شستگی مؤثر است و همواره مقادیر $\frac{d_s}{H_{up}}$ به دست آمده کوچک‌تر از حالت شوت صاف (بدون بلوک) است.

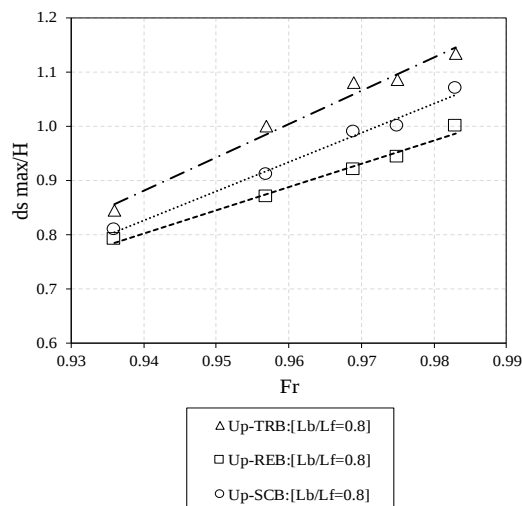
همان‌طور که توضیح داده شد؛ علاوه بر موقعیت نسبی نصب، جهت تقعر - تحذب در نصب بلوک‌ها نیز بر مقادیر نهایی ابعاد گودال آب‌شستگی مؤثر است. از این رو، لزوم بررسی تأثیر توأمان این دو متغیر بر پارامترهای ابعادی گودال آب‌شستگی مورد توجه این تحقیق قرار گرفته‌است.

مطابق الگوی نصب ارائه‌شده در شکل (۱) و باتوجه به جهت نصب تقعر بلوک‌ها، گفتنی است که با افزایش فاصله‌ی نسبی نصب الگوی چهار ردیفی بلوک‌ها تا لبه‌ی تاج سرریز، کاهش عمق آب‌شستگی بیشتری در مدل‌های تقعر در برابر جریان نسبت به حالت متناظر تحذب در برابر جریان بلوک‌ها مشاهده شده‌است. برای هر سه شکل هندسی، همواره شرایط تقعر در برابر جریان در دورترین فاصله‌ی نصب تا تاج سرریز ($L_b/L_f=0.8$) بیشترین اثربخشی بلوک‌ها بر عمق نهایی گودال آب‌شستگی نسبت به سایر مدل‌ها رخ داده‌است. در این شرایط، عمق نهایی آب‌شستگی به طور متوسط به مقدار تقریبی $38/4$ درصد نسبت به حالت شاهد کاهش یافته‌است.

نکته‌ی دیگری که می‌توان بیان کرد، آن است که در حالت تقعر نصب روبه‌بالای بلوک‌ها، در موقعیت‌های



شکل ۹ تغییرات عمق آب شستگی نسبی در برابر اعداد فرود و موقعیت نصب متفاوت بلوک‌ها: (a) بلوک مستطیلی، (b) بلوک نیم-دایره‌ای، (c) بلوک مثلثی

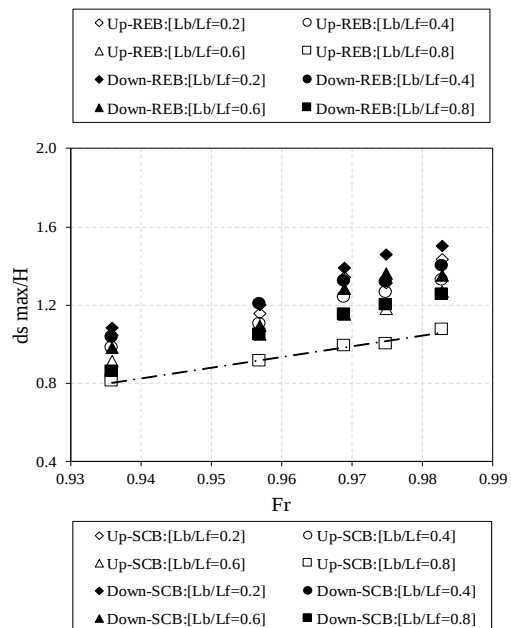
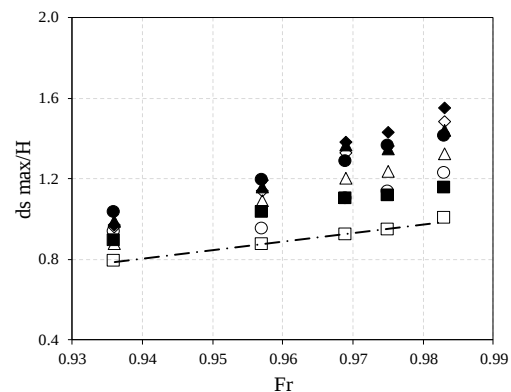


شکل ۱۰ مقایسه‌ی اثربخشی سه شکل هندسی بلوک بر مقدار عمق آب شستگی نهایی در بهترین موقعیت نصب

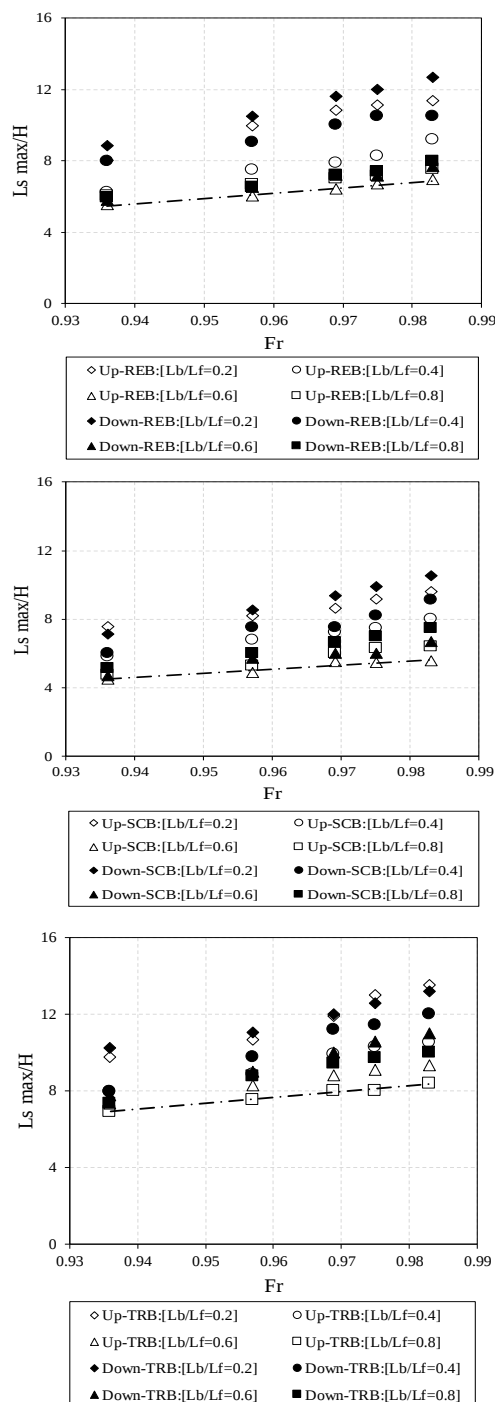
تأثیر پایه‌ی بلوک بر طول گودال آب شستگی

شکل (۱۱) نیز ارتباط بین عدد فرود (Fr_{up}) و پارامتر بدون بعد طول آب شستگی ($\frac{L_s}{H_{up}}$) را برای اشکال متفاوت از بلوک‌ها (USB, نیم‌دایره‌ای، مثلثی) و فاصله‌ی نسبی نصب در ($L_b/L_f = 0.2, 0.4, 0.6, 0.8$) و همچنین تفاوت در جهت‌گیری نصب تقعر-تحدب بلوک‌ها را نشان داده است.

در نظر گرفته شده، جهت نصب تقعر همه‌ی شکل‌های هندسی بلوک‌ها در برابر جریان و موقعیت نصب $L_b/L_f = 0.8$ در کاهش عمق نهایی گودال آب شستگی موثرتر برآورد شده است، اما آنچه که در شکل (۱۰) به وضوح مشخص است، علاوه بر جهت تقعر و موقعیت نسبی نصب در طول شوت، تأثیر تفاوت در شکل هندسی بلوک‌ها، نقش پررنگ‌تری بر پارامترهای ابعادی گودال آب شستگی دارد. در شرایط اعداد فرود متفاوت جریان، هندسه‌ی مستطیلی بلوک با تقعر در برابر جریان، سبب رخداد حداقل عمق نسبی آب شستگی نسبت به سایر مدل‌ها شده و مقدار نسبی $\frac{ds}{H_{up}}$ را در مقایسه با حالت شاهد (بدون بلوک)، بین ۲۵ تا ۶۱/۲ درصد کاهش داده است.



شکل (۱۲) نیز برای جمع‌بندی و مقایسه‌ی پارامتر نسبی طول آب‌شستگی به‌صورت خلاصه‌ای از کارآمدترین الگوهای نصب برای اشکال هندسی متفاوت بلوک‌ها در اعداد فرود متفاوت جریان آورده شده‌است.



شکل ۱۱ تغییرات طول آب‌شستگی نسبی در برابر اعداد فرود و موقعیت‌های نصب متفاوت بلوک‌ها: (a) بلوک مستطیلی، (b) بلوک نیم‌دایره‌ای، (c) بلوک مثلثی

در اینجا نیز همانند نمودارهای مربوط به عمق آب‌شستگی، نشان داده شد که در همه‌ی الگوهای نصب پایه‌ی بلوک، مقادیر $\frac{L_s}{H_{up}}$ کوچک‌تر از حالت شوت صاف (بدون بلوک) رخ داده‌است. شایان ذکر است که افزایش عدد فرود جریان (Fr_{up}) سبب ایجاد نموداری صعودی برای همه‌ی مدل‌ها شده و همواره پارامتر طول آب‌شستگی نسبی ($\frac{L_s}{H_{up}}$) افزایش یافته‌است. به‌نظر می‌رسد که افزایش دبی و عدد فرود جریان در بالادست سرریز، سبب ایجاد جریان‌های گردابه‌ای و ناحیه‌ی کم‌فشار در پشت پایه‌ی بلوک‌ها شده که این خود با افزایش انسداد جریان بین بلوک‌ها منجر به تقویت جریان‌های روگذر و سرکوب جریان‌های جهشی از روی بلوک‌ها، شده‌است. در نتیجه با پایدار شدن پرش و افزایش اتلاف انرژی متأثر از حضور بلوک‌ها در مسیر جریان، طول گودال آب‌شستگی کمتری رخ داده‌است.

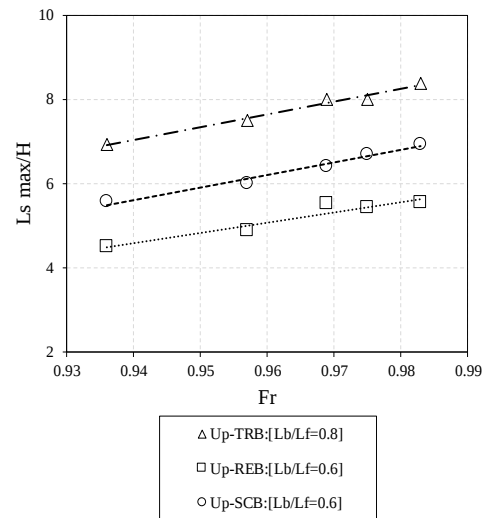
نکته‌ی قابل تذکر دیگر این است که تأثیرگذاری متغیرهای موقعیت نسبی نصب و جهت تقعر-تحدب نصب بلوک‌ها بر مقادیر نهایی طول آب‌شستگی مؤثرتر از مقادیر عمق گودال آب‌شستگی متناظر است. با افزایش موقعیت نسبی نصب بلوک‌ها تا لبه‌ی تاج سرریز، به‌دلیل راندمان اتلاف انرژی بیشتر در انتهای شوت، سبب افزایش اعماق مزدوج پرش در پنجه می‌شود و از توان فرسایشی و روبه‌جلوی جریان می‌کاهد. برای هر سه شکل هندسی، نصب بلوک‌ها در موقعیت نسبی ($L_b/L_f=0.8$) با تقعر در برابر جریان، کاهش چشم‌گیری را در طول نهایی گودال آب‌شستگی نسبت به سایر مدل‌ها نشان داده‌است. در این شرایط، طول نهایی آب‌شستگی به‌طور متوسط به مقدار تقریبی ۶۳/۷ درصد نسبت به حالت شاهد کاهش یافته‌است.

به‌نظر می‌رسد که افزایش سطح اشغال‌شده‌ی بلوک‌ها به‌خصوص در هندسه‌ی مستطیلی، دلیل انسداد بیشتر جریان در حدفاصل بین این بلوک‌ها بوده‌است و تقعر در برابر جریان بلوک‌ها نیز مطابق آنچه بیان شد، دلیل افزایش انسداد و گردابه‌های چرخشی-برگشتی روبه‌بالای جریان و در نهایت کاهش طول آب‌شستگی در پایین‌دست است.

نسبی نصب $L_b/L_f=0.6$ سبب رخداد حداقل طول نسبی آب شستگی نسبت به سایر مدل‌ها شده و مقدار نسبی $\frac{L_s}{H_{up}}$ را در مقایسه با حالت شاهد (بدون بلوک)، بین $3/1$ تا $73/4$ درصد کاهش داده‌است.

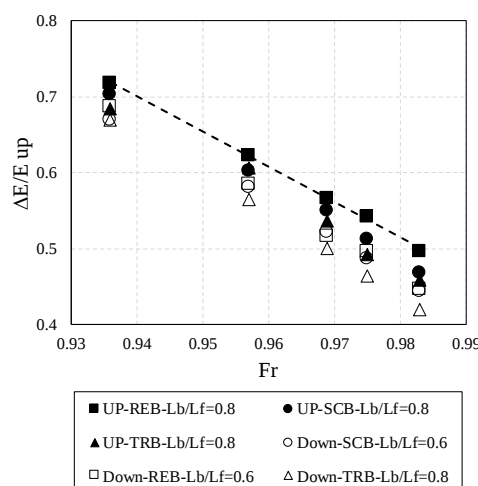
براساس نتایج به‌دست‌آمده در شکل (۹) و (۱۲) به بررسی میزان اتلاف انرژی نسبی در پنجه‌ی شوت به‌همراه پایه‌ی بلوک در مقابل عدد فرود بالادست سرریز پرداخته‌شد.

مطابق شکل (۱۳) گفتنی است که با افزایش عدد فرود جریان در بالادست، انرژی نسبی مستهلک شده، کاهش می‌یابد. همان‌طور که در تشریح دلایل تغییرات ابعاد هندسی گودال آب شستگی بیان شد، می‌توان این امر را این‌گونه بیان کرد که افزایش عدد فرود جریان بالادست (افزایش دبی) احتمالاً سبب کاهش تأثیرگذاری پایه‌های بلوک بر الگوی جریان روی شوت شده‌است. همچنین، مطابق نتایج ارائه‌شده برای هندسه‌ی گودال آب شستگی و حجم رسوبات انتقال‌یافته در پایین‌دست کف‌بند انتهایی، بلوک‌های مستطیلی با تفرع در برابر جریان و در موقعیت نسبی نصب $L_b/L_f=0.8$ علاوه‌بر عملکرد بهینه با رویکرد حفاظتی در کاهش انتقال رسوب، در راستای استهلاک انرژی در پایین‌دست سرریزها نیز بهینه‌ترین الگو گزارش می‌شود.



شکل ۱۲ مقایسه‌ی اثربخشی سه شکل هندسی بلوک بر مقدار طول آب‌شستگی نهایی در بهترین موقعیت نصب

مقایسه‌ی نتایج نشان می‌دهد که کاهش طول آب‌شستگی نیز در شرایط تفرع در برابر جریان برای همه‌ی شکل‌های هندسی بلوک‌ها عملکردی مؤثرتر داشته‌است، اما آنچه که در شکل (۱۲) به‌وضوح مشخص است، علاوه‌بر جهت تفرع، شکل هندسی و همچنین موقعیت نسبی نصب بلوک‌ها در طول شوت، نقش پررنگ‌تری بر پارامترهای ابعادی گودال آب‌شستگی دارد. در شرایط اعداد فرود متفاوت جریان، هندسه‌ی مستطیلی با تفرع در برابر جریان و موقعیت



شکل ۱۳ مقایسه‌ی اثربخشی سه شکل هندسی بلوک بر مقدار اتلاف انرژی در موقعیت‌های نصب بهینه

جدول ۲ مقایسه‌ی عملکرد بلوک در این تحقیق با سایر محققان

محققان و سال	شرایط آزمایش	روش حفاظتی	نتایج و میزان کاهش آب‌شستگی
تحقیق حاضر	استفاده از شوت با زاویه‌ی ۳۰ درجه، محدوده‌ی دبی ورودی بین ۶/۵ تا ۱۴/۴ لیتر بر ثانیه	نصب الگوی چهارردیفه‌ی بلوک‌های بافل با شکل‌های متفاوت	عملکرد بهتر بلوک مستطیلی در کاهش متوسط ۴۳/۱ و ۵۶/۷ درصدی به‌ترتیب برای عمق و طول نهایی گودال آب‌شستگی در موقعیت نصب $L_b/L_f=0.8, 0.6$ و تغیر در برابر جریان
Dargahi (2003)	استفاده از سرریز اوجی شکل، با محدوده‌ی دبی ۲۰ تا ۱۰۰ لیتر بر ثانیه	به‌کارگیری صفحه‌ی محافظتی با زبری‌های متفاوت	افزایش زبری صفحه‌ی حفاظتی، سبب کاهش شدید انتقال رسوب و گودال آب‌شستگی به‌میزان ۱۷ الی ۵۷ درصد نسبت به حالت بدون زبری
Mohammed (2004)	استفاده از باکت در آستانه‌ی انتهایی سرریز	به‌کارگیری زوایای مختلف در انحنا باکت	کاهش ۱۵ درصدی عمق آب‌شستگی پایین-دست با تغییر زاویه‌ی آستانه‌ی انتهایی سرریز از ۱۰ به ۶۰ درجه
Dermawan and Legono (2011)	استفاده از سرریز پلکانی	به‌کارگیری پلکان در سرریز	بالا بردن پلکان عمق جریان در پنجه‌ی سرریز حدود ۲۰ برابر شوت‌های صاف معمولی و در نتیجه کاهش انرژی باقی‌مانده در پنجه حدود ۶ تا ۷ برابر نسبت به شوت صاف
Zare and Doering (2012)	استفاده از شوت در سرریز اوجی در اعداد فرود مختلف	به‌کارگیری روش‌هایی هم‌چون بافل و سنگ‌چین روی شوت	نرخ اتلاف انرژی بالاتری را می‌توان در شرایط نصب بافل در مقایسه با سنگ‌چین روی شیب شوت‌ها بدست آورد.
Chahardahcheriki gholi zadeh & Shafai-Bajestan (2016), [20]	استفاده از سطح شیب‌دار، محدوده‌ی عدد فرود بین ۵/۷۶ تا ۹/۱۳	به‌کارگیری المان‌های شش‌پایه	کاهش ۶۱ درصدی عمق آب‌شستگی نهایی نسبت به حالت ساده با اعمال المان‌های شش‌پایه، و کاهش ۵۶ درصدی عمق آب‌شستگی با افزایش اندازه‌ی ذرات رسوبی
Aydin & Ulu (2018), [21]	شبیه‌سازی با نرم‌افزار flow-3D	به‌کارگیری پنج شکل متفاوت بلوک در حوضچه‌ی آرامش	(همه‌ی مدل‌ها، به‌طور قابل‌ملاحظه‌ای در افزایش اتلاف انرژی و کاهش آب‌شستگی پایین‌دست سازه تأثیر گذارند) کاهش مقدار آب‌شستگی نهایی در حدود ۸۰٪ تا ۹۰٪ با استفاده از بلوک مثلی - بالادست پلکانی
Elnikhely (2018), [22]	استفاده از شوت مانع‌دار با پنج دبی متفاوت	به‌کارگیری بلوک استوانه‌ای با ابعاد هندسی متفاوت	کاهش مقادیر عمق و طول نسبی آب‌شستگی نسبت به حالت صاف به‌ترتیب حدود ۲۵٪ و ۲۷٪ (بهترین ابعاد بلوک‌ها $L/B=0.133$ ، $D/B=0.1$ است)
Karimi Chahartaghi et al. (2019)	استفاده از شوت مانع‌دار	به‌کارگیری هندسه‌ی متفاوت بافل و هم‌چنین واگرایی مختلف دیواره‌ی جانبی شوت	به‌طور متوسط، کاهش حداکثر تا ۵۸ درصد عمق و طول نهایی گودال آب‌شستگی با استفاده از بلوک‌های پیشنهادشده در این تحقیق به‌جای بلوک‌های استاندارد USBR

نسبی نصب بلوک‌ها به‌طور دقیق می‌توان پی برد که با افزایش L_b/L_f بلوک‌ها، کاهش عمق آب‌شستگی افزایش یافته‌است، به‌طوری‌که در موقعیت ($L_b/L_f=0.8$) اثر بخشی بهتری نسبت به سایر موقعیت‌ها رخ داده‌است. در شرایط مختلف جریان بین ۲۵ تا ۶۱/۲ درصد کاهش عمق گودال آب‌شستگی را به‌همراه دارد.

۵. در موقعیت ($L_b/L_f=0.6$)، بلوک‌های مستطیلی و نیم-دایره‌ای با تحدب در برابر جریان و هم‌چنین، در موقعیت ($L_b/L_f=0.8$) بلوک مثلثی با تقعر در برابر جریان، با عملکرد متوسط ۳۸/۱ تا ۷۳/۴ درصد، بیشترین کاهش را در طول آب‌شستگی نسبت به سایر حالت‌ها دارا بودند.

۶. جهت تقعر نصب بلوک‌ها بر مقادیر پارامترهای آب‌شستگی مؤثر است. در سری آزمایش‌های تقعر در برابر جریان همواره پارامترهای ابعادی آب‌شستگی دارای مقادیر کمتری نسبت به تحدب در برابر جریان بوده‌اند.

۷. با افزایش عدد فرود جریان در بالادست، انرژی نسبی مستهلک‌شده، کاهش می‌یابد. مطابق انتظار، بلوک‌های مستطیلی با تقعر در برابر جریان و در موقعیت نسبی نصب $L_b/L_f=0.8$ در راستای استهلاک انرژی در پایین‌دست سرریزها به‌عنوان بهینه‌ترین الگو گزارش می‌شوند.

پیشنهادهات

مطالعه‌ی آزمایشگاهی حاضر، با تأکید بر اهمیت ویژه‌ی مدل‌سازی نرم‌افزاری طرح قبل از اجرا و دستیابی به بهینه‌ترین شکل هندسی، راستای تقعر-تحدب نصب بلوک در هر موقعیت نسبی را حائز اهمیت می‌داند. هم‌چنین باتوجه به تأثیر متقابل الگوی جریان در اطراف پایه‌ی بلوک‌ها، لزوم بررسی الگوی مرکب در آرایش نصب کامل بلوک‌ها با اشکال هندسی متفاوت پیشنهاد می‌گردد.

درنهایت با ارائه‌ی خلاصه‌ای (جدول ۲) از شرایط آزمایش و روش‌های حفاظتی برای بررسی میزان تأثیرگذاری روش‌های به‌کاررفته بر کاهش ابعاد گودال آب‌شستگی در پایین‌دست سرریزها در تحقیق حاضر و دیگر محققان آورده شده‌است. آنچه که به‌وضوح مشخص است، استفاده از بلوک در حوضچه‌ی آرامش یا روی شیب شوت‌ها به‌عنوان یک روش مؤثر موجب کاهش در ابعاد نهایی گودال آب‌شستگی می‌شود.

نتیجه‌گیری

مطالعه‌ی آزمایشگاهی حاضر به‌منظور بررسی روش حفاظتی پایه‌ی بلوک در یک شوت ساده بر روی مشخصه‌های ابعادی گودال آب‌شستگی انجام شد. بحث و تحلیل نتایج عبارتند از:

۱. جریان اطراف بلوک‌های شوت در دبی‌های مختلف موجب تمایز رژیم جریان روی شوت می‌شود. نخست جریانی است که از روی بلوک به صورت ریزشی عبور می‌کند. این نوع جریان در شرایط نصب رو به جریان تقعر بلوک‌ها با انرژی جنبشی بیشتری همراه است. دوم جریان هم‌گرایی که از بین بلوک‌ها برقرار است و سوم جریانی که به‌صورت گردابی و کف‌آلود در جلو و داخل بلوک‌ها شکل گرفته‌است و موجب افزایش روگذری جریان از روی بلوک‌ها می‌شود.

۲. تأثیر موقعیت نصب بلوک درست بعد از تاج سرریز ($L_b/L_f=0.2$) بر اتلاف انرژی تقریباً ناچیز است، زیرا جریان هنوز در عمق بالا است و سرعت نسبتاً کمی دارد.

۳. عمق و طول نهایی آب‌شستگی با افزایش عدد فرود بالادست سرریز، افزایش یافته‌است. هم‌چنین برای یک عدد فرود ثابت، عمق و طول آب‌شستگی برای هندسه‌ی مستطیلی بلوک با تقعر در برابر جریان به‌مراتب کمتر از دو هندسه‌ی دیگر بوده‌است.

۴. با بررسی داده‌های مربوط به هر کدام از موقعیت‌های

مراجع

1. Dargahi, B., "Scour Development Downstream of a Spillway", *Journal of hydraulic research*, Vol. 41, No. 4, Pp. 417-426, (2003).
2. Abdelhaleem, F. S. F., "Effect of Semi-circular Baffle Blocks on Local Scour Downstream Clear-overfall Weirs", *Ain Shams Engineering Journal*, Vol. 4, No. 4, Pp. 675-684, (2013).
3. Helal, E. Y., Nassralla, T. H., and Abdelaziz, A. A., "Minimizing of Scour Downstream Hydraulic Structures Using Sills", *International Journal of Civil and Structural Engineering*, Vol. 3, No. 3, Pp. 591, (2013).
4. Helal, E. Y., "Minimizing Scour Downstream of Hydraulic Structures Using Single Line of Floor water jets", *Ain Shams Engineering Journal*, Vol. 5, No. 5, Pp. 17-28, (2013).
5. Hong, S., Biering, C., Sturm, T. W., Yoon, K. S., and Gonzalez-Castro, J. A., "Effect of Submergence and Apron Length on Spillway Scour: Case Study", *Water*, Vol. 7, No. 10, Pp. 5378-5395, (2015).
6. Blaisdell, F. W., "Development and Hydraulic Design, Saint Anthony Falls stilling Basin", *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, Vol. 113, No. 1, Pp. 483-520, (1948).
7. Tuna, M. C., "Effect of Offtake Channel Base Angle of Stepped Spillway on Scour Hole", Pp. 239-251, (2012).
8. Peterka, E. S., and Karon, I. M., "Congenital Pseudoainhum of the Fingers: Report of a Case", *Archives of dermatology*, Vol. 90, No. 1, Pp. 12-14, (1964).
9. Chatila, J. G., and Bassam R. J., "Stepped spillway as an energy dissipater", *Canadian Water Resources Journal/Revue canadienne des ressources hydriques*, Vol. 29, No. 3, pp. 147-158, (2004).
10. Young, M. F., "Feasibility Study of a Stepped Spillway", *In Applying research to hydraulic practice*, Pp. 96-105. ASCE, (1982).
11. Mohammed, T. A., Noor, M. M. M., Huat, B. K., Ghazali, A. H., and Yunis, T. S., "Effect of Curvature and End Sill Angle on Local Scouring at Downstream of a Spillway." *International Journal of Engineering and Technology*, Vol. 1, No. 1, Pp. 96-101, (2004).
12. Dwemawan, V., and Legono, D., "Residual Energy and Relative Energy Loss on Stepped Spillway", *Journal of Applied Technology in Environmental Sanitation*, Vol. 1, No. 4, (2011).
13. Chafi, C., Hazzab, A., and Seddini, A., "Study of Flow and Energy Dissipation in Stepped Spillways", *Jordan Journal of civil engineering*, Vol. 4, No. 1, Pp. 1-11, (2010).
14. Zare, H. K., and Doering, J. C., "Energy Dissipation and Flow Characteristics of Baffles and Sills on Stepped Spillways", *Journal of hydraulic research*, Vol. 50, No. 2, Pp. 192-199, (2012).
15. Kaya, N., and Emiroglu, M. E., "Study of Oxygen Transfer Efficiency at Baffled Chutes." *In Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Water Management*, Vol. 163, No. 9, Pp. 447-456. Thomas Telford Ltd, (2010).

16. karimi Chahartaghi, M., and Solimani B. M., "Effect of Block Geometry and Divergence of Baffled Chute on Downstream Scour Pattern", (2019).
17. Raudkivi, A. J., and Ettema, R., "Clear-water Scour at Cylindrical Piers", *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 109, No. 3, Pp. 338-350, (1983).
18. Kummar, V., Ranga Raju, K. G., and Vittal, N., "Reduction of Local Scour Around Bridge Piers Using Slot and Collar", *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE*, Vol. 125, No. 12, pp. 1302-1305, (1999).
19. Zolghadr, M., "Effect of Six-Legged Elements Installation Arrangement on Bed Topography Around Wing-Wall Abutments", Pp. 47-57, (2018).
20. Chahardahcheriki, gholi zadeh. P., and Shafai-Bajestan, M., "Scour Dimensions of the Downstream Hydraulic Jump Stilling Basin with Bed Covered with Six-Legs Elements", *Irrigation and Drainage Structures Engineering Research*, Vol. 17, No. 66, Pp. 105-118, (2016). (In Persian)
21. Aydin, M. C., and Ulu, A. E., "Effects of Different Shaped Baffle Blocks on the Energy Dissipation and the Downstream Scour of a Regulator", *Journal of Science and Technolog*, Vol. 8, No. 2, Pp. 69-74, (2018).
22. Elnikhely, E. A., "Investigation and Analysis of Scour Downstream of a Spillway", *Ain Shams Engineering Journal*, Vol. 9, No. 4, Pp. 2275-2282, (2018).

مطالعه‌ی عددی عملکرد شمع‌های حرارتی با استفاده از مدل‌های رفتاری ترمومکانیکی و مکانیکی*مهدی خداپرست^(۱) علی جمالو^(۲) سیدعلی قریشیان امیری^(۳)

چکیده در سال‌های اخیر مدل‌های رفتاری متعددی برای پیش‌بینی رفتار خاک تحت اثر بارهای ترمومکانیکی ارائه شده‌است. از سوی دیگر بررسی رفتار شمع‌های حرارتی و خاک مجاور آن تحت بارهای ترمومکانیکی و با استفاده از مدل‌های رفتاری که در آنها تغییر رفتار خاک در اثر تغییرات دما در نظر گرفته می‌شود، از اهمیت زیادی برخوردار است. در این تحقیق یک مدل رفتاری ترمومکانیکی به نرم‌افزار المان محدود آباکوس^۱ اضافه شده است تا از آن برای بررسی عملکرد شمع‌های حرارتی، استفاده شود. نتایج به دست آمده از مدل سازی عددی آزمایش سه‌محوری نشان می‌دهد که کد نوشته شده برای مدل رفتاری مورد نظر توانایی پیش‌بینی رفتار خاک در شرایط ترمومکانیکی را دارد. همچنین نتایج به دست آمده از تحلیل شمع حرارتی با استفاده از مدل‌های رفتاری مکانیکی دراکر-پراگر، کم‌کلی اصلاح شده و ترمومکانیکی تورچی بیانگر آن است که با وجود تأثیر قابل توجه انتخاب مدل رفتاری بر نتایج در تحلیل شمع حرارتی، تفاوتی میان انتخاب مدل رفتاری مکانیکی و ترمومکانیکی برای خاک کنار آن وجود ندارد.

واژه‌های کلیدی شمع حرارتی، مدل رفتاری خاک، ترمومکانیک، اثر دما بر خاک، آباکوس.

The Numerical Study of Energy Piles Performance by Using of Thermo-Mechanical and Mechanical Constitutive Models

M. Khodaparast S. A. Ghoreishian Amiri A. Jamaloo

Abstract In recent years, several constitutive models have been proposed to predict soil behavior under thermomechanical loads. On the other hand, it is important to study the behavior of energy piles and their adjacent soils under thermomechanical loads and by using constitutive models in which soil behavior changes due to temperature changes are considered. In this study, a thermomechanical constitutive model was added to the Abaqus finite element software to be used to evaluate the performance of energy piles. Results obtained from numerical modeling of Triaxial test show that the code written for the given constitutive model is capable of predicting soil behavior under thermomechanical conditions. Also, the results obtained from the analysis of energy pile using mechanical constitutive models of Drucker-Prager, MCC and thermo-mechanical constitutive model Tourchi show that in the analysis of energy pile, although the choice of constitutive model has a significant impact on the results, but there is no difference between choosing a mechanical or thermomechanical constitutive model for the adjacent soil.

Key Word Energy pile, Constitutive model of soil, Thermomechanic, Temperature effect on soil, Abaqus.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۸/۷/۷ و تاریخ پذیرش آن ۹۹/۸/۳ می‌باشد.

(۱) دانشجوی کارشناسی ارشد، گروه مهندسی عمران، دانشگاه قم.

(۲) نویسنده مسئول: دانشیار، گروه مهندسی عمران، دانشگاه قم.

(۳) پژوهشگر ارشد گروه مهندسی ژئوتکنیک دانشکده مهندسی، دانشگاه علم و صنعت نروژ.

مقدمه

در سال‌های اخیر در مناطق مختلف جهان ساخت ساختمان‌های مسکونی و تجاری با رویکرد بهینه‌سازی مصرف انرژی با استفاده از شمع‌های حرارتی تبدیل به یک فناوری نوظهور شده است [1]، لذا توجه به تحقیقات حوزه‌ی ژئوتکنیک در این خصوص که به بررسی تغییرات مقاومت و تغییر شکل خاک ناشی از تغییرات دما پرداخته‌است، بیش از گذشته مورد توجه قرار گرفته است [2].

مطالعات گذشته در این زمینه به دو دسته مطالعات رفتار خاک تحت اثر دما و مطالعات عملکرد شمع‌های حرارتی قابل تقسیم است. براساس تحقیقات انجام شده در دسته‌ی اول، افزایش دمای خاک منجر به کاهش تنش پیش‌تحکیمی و شیب خط حالت بحرانی خاک می‌شود [3,4]. هم‌چنین محققان دیگری اثر دما بر مقاومت برشی را بررسی کرده و نتایج متفاوت و متضادی از جمله افزایش مقاومت برشی [5-7] و کاهش مقاومت برشی [5,8,9] را گزارش کرده‌اند. هم‌چنین گزارش‌های برخی از مطالعات گذشته تأثیر ناچیز دما بر مقاومت برشی را نشان داده‌است [6,10].

از طرفی در سه دهه‌ی اخیر مدل‌های رفتاری ترمومکانیکی متعددی برای خاک‌های مختلف ارائه شده‌است که برای رس‌ها، مدل‌های رفتاری برمبنای کم‌کلی اصلاح‌شده سهم قابل توجهی از آنها را دربرگرفته‌است [4,11-15]. عملکرد چند مدل رفتاری ارائه‌شده برای خاک‌های رس اشباع تا سال ۲۰۱۳ توسط هانگ و همکاران [16] مورد بررسی قرار گرفته‌است. بررسی‌های وی نشان‌دهنده این است که تمامی مدل‌ها پیش‌بینی معقولی از رفتار ترمومکانیکی خاک رس اشباع داشته‌اند. با این حال هر مدل رفتاری دارای محدودیت‌ها و فرضیاتی در تئوری خود هستند که در نتایج مؤثر بوده‌است. هانگ و همکاران [17] مدل ارائه‌شده توسط کوی و همکاران [4] را گسترش دادند و دو مکانیسم پلاستیک TY و LY را به ترتیب برای انقباض و انبساط

حرارتی در نسبت پیش‌تحکیمی بالا و اثر دما بر فشار پیش‌تحکیمی معرفی کردند. در نهایت به منظور بررسی عملکرد مدل رفتاری ارائه‌شده، نتایج آزمایشگاهی یک آزمایش سه‌محوری زهکشی شده بر روی خاک رس بوم با نتایج به‌دست‌آمده از مدل رفتاری مقایسه شد.

شیونگ و همکاران [2] نیز براساس مدل رفتاری کم‌کلی اصلاح‌شده یک مدل رفتاری ترمومکانیکی برای خاک ارائه داده‌اند که با قرار دادن مقدار OCR برابر یک در آن، مدل با مدل رفتاری کم‌کلی اصلاح‌شده برابر می‌شود. طبق بررسی‌های انجام‌شده توسط این محققان رفتار ترمومکانیکی خاک وابسته به تأثیر تغییرات دما بر دو پارامتر تنش پیش‌تحکیمی و نسبت تنش بحرانی است و بررسی تعادل بین اثر تغییرات دما بر این دو پارامتر امکان تعیین رفتار سخت‌شونده یا نرم‌شونده‌ی حرارتی را ممکن می‌کند. هم‌چنین مطالعات گسترده‌ای در زمینه‌ی بررسی عملکرد شمع‌های حرارتی به صورت تک [18-21] و گروه [1,22-24] انجام شده‌است. لالویی و همکاران [۱۸] در یک مطالعه‌ی عددی و صحرایی به بررسی عملکرد شمع‌های حرارتی پرداخته‌اند که در مدل‌سازی عددی آنها از یک مدل رفتاری ترموالاستوپلاستیک برمبنای مدل رفتاری دراکر-پراگر استفاده شده‌است. طبق تحقیقات ایشان تنش محوری ناشی از بارگذاری حرارتی و بارگذاری ترمومکانیکی بزرگ‌تر از تنش محوری ناشی از بار مکانیکی می‌باشد و افزایش دما به میزان یک درجه‌ی سانتی‌گراد، ۱۰۰ کیلونیوتن بار محوری را افزایش می‌دهد.

آماتیا و همکاران [25] مکانیسم ارائه‌شده را در دو حالت گیرداری کامل و آزاد بررسی کردند. نتایج آنها نشان می‌دهد که تنش ناشی از بار حرارتی در حالتی که دو سر شمع به‌طور کامل گیردار باشد از سایر حالات بیشتر است. مشاهدات ایشان نشان‌دهنده افزایش نشست در بارگذاری ترمومکانیکی نسبت به بارگذاری مکانیکی نیز می‌باشد. آکروچ و همکاران [26] یک آزمایش کشش شمع بر روی شمع حرارتی در خاک با پلاستیسیته‌ی بالا

این مقایسه قابل مشاهده است. جزئیات فرمولاسیون مدل رفتاری آنها در بخش بعد به طور کامل آمده است.

در این مقاله عملکرد شمع حرارتی در خاک رس اشباع تحت بارگذاری حرارتی و مکانیکی با استفاده از سه مدل رفتاری متفاوت بررسی شده است. در مطالعات عددی گذشته عمدتاً از مدل‌های رفتاری مکانیکی و ترمومکانیکی متفاوتی برای توصیف رفتار خاک مجاور شمع حرارتی استفاده شده است. بر این اساس هدف از مطالعه حاضر، تعیین میزان تأثیر مدل رفتاری خاک بر نتایج به دست آمده از مدل‌سازی شمع‌های حرارتی بوده است. برای این منظور ابتدا یک سابروتین یومت برای مدل رفتاری تورچی [28] که برای پیش‌بینی رفتار ترمومکانیکی خاک رس اشباع ارائه شده است، نوشته شد. سپس برای صحت‌سنجی کد مذکور از یک مدل سه‌بعدی آزمایش سه‌محوری تحکیم‌یافته‌ی زهکشی شده CD استفاده گردید و نتایج به دست آمده با نتایج آزمایشگاهی موجود در ادبیات فنی مقایسه شد. در نهایت نیز یک مدل سه‌بعدی المان محدود برای تحلیل عملکرد شمع حرارتی با استفاده از مدل رفتاری تورچی [28] و مدل رفتاری دراگر-پراگر و کم‌کلی اصلاح شده برای شبیه‌سازی رفتار خاک در آباکوس ۲۰۱۷ ساخته شد. هم‌چنین نتایج به دست آمده از این دو تحلیل با نتایج عددی و آزمایشگاهی گزارش شده توسط لالویی و همکاران [18] مقایسه گردیده است.

مدل رفتاری و مدل‌سازی عددی

مدل رفتاری

در این تحقیق برای توصیف رفتار ترمومکانیکی خاک از سابروتین یومت مدل رفتاری تورچی [28] که در طی این مطالعه نوشته شد، استفاده گردیده است. این مدل رفتاری با گسترش مدل حمیدی و خزایی [15] به یک مدل ترموالاستوپلاستیک تبدیل شده است و در آن در نظر گرفتن اثرات حرارت بر رفتار خاک براساس ایده‌ی تفاوت میان منحنی تحکیم ایزوتروپ در دمای

انجام دادند. نتایج آزمایش‌های آنها بیان می‌کند که افزایش دمای خاک منجر به افزایش نرخ خزش می‌شود به طوری که باتوجه منحنی بار-جاب‌جایی، نشست شمع حرارتی در طولانی مدت (۵۰ سال) حدود ۲,۳۵ برابر نشست شمع عادی در همین شرایط می‌باشد.

خداپرست و همکاران [20] به مطالعه‌ی عددی اثر دما بر ظرفیت باربری و نشست تحکیمی شمع‌های حرارتی در خاک‌های ریزدانه‌ی اشباع پرداختند و مدل رفتاری دراگر-پراگر را برای پیش‌بینی منحنی تنش و کرنش خاک در نظر گرفتند. تحقیقات ایشان نشان داد که افزایش مدول الاستیسیته، نسبت پواسون و نسبت تخلخل تحت بارگذاری حرارتی موجب میزان کاهش بیشتر در تنش مؤثر قائم در مقایسه با شرایط ژئواستاتیکی می‌شود.

نگویان و همکاران [27] به بررسی رفتار بلند مدت شمع‌های حرارتی با استفاده از یک مدل فیزیکی پرداختند. در تحقیق آنها بارهای مکانیکی مختلفی (از ۰ تا ۶۰ درصد مقاومت شمع) بر آن وارد شد و هم‌زمان با آن ۳۰ سیکل حرارتی نیز به شمع اعمال گردید. بررسی‌های آنها نشان داد که اعمال سیکل‌های حرارتی و اعمال بار ثابت منتهی به نشست پلاستیک (برگشت‌ناپذیر) در سر شمع می‌شود. تورچی [28] یک مدل رفتاری ترمومکانیکی براساس مدل رفتاری کم‌کلی اصلاح شده و نظریه‌ی حالت بحرانی، برای خاک رس در شرایط اشباع ارائه داده است که در آن کرنش‌های الاستیک ناشی از افزایش دما، اثر دما بر شیب حالت بحرانی و تأثیر نسبت پیش‌تحکیمی در مدول برشی، در نظر گرفته شده است. پارامترهای اضافه شده به مدل کم‌کلی اصلاح شده در تحقیق آنها با استفاده از آزمایش سه‌محوری به آسانی قابل دست‌یابی بوده است. آنها برای صحت‌سنجی، نتایج مدل رفتاری خود را با ۵ سری داده‌های آزمایشگاهی موجود در ادبیات فنی گذشته مقایسه کرده‌اند که توانایی مناسب مدل رفتاری آنها در پیش‌بینی رفتار ترمومکانیکی خاک‌های رسی اشباع در

$$\eta = \frac{q}{p'} \quad (10)$$

در روابط (۹) و (۱۰) M_T شیب خط حالت بحرانی و v حجم مخصوص می‌باشد. همچنین در این مدل رفتاری رابطه‌ای برای تبدیل p'_c تنش پیش تحکیمی در دمای محیط به p'_{cT} تنش پیش تحکیمی در دمای بالا ارائه شده‌است.

$$p'_{cT} = p'_c \exp(-3\rho^p H_0 \Delta T) \quad (11)$$

با در نظر گرفتن قانون جریان همراه، با استفاده از رابطه‌ی (۱۲) کرنش برشی پلاستیک محاسبه شده‌است.

$$d\varepsilon_s^p = \frac{d\varepsilon_v^p}{\psi} \quad (12)$$

$$\psi = \frac{\alpha[M^2(\beta-1)-\eta^2]}{2\theta\eta} \quad (13)$$

معادله‌ی سطح تسلیم نیز با اضافه شدن پارامترهای α و β و θ به معادله‌ی سطح تسلیم مدل کم‌کلی اصلاح شده، به صورت رابطه‌ی (۱۴) بازنویسی شده‌است:

$$q = M_T p' \left\{ \frac{\alpha^2(\beta-1)}{2\theta-1} \left[\left(\frac{p'_{cT}}{p'} \right)^{\frac{1}{\Omega}} - 1 \right] \right\}^{0.5} \quad (14)$$

$$\Omega = \frac{\theta}{2\theta-1} \quad (15)$$

برای نوشتن سابروتین یومت برای مدل رفتاری مذکور، ابتدا ماتریس الاستیک و الاستوپلاستیک آن به دست آمده‌است که براین اساس برای تشکیل ماتریس الاستیک رابطه‌ی (۱۶) و برای تشکیل ماتریس الاستوپلاستیک مدل رفتاری از رابطه‌ی (۱۷) استفاده شده‌است [29].

$$[D^e] = 2G[I] + \left(K - \frac{2G}{3} \right) \cdot \{\delta\} \cdot \{\delta\}^T \quad (16)$$

$$D^{ep} = D^e - \frac{D^e \left(\frac{\partial Q}{\partial \sigma} \right) \left(\frac{\partial F}{\partial \sigma} \right)^T D^e}{\left(\frac{\partial F}{\partial \varepsilon^p} \right)^T \left(\frac{\partial Q}{\partial \sigma} \right) + \left(\frac{\partial F}{\partial \sigma} \right)^T D^e \left(\frac{\partial Q}{\partial \sigma} \right)} \quad (17)$$

پس از تشکیل ماتریس‌ها، تابع تسلیم تعریف شده و شرط استفاده از هر کدام از ماتریس‌ها طبق تابع تسلیم برقرار شده‌است.

مرجع و دمای بالا می‌باشد. همچنین در مدل تورچی [28] تأثیر تغییرات دما بر شیب خط حالت بحرانی، سطح تسلیم و نسبت پیش تحکیمی اضافه شده‌است که در مدل حمیدی و خزایی [15] در نظر گرفته نشده بود. روابط مدل ارائه شده در فضای تنش سه محوری از دو قسمت الاستیک و پلاستیک تشکیل شده که در قسمت الاستیک برای محاسبه‌ی کرنش‌های حجمی از روابط (۱) و (۲) و (۳) استفاده شده‌است.

$$d\varepsilon_v^e = d\varepsilon_{vT}^e + d\varepsilon_{vp}^e \quad (1)$$

$$d\varepsilon_{vT}^e = 3\alpha_e dT \quad (2)$$

$$d\varepsilon_{vp}^e = \frac{1}{K} dp' \quad (3)$$

در روابط بالا α_e ضریب انبساط حرارتی حجمی و K مدول بالک است و از رابطه‌ی (۴) به دست می‌آید:

$$K = \frac{v_0 p'_0}{\kappa_T} \left(\frac{p'}{p'_0} \right)^a \quad (4)$$

که در آن v_0 حجم مخصوص اولیه و a و b پارامترهای مدل می‌باشد.

همچنین برای محاسبه‌ی کرنش برشی فقط از مؤلفه‌ی کرنش برشی مکانیکی استفاده شده و از کرنش برشی حرارتی صرف نظر شده‌است.

$$d\varepsilon_s^e = d\varepsilon_{sT}^e + d\varepsilon_{sp}^e \quad (5)$$

$$d\varepsilon_s^e = d\varepsilon_{sp}^e = \frac{dq}{G_T(OC)} \quad (6)$$

که در روابط (۵) و (۶) و (۷) D پارامتر مدل، G_{T0} مدول برشی در دمای اولیه و G_T مدول برشی در دمای ثانویه می‌باشد.

در قسمت پلاستیک نیز باتوجه به این که پارامتر سخت‌شوندگی تنش پیش تحکیمی در نظر گرفته شده است، نمو کرنش حجمی با استفاده از رابطه‌ی (۸) محاسبه شده‌است:

$$d\varepsilon_v^p = \frac{1}{H_L} \frac{dp'_{cT}}{p'_{cT}} \quad (8)$$

$$H_L = \frac{v}{\lambda - \kappa_T - (N\delta e_T) \left(\frac{M_T}{M_T - \eta} \right)} \quad (9)$$

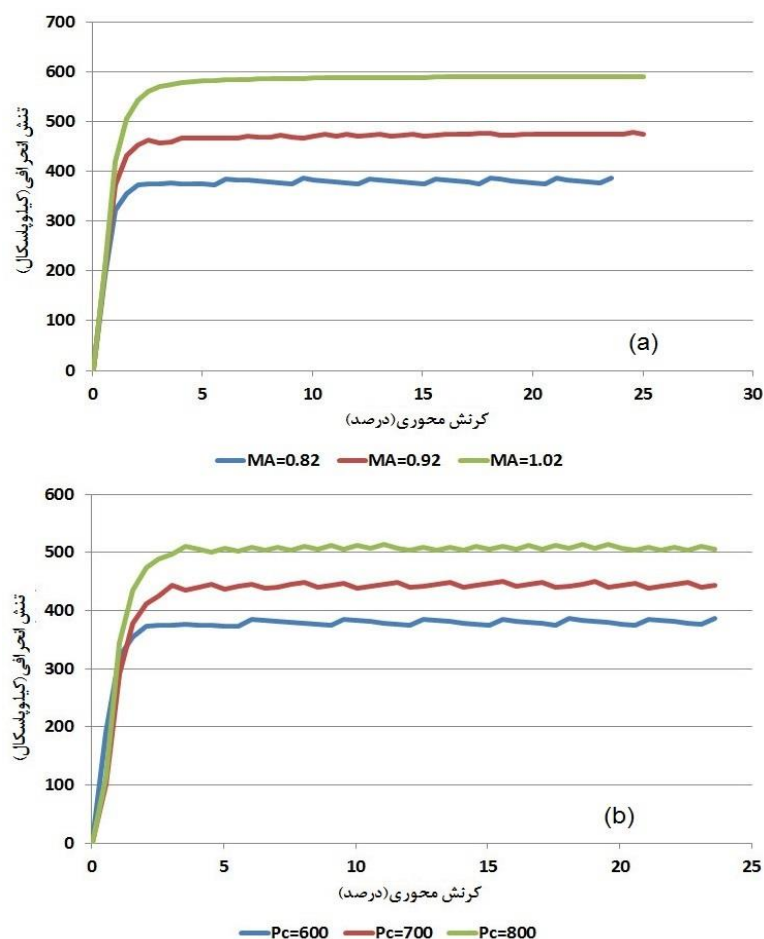
مطالعه‌ی پارامتری مدل رفتاری

رابطه‌ی تنش تسلیم با دما، نسبت پیش‌تحکیمی و شیب خط حالت بحرانی به‌صورت مستقیم است و کاهش هریک از آنها به کاهش مقاومت برشی منجر شده‌است (شکل ۱).

در این قسمت به‌منظور بررسی بیشتر مدل رفتاری تورچی [28] نمودار تنش کرنش به‌دست‌آمده با تغییر برخی از پارامترهای موجود در آن ارائه شده‌است که برنامه‌ی این مطالعه‌ی پارامتری در جدول (۱) آمده‌است.

جدول ۱ برنامه‌ی مطالعه‌ی پارامتری مدل رفتاری تورچی [28] با استفاده از مدل عددی آزمایش سه‌محوری

مطالعه‌ی پارامتری										
شماره‌ی مدل	دما	تابع تسلیم					قسمت الاستیک			
	T	A	θ	B	MA	Pc(kPa)	C	D	κA	(a,b)
1	22	0.8	1	1.75	0.82	600	0.14	5	0.028	2.5
2	40	0.85	1.2	1.85	0.92	700	0.24	10	0.04	5
3	60	0.9	1.4	1.95	1.02	800	0.34	15	0.05	7.5

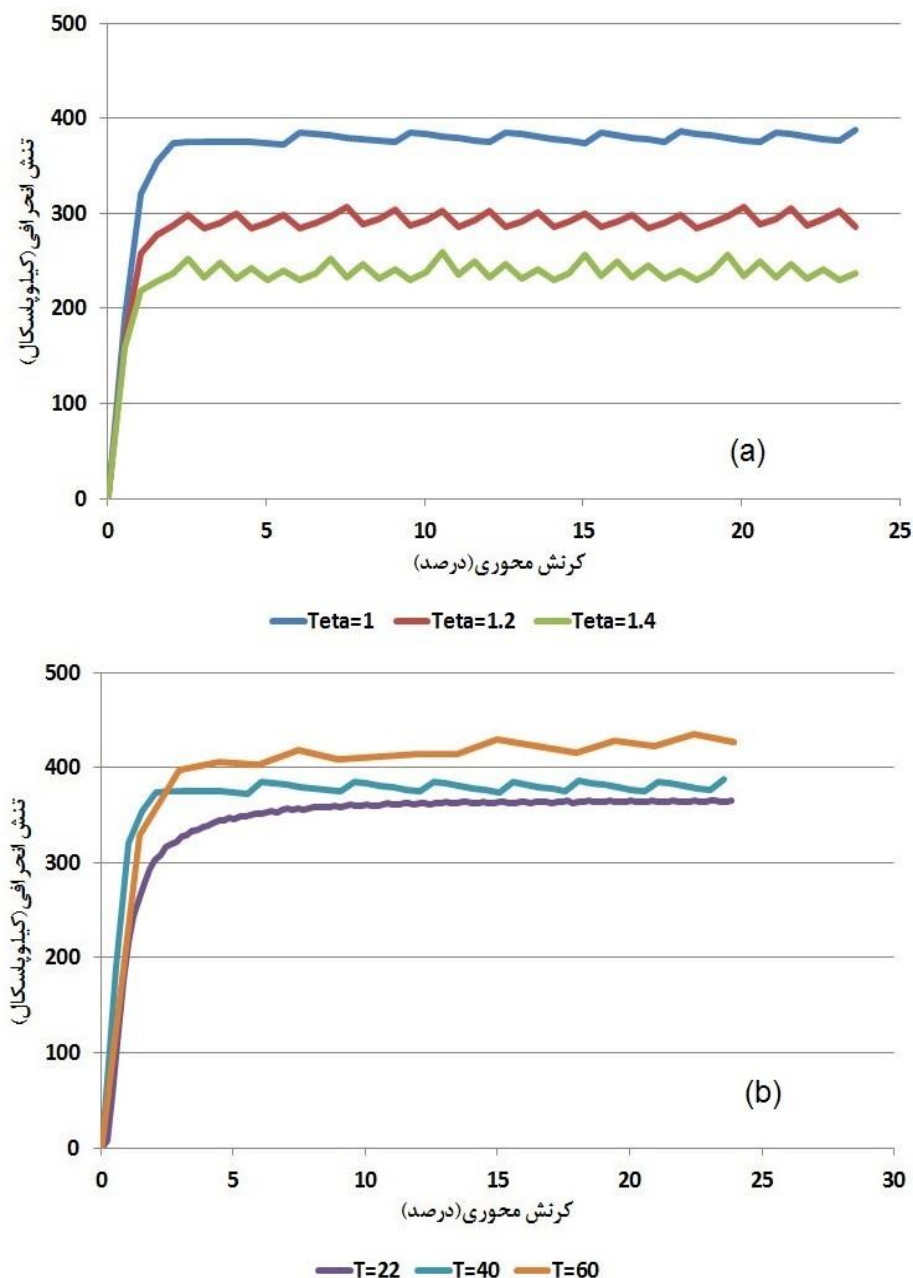


شکل ۱ اثر تنش پیش‌تحکیمی و شیب خط حالت بحرانی بر نمودار تنش - کرنش خاک در دمای ۴۰ درجه: الف) شیب خط حالت بحرانی، ب) تنش پیش‌تحکیمی

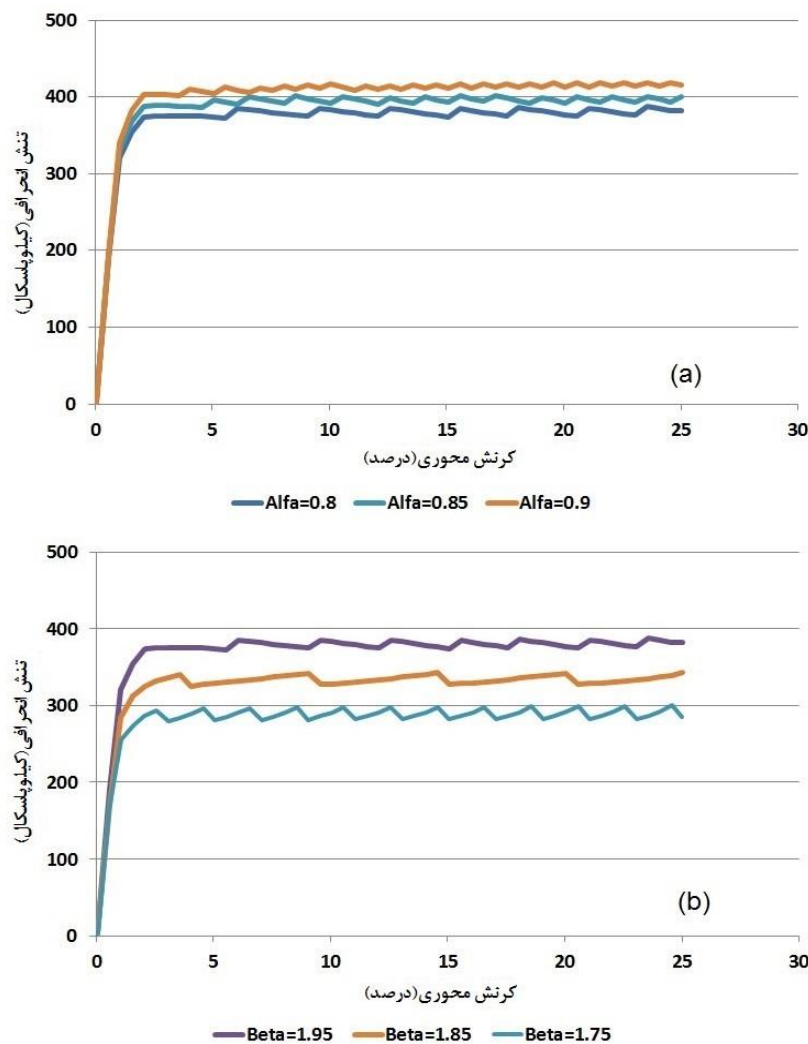
شده است و بر خلاف آنها برای افزایش مقاومت برشی کاهش θ مورد نیاز است. از سه پارامتر اضافه شده به رابطه‌ی تنش تسلیم دو پارامتر θ و β مؤثرتر از پارامتر α بوده است.

تأثیر دما و پارامترهای موجود در رابطه‌ی تابع تسلیم بر نمودار تنش- کرنش نیز در شکل (۲) مشاهده می‌شود.

باتوجه به شکل (۳) مشاهده می‌شود که افزایش پارامترهای α و β باعث افزایش مقاومت برشی خاک



شکل ۲ اثر پارامتر θ و دما بر نمودار تنش- کرنش خاک: الف) پارامتر θ ، ب) دما



شکل ۳ اثر پارامترهای تابع تسلیم بر نمودار تنش - گرنش خاک در دمای ۴۰ درجه: الف) پارامتر α ، ب) پارامتر β

جدول ۲ مشخصات نمونه خاک براساس مدل رفتاری تورچی [28] در مدل آزمایش سه محوری

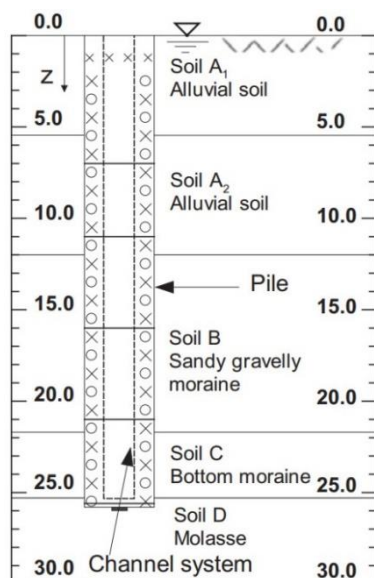
داده‌های آزمایشگاهی	M	λ	κA	GA/p'_0	χ	$\underline{n}$	C	D	$\underline{c}$
چکرواک و لالویی [7]	0.82	0.102	0.028	88	0.25	0	0.14	5	1.8

* پارامتر M شیب خط حالت بحرانی، پارامتر λ شیب خط تحکیم عادی، پارامتر κA شیب خط باربرداری و پنج پارامتر χ ، C، D، $\underline{n}$ و $\underline{c}$ پارامترهای مدل هستند.

مدل سازی عددی آزمایش سه محوری CD

در مرحله اول برای بررسی عملکرد سابروتین یومت در مدلی با یک المان، مدل آزمایش سه محوری که هندسه‌ی نمونه‌ی مورد آزمایش در آن یک استوانه به قطر ۵,۵ سانتی متر و ارتفاع ۱۱ سانتی متر می باشد، ساخته شده است.

برای شبیه سازی رفتار خاک از سابروتین یومت استفاده شده و مشخصات خاک نمونه با توجه به کد ارائه شده در جدول (۲) آمده است. در این مدل تحلیل با دو گام مختلف انجام شده است که در گام اول تحکیم خاک با تنش اولیه



شکل ۵ لایه بندی خاک در مدل شمع حرارتی [18]

برای معرفی رفتار مکانیکی خاک لایه‌ی B علاوه بر مدل رفتاری دراگر- پراگر از مدل رفتاری تورچی [28] نیز استفاده شده که مشخصات آن در جدول (۴) آمده است. این مشخصات با توجه به وجود نتایج صحرایی با استفاده از روش کالیبراسیون حاصل شده است. پارامترهای جدول (۴) نیز مانند پارامترهای جدول (۲) تعریف می‌شوند. هم‌چنین برای معرفی مدل رفتاری کم‌کلی اصلاح شده تغییرات در سابروتین یومت مدل رفتاری تورچی [28] ایجاد شده است. با توجه به شرایط اشباع خاک برای تحلیل شمع حرارتی از دو تحلیل مجزا استفاده شده است. در تحلیل اول برای تعریف اندرکنش حرارتی بین شمع و خاک از دو نوع اندرکنش Thermal Conductance و Heat Generation استفاده شده است و در تحلیل دوم برای تماس مکانیکی بین شمع و خاک نیز از یک رفتار تانژانسی از نوع پنالتی با ضریب اصطکاک ۰,۷ استفاده شده است. بارگذاری به سه صورت آزمون ۱ و ۲ و ۳ انجام شده که در آزمون ۱ فقط بار مکانیکی به اندازه‌ی ۱۳۰۰ کیلونیوتن به شمع وارد شده است. آزمون ۲ بارگذاری مکانیکی ندارد و فقط بار حرارتی به میزان ۱۳,۶ درجه‌ی سانتی‌گراد و فرآیند تحکیم خاک در نظر گرفته می‌شود و در نهایت در آزمون ۳ بار مکانیکی و حرارتی و فرآیند تحکیم به صورت هم‌زمان اعمال

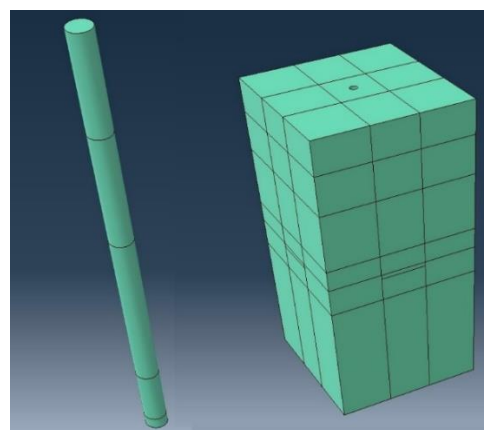
صورت گرفته و در گام دوم برای شبیه‌سازی فرآیند زهکشی، بارگذاری به صورت کنترل جابه‌جایی با سرعت تقریبی ۰,۴ میلی‌متر بر ساعت صورت گرفته است. برای مش‌بندی خاک نیز از المان هشت‌گرهی خطی (C3D8P) که از گروه فشار آب حفره‌ای- تنش می‌باشد، استفاده شده است.

تنش پیش‌تحکیمی خاک مورد بررسی ۶۰۰ کیلوپاسکال است که با فرض نسبت پیش‌تحکیمی ۲ و ۳، تنش اولیه‌ی خاک به ترتیب برابر ۲۰۰ و ۳۰۰ کیلوپاسکال بوده است. هم‌چنین دمای اولیه ۲۲ درجه و دمای ثانویه ۹۰ درجه‌ی سانتی‌گراد فرض شده است.

مدل‌سازی عددی شمع حرارتی

برای شبیه‌سازی رفتار شمع حرارتی، هندسه‌ی شمع به صورت یک استوانه به قطر یک متر و ارتفاع ۲۶ متر (شکل ۴) و هندسه‌ی خاک اطراف آن به صورت یک توده‌ی خاک چند لایه به طول و عرض ۲۰ متر و ارتفاع ۵۲ متر در نظر گرفته شده است. ضخامت و نام‌گذاری لایه‌های خاک مطابق شکل (۵) می‌باشد.

مشخصات مکانیکی، حرارتی و هیدرولیکی لایه‌های مختلف خاک و هم‌چنین مشخصات مکانیکی و حرارتی بتن در جدول (۳) ارائه شده است.



شکل ۴ هندسه‌ی مدل شمع حرارتی و خاک

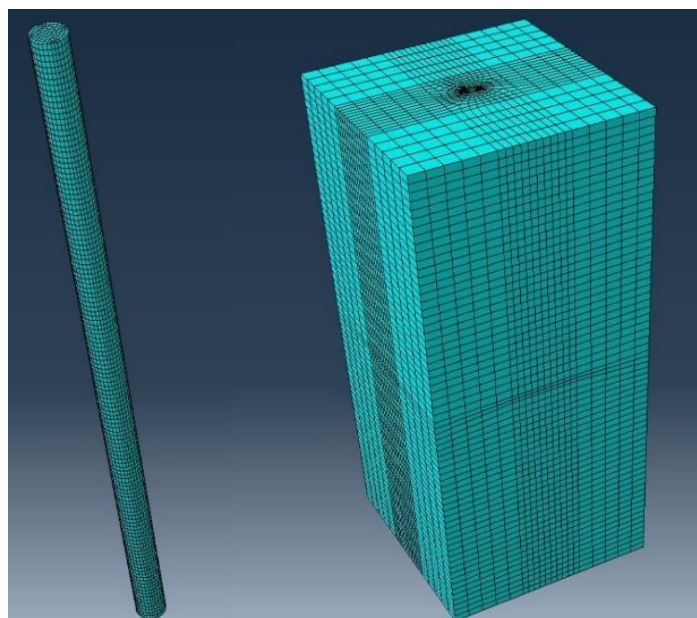
شده است. دمای اولیه‌ی خاک نیز ۱۳,۶ درجه درنظر گرفته شده است. برای مش‌بندی شمع از المان‌های هشت‌گرمی خطی از گروه فشار آب حفره‌ای، تنش (C3D8P) تشکیل شده است (شکل ۶).

جدول ۳ مشخصات شمع و لایه‌های خاک براساس مدل رفتاری دراگر-پراگر در مدل شمع حرارتی [18]

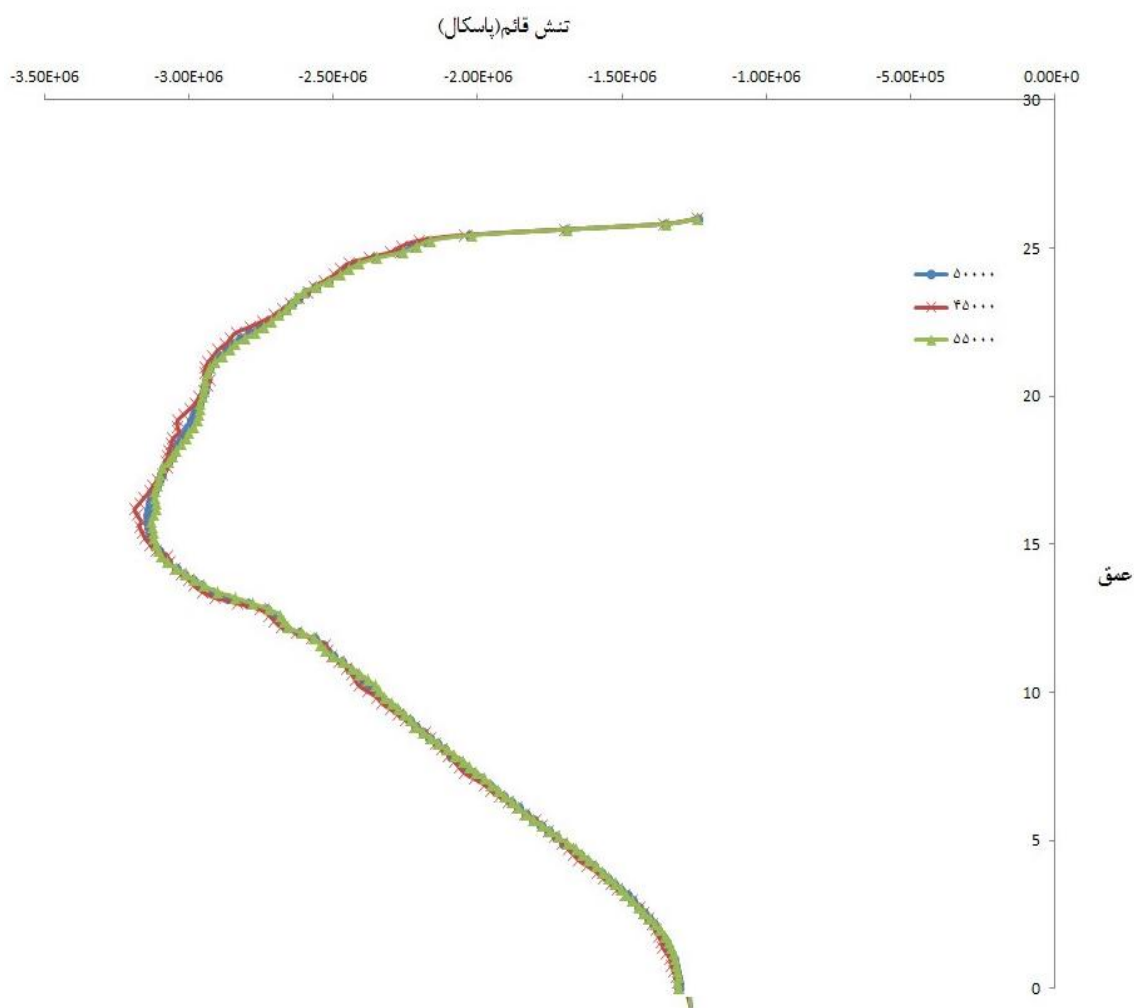
ضریب انبساط حرارتی	ظرفیت گرمایی	رسانایی حرارتی	چسبندگی	زاویه اصطکاک	مدول برشی	مدول بالک	نفوذپذیری	تخلخل	وزن مخصوص	لایه‌های خاک
β'_s	ρ_c	λ	c	ϕ	G	K	K^*	η	ρ	
$^{\circ}\text{C}^{-1}$	$\text{J/m}^3 \cdot ^{\circ}\text{C}$	$\frac{\text{W}}{\text{m} \cdot ^{\circ}\text{C}}$	kPa	($^{\circ}$)	MPa	MPa	$\frac{\text{m}}{\text{sec}}$		$\frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$	
10^{-5}	2.4×10^6	1.8	5	30	113	122	2×10^{-6}	0.1	2000	A1
10^{-5}	2.4×10^6	1.8	3	27	113	122	7×10^{-7}	0.1	1950	A2
10^{-4}	2.4×10^6	1.8	6	23	1000	59	1×10^{-6}	0.35	2000	B
10^{-4}	2.4×10^6	1.8	20	27	1400	83	1×10^{-6}	0.3	2200	C
10^{-6}	2×10^6	1.1	-	-	550-2800	620-3300	-	-	2550	D
10^{-5}	2×10^6	2.1	-	-	14313	17381	-	-	2500	شمع

جدول ۴ مشخصات لایه‌ی سوم خاک براساس مدل رفتاری تورچی [28] در مدل شمع حرارتی

c	D	C	n	χ	GA/p^0	κA	λ	M	لایه‌ی خاک
0.82	5	0.14	0	0.25	100	0.05	0.102	0.82	لایه‌ی B



شکل ۶ مش‌بندی مدل شمع حرارتی و خاک



شکل ۷ نمودار مربوط به آنالیز حساسیت تأثیر ابعاد مش، برای سه حالت مختلف (با تعداد المان‌های ۴۵۰۰۰، ۵۰۰۰۰ و ۵۵۰۰۰) بر مقدار تنش قائم

به دست آمده از آنها با داده‌های صحرایی و آزمایشگاهی موجود در تحقیقات گذشته مقایسه شده است که جزئیات هر کدام در دو قسمت آورده شده است.

آزمایش سه محوری CD

برای صحت سنجی سابروتین یومت نوشته شده‌ی نمودارهای تنش- کرنش و کرنش حجمی- کرنش محوری به دست آمده از مدل آزمایش سه محوری CD در شرایط ۲۲ درجه و ۹۰ درجه با نسبت پیش تحکیمی ۲ و ۳، با داده‌های آزمایشگاهی گزارش شده توسط چکرواک و لالویی [7] مقایسه شده است که در ادامه نتایج مربوط

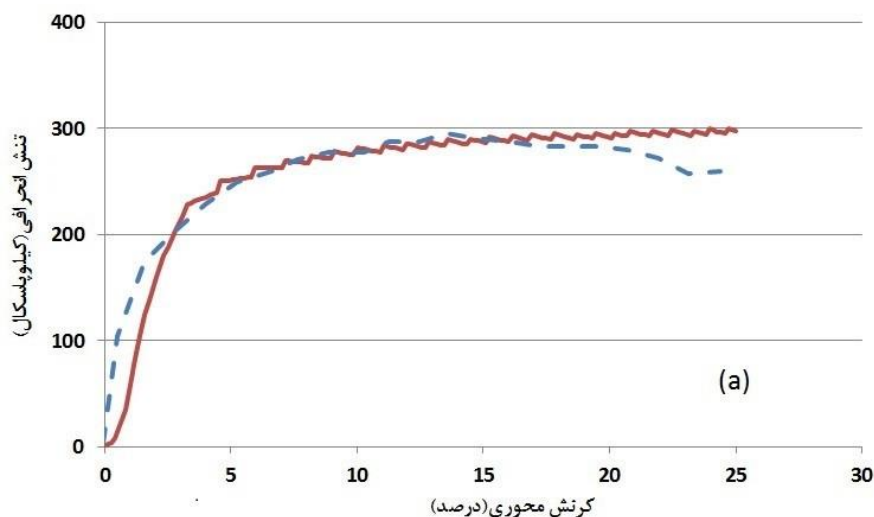
همچنین در شکل (۷) نتایج آنالیز حساسیت تأثیر ابعاد مش، برای سه حالت مختلف (با تعداد المان‌های ۴۵۰۰۰، ۵۰۰۰۰ و ۵۵۰۰۰) بر مقدار تنش قائم آمده است (تعداد المان‌ها رند شده است). همان‌طور که مشاهده می‌شود تغییر سائز مش بندی تغییری در مسئله و روند آن ایجاد نمی‌کند. البته بدیهی است تغییرات قابل توجه در اندازه‌ی مش‌ها می‌تواند باعث عدم هم‌گرایی و ناپایداری در حل مسئله گردد.

صحت سنجی

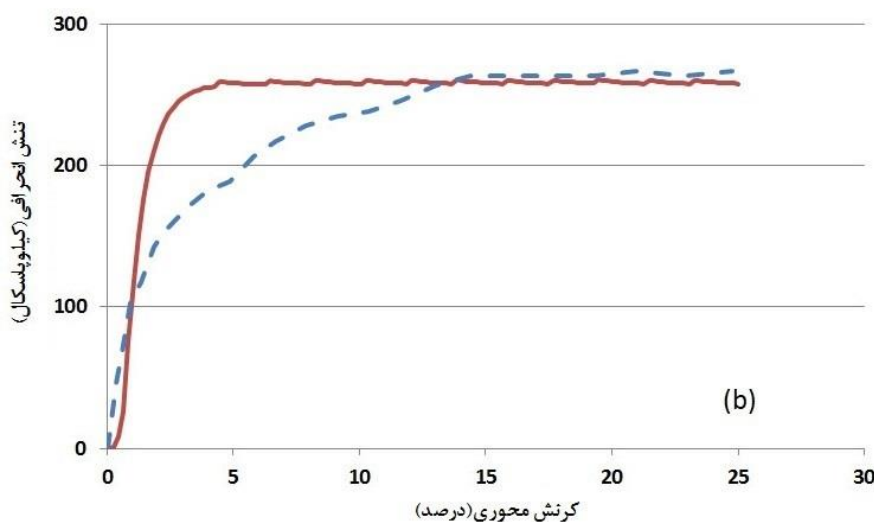
به منظور صحت سنجی مدل سازی‌های انجام شده نتایج

حاضر توانسته در دمای ۲۲ درجه و ۹۰ درجه میزان مقاومت برشی خاک را به خوبی پیش بینی کند، اما در دمای ۲۲ درجه در قسمت سخت شوندگی نمودار ضعف هایی مشاهده می شود.

به نمودارهای تنش - کرنش ارائه شده است. در شکل (۸) نتایج با نسبت پیش تحکیمی ۳ در دمای ۲۲ و ۹۰ درجه نشان داده شده است. مقایسه ی نتایج آزمایشگاهی و مدل عددی حاضر نشان می دهد که مدل رفتاری استفاده شده در تحقیق



نتایج تحقیق حاضر — داده های آزمایشگاهی (چکرواک و لالویی [۷]) -

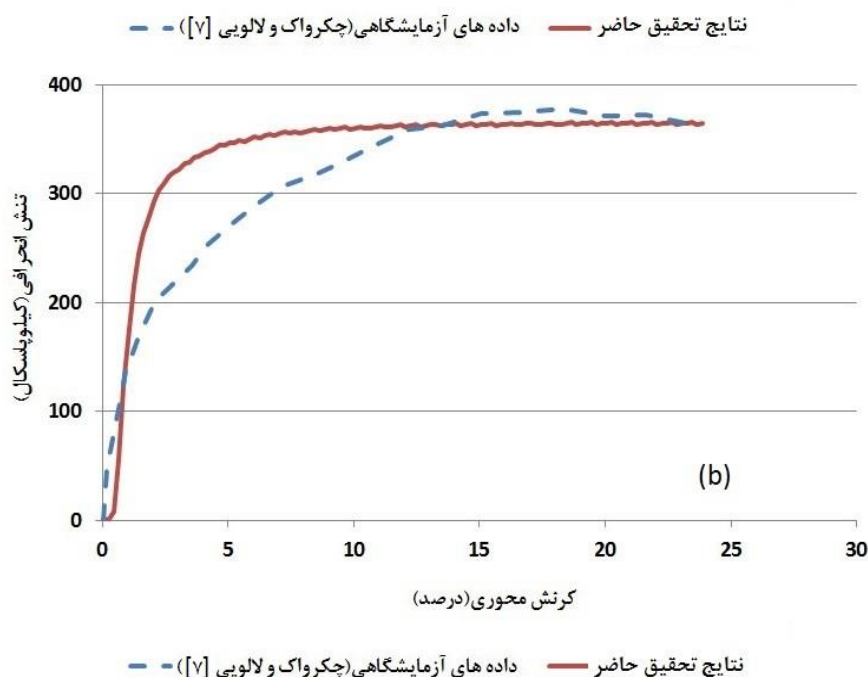
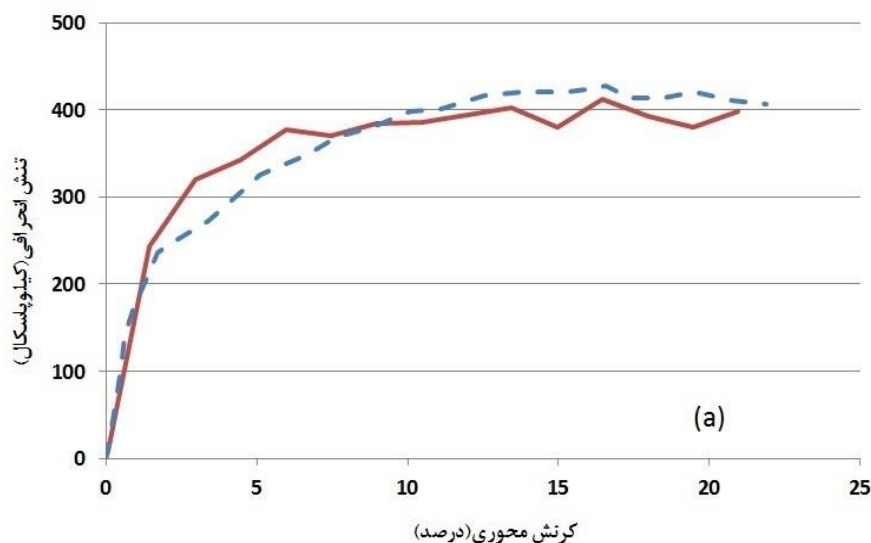


نتایج تحقیق حاضر — داده های آزمایشگاهی (چکرواک و لالویی [۷]) -

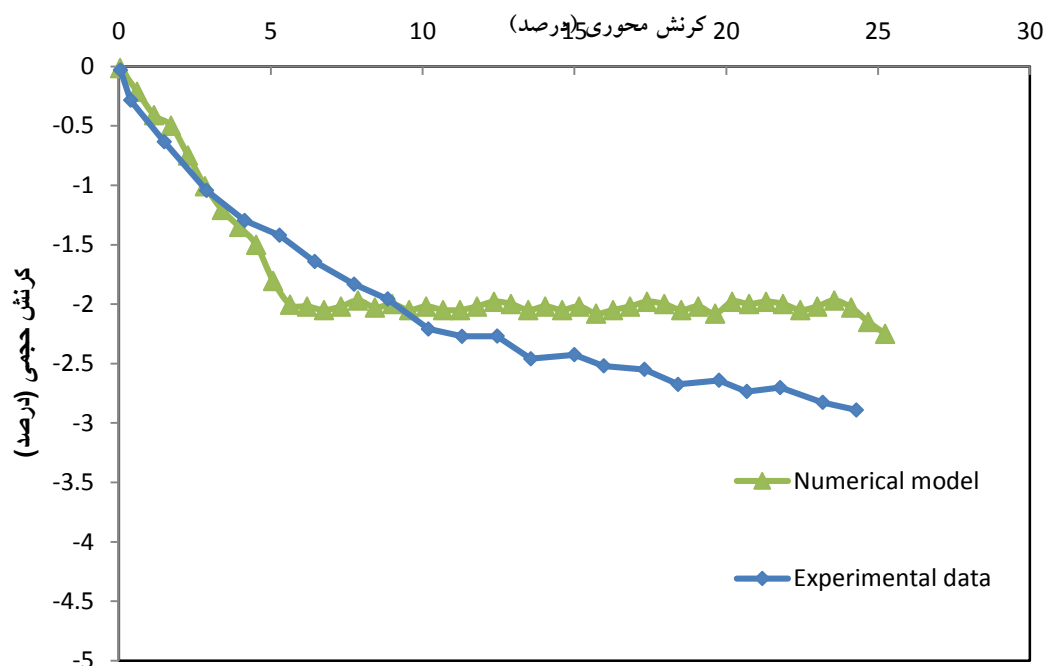
شکل ۸ نمودار تنش - کرنش مدل عددی حاضر برای خاک با نسبت پیش تحکیمی ۳: (a) دمای ۹۰ درجه، (b) دمای ۲۲ درجه

حجمی- کرنش محوری به منظور صحت‌سنجی مدل عددی حاضر برای خاک با نسبت پیش‌تحکیمی ۲ و در دمای ۹۰ درجه‌ی سانتی‌گراد در شکل (۱۰) آمده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود در مجموع نتیجه‌ی به‌دست‌آمده رضایت‌بخش می‌باشد.

نمودار تنش- کرنش خاک در دمای ۲۲ و ۹۰ درجه با نسبت پیش‌تحکیمی ۲ در شکل (۹) آمده است. باتوجه به شکل (۹) می‌توان دریافت که سائروتین نوشته‌شده دارای توانایی مناسب برای پیش‌بینی رفتار ترمومکانیکی خاک رس اشباع در نسبت پیش‌تحکیمی و دمای متفاوت بوده است. همچنین نمودار کرنش



شکل ۹ نمودار تنش- کرنش مدل عددی حاضر برای خاک با نسبت پیش‌تحکیمی ۲: (a) دمای ۹۰ درجه، (b) دمای ۲۲ درجه



شکل ۱۰ نمودار کرنش حجمی - کرنش محوری به منظور صحت‌سنجی مدل عددی حاضر برای خاک با نسبت پیش‌تحکیمی ۲ و در دمای ۹۰ درجه‌ی سانتی‌گراد

داشته‌است.

صحت‌سنجی در تحلیل شمع حرارتی

شکل (۱۲) تنش قائم ایجاد شده در طول شمع در پان‌فاز گرمایش یک تحکیم ۲۸ روزه تحت بار حرارتی ۱۳ درجه را طبق مطالعات لالویی و همکاران [18] و نتایج مدل‌سازی حاضر نشان داده‌است.

طبق شکل (۱۲) که تنش قائم شمع تحت بار حرارتی را نشان می‌دهد، می‌توان دریافت که مدل رفتاری تورچی [28] نسبت به مدل رفتاری دراکر-پراگر و کم‌کلی اصلاح‌شده توانایی مناسب‌تری برای پیش‌بینی تنش قائم شمع داشته‌است. همچنین برخلاف نیمه‌ی اول لایه‌ی B، در نیمه‌ی دوم آن مدل رفتاری تورچی [28] نتایج بهتری را حتی نسبت به مدل رفتاری ترمومکانیکی دراکر-پراگر که توسط لالویی و همکاران [18] مورد استفاده قرار گرفته‌است ارائه کرده‌است.

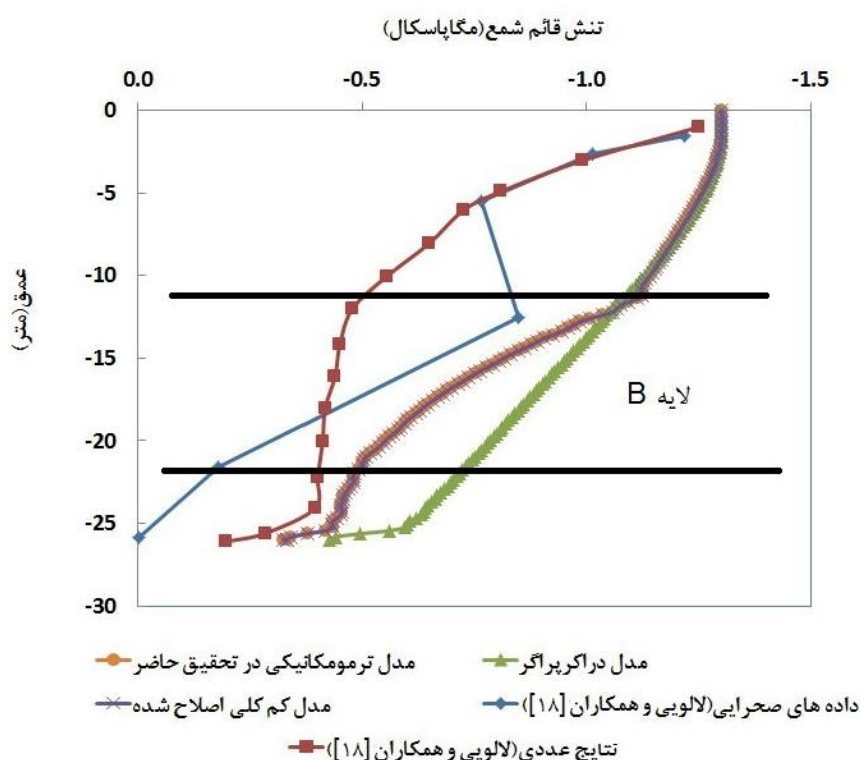
نتایج به‌دست‌آمده از مدل‌سازی حاضر و مطالعات لالویی و همکاران [18] مربوط به تنش قائم در طول شمع تحت بارگذاری هم‌زمان ۱۳۰۰ کیلو نیوتن بار

به‌منظور صحت‌سنجی عملکرد سابروتین نوشته‌شده در تحلیل شمع حرارتی، نتایج با داده‌های عددی و صحرایی گزارش‌شده توسط لالویی و همکاران [18] مقایسه شده‌است.

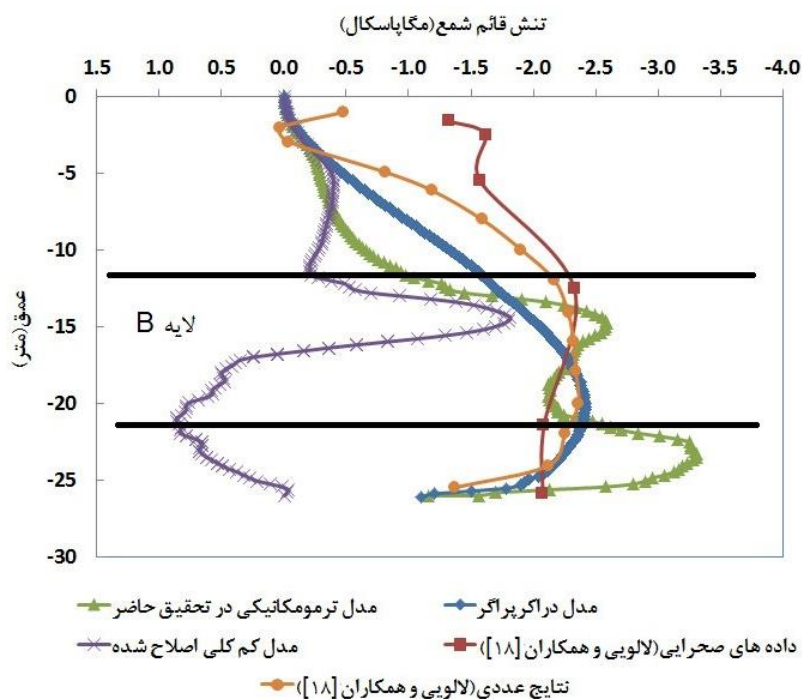
در شکل (۱۱) مقادیر تنش قائم در طول شمع تحت بار مکانیکی ۱۳۰۰ کیلو نیوتن براساس نتایج صحرایی و عددی گزارش‌شده توسط لالویی و همکاران [18] و همچنین نتایج به‌دست‌آمده از مدل حاضر با استفاده از سه مدل رفتاری دراکر-پراگر، کم‌کلی اصلاح‌شده و تورچی [28] آورده شده‌است.

همان‌طور که در شکل (۱۱) ملاحظه می‌شود هنگامی که شمع حرارتی تحت بار مکانیکی خالص قرار گرفته‌است، مقایسه‌ی نتایج عددی و صحرایی نشان می‌دهد که در لایه‌ی B استفاده از مدل رفتاری ترمومکانیکی تورچی [28] و کم‌کلی اصلاح‌شده نتایج بهتری نسبت به مدل رفتاری مکانیکی دراکر-پراگر

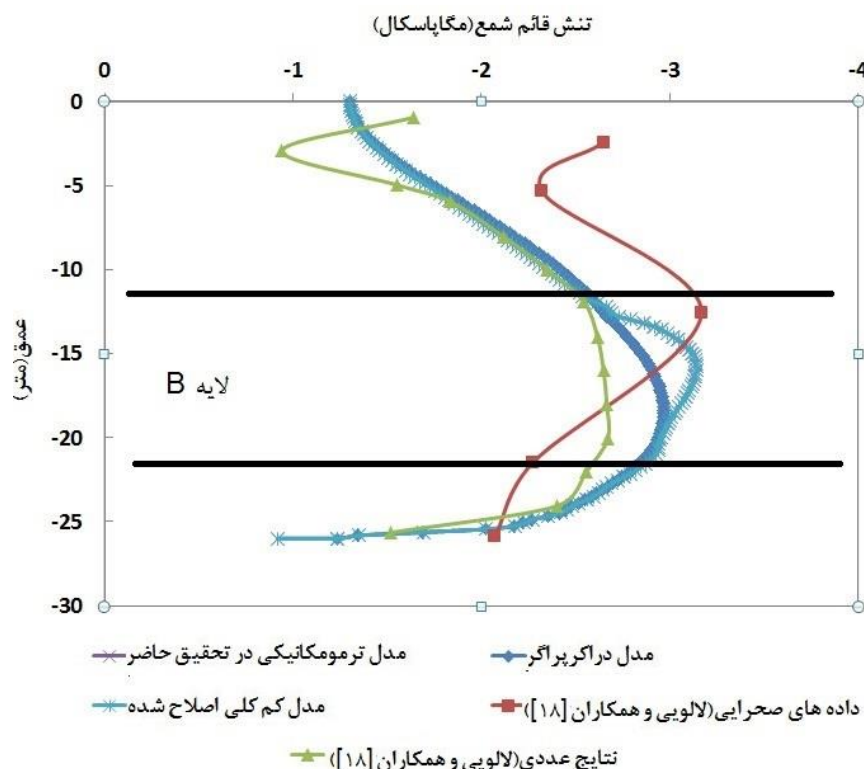
مکانیکی و ۱۳ درجه بار حرارتی در روز ۱۲ یک فرآیند تحکیم ۲۸ روزه در شکل (۱۳) آمده است.



شکل ۱۱ تنش قائم در طول شمع تحت بار مکانیکی ۱۳۰۰ کیلو نیوتن



شکل ۱۲ تنش قائم در طول شمع تحت بار حرارتی ۱۳,۴ درجه



شکل ۱۳ تنش قائم در طول شمع تحت بار مکانیکی ۱۳۰۰ کیلونیوتن و بار حرارتی ۱۳٫۴ درجه

تورچی [28] نسبت به مدل مکانیکی کم کلی اصلاح شده تغییری در نتایج به دست آمده ایجاد نکرده است. همچنین همان طور که قبلاً اشاره شد، آنالیز حساسیت مش در مدل شمع حرارتی انجام شده و تغییر در اندازه‌ی مش‌ها تأثیر قابل توجهی در نتایج نداشته است.

نتایج و بحث

به منظور بررسی بیشتر تأثیر مدل رفتاری خاک بر رفتار شمع حرارتی و خاک مجاور آن، خروجی‌های مربوط به مؤلفه‌های قائم و شعاعی تنش و کرنش به وجود آمده در شمع و خاک مجاور آن در لایه‌ی B استخراج شده است. در شکل (۱۴) تنش‌های قائم و شعاعی به وجود آمده در خاک مجاور شمع در پایان فاز گرمایش بارگذاری ترمومکانیکی آورده شده است. همچنین کرنش‌های قائم و شعاعی به وجود آمده در خاک مجاور شمع نیز در شکل (۱۵) قابل مشاهده است. همان طور که در شکل (۱۴) مشخص است تغییر

به طور کلی بیشینه تنش قائم موجود در شمع یکی از مهم‌ترین پارامترهای طراحی شمع‌ها می‌باشد. بر این اساس پیش‌بینی بیشینه تنش قائم در تحلیل دقیق‌تر شمع‌های حرارتی دارای اهمیت بسیاری است. باتوجه به شکل (۱۳) می‌توان دریافت که بیشینه تنش قائم شمع تحت بارگذاری هم‌زمان مکانیکی و حرارتی در لایه‌ی B خاک رخ داده است که استفاده از مدل رفتاری کم کلی اصلاح شده و تورچی [28] در این لایه باعث افزایش قابل توجه هم‌خوانی نتایج عددی و صحرایی نسبت به زمانی که مدل رفتاری در اگر-پراگر توصیف رفتار خاک در این لایه را بر عهده دارد، شده است.

باتوجه به قسمت اول صحت‌سنجی، می‌توان دریافت که مدل رفتاری ترمومکانیکی تورچی [28] به درستی به نرم‌افزار آباکوس اضافه شده است. نتایج موجود در قسمت دوم هم تأثیر قابل توجه مدل رفتاری خاک در بررسی رفتار شمع‌های حرارتی را تأیید می‌کند و نشان می‌دهد که استفاده از مدل رفتاری ترمومکانیکی

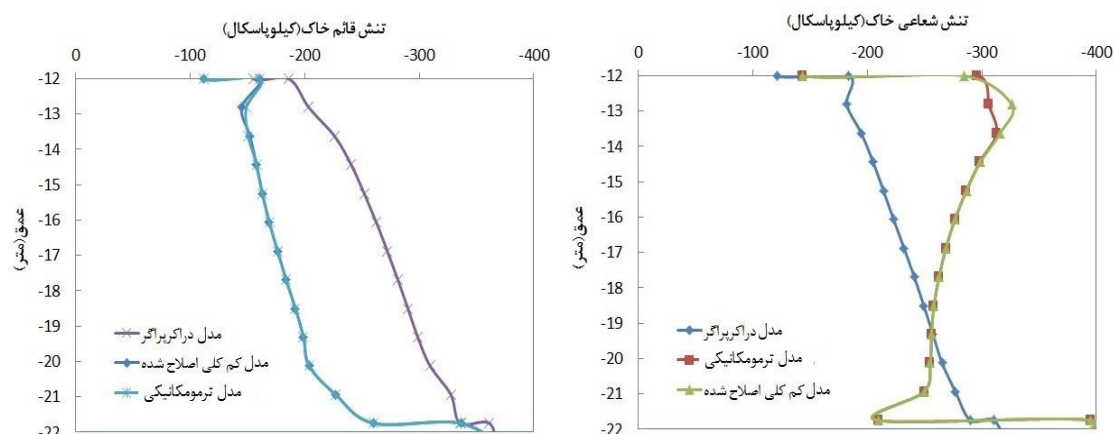
به وجود آمده در شمع حرارتی برای خاک لایه‌ی B، با استفاده از مدل رفتاری تورچی [28] نسبت به حالت استفاده از مدل رفتاری دراکر-پراگر بیشتر شده، در شکل (۱۶) هم تنش شعاعی موجود در شمع حرارتی در همان لایه با استفاده از کد یومت بیشتر از مدل رفتاری دراکر-پراگر به دست آمده است. هم چنین نتایج مدل مکانیکی کم کلی اصلاح شده تغییر قابل توجهی نسبت به مدل رفتاری تورچی [28] نداشته است.

هم چنین میزان تأثیر مدل رفتاری خاک بر کرنش‌های شعاعی و قائم شمع نیز در شکل (۱۷) آمده که باتوجه به آن می‌توان دریافت که مدل رفتاری خاک مجاور شمع تأثیر نسبتاً کمی در مؤلفه‌های کرنش شمع حرارتی داشته است.

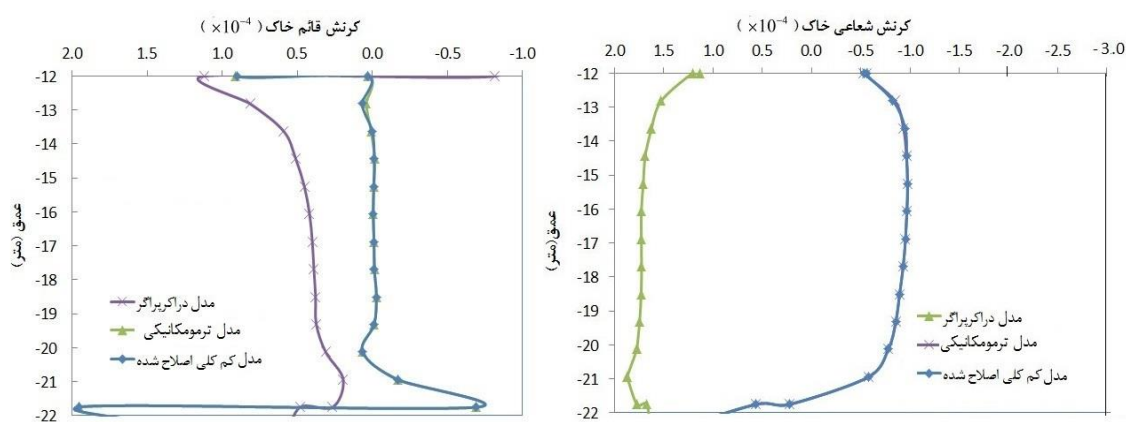
مدل رفتاری خاک باعث تغییر تنش شعاعی و قائم خاک مجاور شمع حرارتی شده به نحوی که این تغییر در بعضی نقاط به ۱۰۰ کیلو پاسکال هم رسیده است، اما تفاوتی میان مدل مکانیکی کم کلی اصلاح شده و ترمومکانیکی تورچی [28] وجود ندارد. هم چنین باتوجه به شکل (۱۵) می‌توان تغییر میزان کرنش شعاعی و قائم خاک ناشی از تغییر مدل رفتاری خاک مجاور شمع حرارتی را ملاحظه کرد.

شکل (۱۶) تغییرات تنش شعاعی در طول شمع حرارتی تحت بارگذاری هم‌زمان حرارتی به میزان ۱۳,۴ درجه و مکانیکی به اندازه‌ی ۱۳۰۰ کیلونیوتن را نشان داده است.

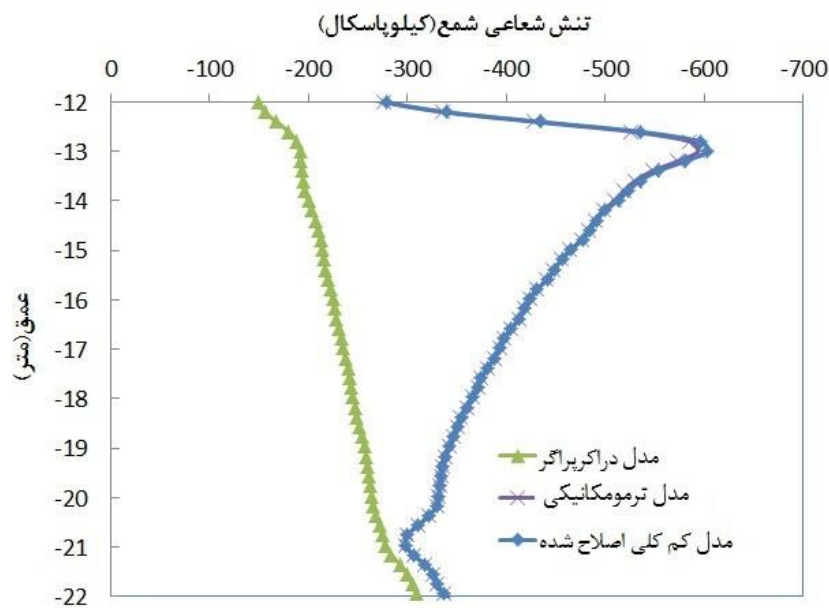
مشاهده می‌شود همان‌طور که میزان تنش قائم



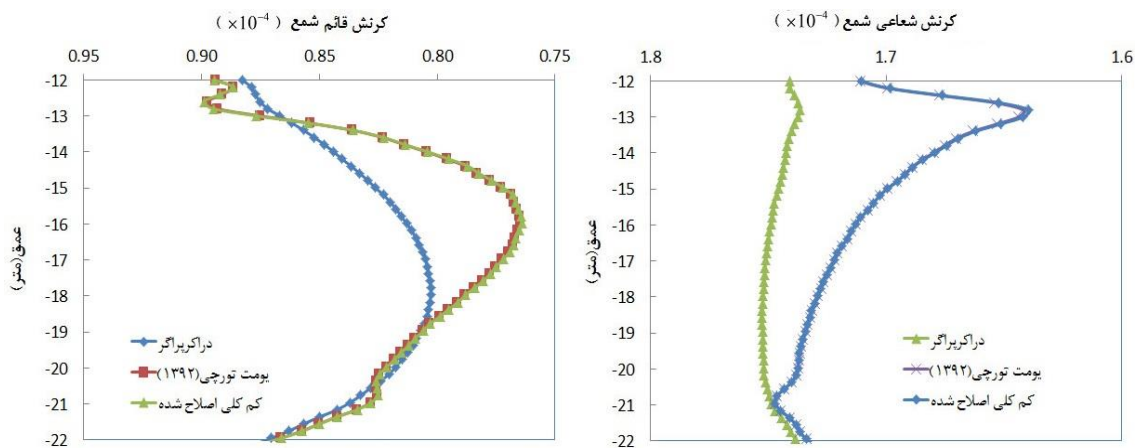
شکل ۱۴ تنش‌های قائم و شعاعی در خاک مجاور شمع در پایان فاز گرمایش بارگذاری ترمومکانیکی



شکل ۱۵ کرنش‌های قائم و شعاعی در خاک مجاور شمع در پایان فاز گرمایش بارگذاری ترمومکانیکی



شکل ۱۶ تنش شعاعی در طول شمع حرارتی در پایان فاز گرمایش بارگذاری ترمومکانیکی



شکل ۱۷ کرنش‌های قائم و شعاعی در طول شمع حرارتی در پایان فاز گرمایش بارگذاری ترمومکانیکی

زیر به دست آمده است:

۱. در مدل رفتاری ترمومکانیکی تورچی [28] پارامترهای الاستیک تأثیر کمی بر تنش تسلیم دارد و پارامترهای اضافه شده به تابع تسلیم مدل رفتاری کم کلی اصلاح شده در رفتار خاک بسیار تأثیرگذار بوده است.
۲. مدل رفتاری انتخاب شده برای خاک مجاور شمع حرارتی در تحلیل عملکرد شمع حرارتی مؤثر بوده و نتایج عددی حاصل از مدل رفتاری ترمومکانیکی تورچی [28] و کم کلی اصلاح شده نسبت به مدل

نتیجه گیری

تحقیق عددی حاضر شامل مطالعه پارامتری روی مدل رفتاری ترمومکانیکی تورچی [28] و همچنین بررسی عملکرد شمع حرارتی تحت بارگذاری حرارتی و مکانیکی با استفاده از مدل‌های رفتاری مکانیکی و ترمومکانیکی می‌باشد. برای اضافه کردن مدل رفتاری ترمومکانیکی از قابلیت سابرویتن نویسی در نرم افزار المان محدود آباکوس استفاده شد و دو مدل سه بعدی آزمایش سه محوری و شمع حرارتی تهیه شد. بر این اساس نتایج

- رفتاری مکانیکی دراکر- پراگر به نتایج صحرایی نزدیک‌تر بوده‌است.
۳. به علت مقدار کم تنش به وجود آمده در خاک اطراف شمع و تغییر دمای کم خاک، تفاوت قابل توجهی میان نتایج مدل ترمومکانیکی تورچی [28] و مدل مکانیکی کم‌کلی اصلاح شده وجود ندارد.
۴. مؤلفه‌های شعاعی و قائم تنش و کرنش خاک اطراف شمع حرارتی و هم‌چنین تنش قائم و شعاعی شمع حرارتی متأثر از مدل رفتاری خاک اطراف شمع است، اما تغییر در مدل رفتاری خاک اطراف شمع، تغییر قابل توجهی در کرنش‌های شعاعی و قائم شمع ایجاد نمی‌کند.

مراجع

1. Saggu, R., and Chakraborty, T., "Thermomechanical Response of Geothermal Energy Pile Groups in Sand", *International Journal of Geomechanics*, Vol. 16(4), Pp. 040151001-13, (2016).
2. Xiong, Y. -l., et al., "A Unified Thermal-hardening and Thermal-softening Constitutive Model of Soils", *Applied Mathematical Modelling*, Vol. 74, Pp. 73-84, (2019).
3. YAO, Y. P., and ZHOU, A. N., "Non-isothermal Unified Hardening Model: A Thermo-elasto-plastic Model for Clays", *Géotechnique*, Vol. 63(15), Pp. 1328-1345, (2013).
4. Cui, Y. J., Sultan, N., and Delage, P., "A Thermomechanical Model for Saturated Clays", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 37(3), Pp. 607-620, (2000).
5. Chiu, S. L., "Behaviour of Normally Consolidated Clay at Elevated Temperature", University of Sydney, Sydney, Australia (1996).^۱
6. Burghignoli, A., Desideri, A., and Miliziano, S., "Deformability of Clays under Non Isothermal Conditions", *RIG*, Vol. 4, Pp. 92, (1992).
7. Cekerevac, C., and Laloui, L., "Experimental Study of Thermal Effects on the Mechanical Behaviour of a Clay", *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol. 28(3), Pp. 209-228, (2004).
8. Moritz, L., "Geotechnical Properties of Clay at Elevated Temperatures", in SGI Rapport, Report No. 276, Sweden (1995).
9. Krishnan, J. M., et al., "Thermomechanical Framework for the Constitutive Modeling of Asphalt Concrete", *International Journal of Geomechanics*, Vol. 6(1), Pp. 36-45, (2006).
10. Towhata, I., et al., "Volume Change of Clays Induced by Heating as Observed in Consolidation Tests", *soils and foundations*, Vol. 33(4), Pp. 170-183, (1993).
11. Robinet, J. C., et al., "A Constitutive Thermomechanical Model for Saturated Clays", *Engineering Geology*, Vol. 41(1), Pp. 145-169, (1996).
12. Wang, L. Z., Wang, K. J., and Hong, Y., "Modeling Temperature-Dependent Behavior of Soft Clay", *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 142(8), Pp. 040160541-13, (2016).

13. Graham, J., et al., "Modified Cam-Clay Modelling of Temperature Effects in Clays", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 38(3), Pp. 608-621, (2001).
14. Abuel-Naga, H. M., Bergado, D. T., and Bouazza, A., "Thermally Induced Volume Change and Excess Pore Water Pressure of Soft Bangkok Clay", *Engineering Geology*, Vol. 89(1), Pp. 144-154, (2007).
15. Hamidi, A., and Khazaei, C., "A Thermo-mechanical Constitutive Model for Saturated Clays", *International Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 4(4), Pp. 445-459, (2010).
16. Hong, P. Y., et al., "On Some Advanced Thermo-mechanical Models for Saturated Clays", *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol. 37(17), Pp. 2952-2971, (2013).
17. Hong, P. Y., et al., "A Two-surface Thermomechanical Model for Saturated Clays", *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol. 40(7), Pp. 1059-1080, (2016).
18. Laloui, L., Nuth, M., and Vulliet, L., "Experimental and Numerical Investigations of the Behaviour of a Heat Exchanger Pile", *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol. 30(8), Pp. 763-781, (2006).
19. Tri, N. V., et al., "Long-term Thermo-mechanical Behaviour of Energy Piles in Clay", *Environmental Geotechnics*, Vol. 0(0), Pp. 1-12, (2020).
20. Khodaparast, M., Kiani, M., and Bayesteh, H., "Numerical Study of Bearing Capacity and Consolidation Settlement of Energy Piles in Fine-grained Soils", in *Energy Geotechnics, Proceedings of the 1st International Conference on Energy Geotechnics*, Pp.57, ICEGT, (2016).
21. Saggu, R., and Chakraborty, T., "Thermomechanical Analysis and Parametric Study of Geothermal Energy Piles in Sand", *International Journal of Geomechanics*, Vol. 17(9), Pp. 04017076, (2017).
22. Ma, Q., et al., "An Approach for Modelling Volume Change of Fine-grained Soil Subjected to Thermal Cycles", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 54(6), Pp. 896-901, (2017).
23. Tsetoulidis, C., Naskos, A., and Georgiadis, K., "Numerical Investigation of the Mechanical Behaviour of Single Energy Piles and Energy Pile Groups", in *Energy Geotechnics, CRC Press Boca Raton, FL, USA*. Pp. 569-575, (2016).
24. Di Donna, A., Rotta Loria, A. F., and Laloui, L., "Numerical Study of the Response of a Group of Energy Piles under Different Combinations of Thermo-mechanical Loads", *Computers and Geotechnics*, Vol. 72, Pp. 126-142, (2016).
25. AMATYA, B. L., et al., "Thermo-mechanical Behaviour of Energy Piles", *Géotechnique*, Vol. 62(6), Pp. 503-519, (2012).
26. Akrouch, G. A., Sánchez, M., and Briaud, J. -L., "Thermo-mechanical Behavior of Energy Piles in High Plasticity Clays", *Acta Geotechnica*, Vol. 9(3), Pp. 399-412, (2014).
27. Nguyen, V. T., Tang, A. M., and Pereira, J.-M., "Long-term Thermo-mechanical Behavior of Energy

- Pile in Dry Sand", *Acta Geotechnica*, Vol. 12(4), Pp. 729-737, (2017).
28. تورچی، سعید، "ارائه یک مدل رفتاری ترمومکانیکی برای خاکهای رسی غیر اشباع" پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشکده‌ی فنی و مهندسی، دانشگاه خوارزمی تهران، (۱۳۹۲)
29. Sadrnejad, s. a., "Soil Plasticity and Modeling". دوم ed. tehran: k.n. toosi university of technology, pp. 285-307 (1394).

ارزیابی آزمایشگاهی تأثیر نوع سطح تماس بر مقاومت اصطکاکی اتصالات پیچی*

موسی محمودی صاحبی^(۱) میلاد کوثری^(۲) مهران لرستانی^(۳)

چکیده نوع سطح تماس صفحات اتصال، تأثیر به‌سزایی بر مقاومت اصطکاکی اتصالات پیچی دارد. هدف این تحقیق ارزیابی آزمایشگاهی تأثیر نوع سطح تماس ورق‌ها بر مقاومت اصطکاکی اتصالات پیچی و همچنین پیشنهاد سطوح تماس جدید به‌منظور افزایش ظرفیت باربری اصطکاکی است. برای این منظور ۱۴ نمونه از اتصالات پیچی اصطکاکی با سطوح تماس مختلف انتخاب گردید. سطوح تماسی بررسی‌شده در این تحقیق عبارتند از: ماسه‌پاشی شده، ماسه‌پاشی نشده، رنگ با ضخامت ۲۰ میکرون، رنگ با ضخامت ۴۰ میکرون، آج‌دار مثلثی و آج‌دار مربعی. نتایج آزمایش نشان داد که نمونه‌های آج‌دار مربعی و مثلثی، بیشترین مقاومت اصطکاکی را دارند و نمونه‌ی با سطح رنگ شده‌ی ۴۰ میکرون، دارای کمترین مقاومت است.

واژه‌های کلیدی مقاومت اصطکاکی، اتصال پیچی اصطکاکی، سطوح تماس اتصال، ضریب اصطکاک، سطوح آج‌دار.

Experimental Evaluation of the Effect of Contact Surfaces on Friction Resistance of Bolt Connections

M. Mahmoudi

M. Kosari

M. Lorestani

Abstract The type of contact surface has a significant impact on the frictional resistance. Experimental evaluation of the effect of contact surfaces on bolt connections has been conducted in current research. The purpose of this study is to study the effect of different levels of contact surface on the frictional resistance and propose a new method for increasing frictional resistance. Contact surfaces used in this research are as follow: non sand-blasted, sand-blasted, coating with 20 μ thickness, coating with 40 μ thickness, triangular corrugated surface and squared corrugated surface. The results indicate that, the highest and the lowest bearing capacity were captured according to corrugated surface and 40 μ coated surface, respectively.

Key Word Friction Resistance, Bolt friction connection, Connection surfaces, Friction coefficient, Corrugated surface.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۸/۷/۷ و تاریخ پذیرش آن ۹۹/۸/۳ می‌باشد.

Email: m.mahmoudi@sru.ac.ir

(۱) نویسنده مسئول، دانشیار گروه مهندسی سازه و زلزله، دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی.

(۲) کارشناس ارشد مهندسی سازه، دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی.

(۳) کارشناس ارشد مهندسی سازه، دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی.

مقدمه

اتصالات در همه‌ی سازه‌ها از جمله سازه‌های فولادی یکی از اجزای مهم سازه به شمار می‌آیند و عامل اصلی یکپارچگی عملکرد سیستم سازه‌ای هستند. به‌طور کلی نوع و رفتار اتال مشخص‌کننده‌ی عملکرد قاب خواهد بود. یک اتصال ضعیف و نامناسب می‌تواند منجر به ضعف اساسی در سازه‌های فولادی گردد. اتصالات پیچی به دلیل سرعت بسیار بالا در اجرا و اطمینان از رفتار آنها، از بهترین انواع اتصال در سازه‌های فولادی هستند که در سال‌های اخیر مورد توجه مهندسان قرار گرفته‌اند. این اتصالات یکی از انواع اتصالات جدانشدنی است که در صنایع مختلف مورد استفاده قرار می‌گیرد. هرگاه اتصالی مورد نیاز باشد که بتوان بدون شکست قطعات، آنها را از هم جدا نمود و درعین حال در برابر بارهای کششی، برشی و گشتاورهای وارده یا ترکیبی از آنها و همچنین بارهای متناوب به‌اندازه‌ی کافی مقاوم باشد، به کارگیری اتصالات پیچی از فولاد های پرمقاومت، گزینه‌ی مناسبی است. اتصالات پیچی به دو گروه اتصالات اصطکاکی و اتکایی تقسیم می‌شوند. مطابق مبحث دهم مقررات ملی [1] استفاده از اتصالات اصطکاکی در طراحی لرزه‌ای سازه‌ها اجباری است. بنابراین در اکثر سازه‌ها از این اتصالات اصطکاکی استفاده می‌شود. در این اتصالات با اعمال گشتاور پیچشی جهت بستن پیچ‌ها، نیروی کششی در راستای محور پیچ به وجود می‌آید که به نیروی پیش‌تندیدگی معروف است. از آنجایی که ساخت قطعات ساختمان‌های با اتصالات پیچی در کارخانه و نصب آنها در محل پروژه، صورت می‌پذیرد، لذا خطاهایی مانند تغییر اندازه‌ی سوراخ پیچ‌ها، عدم رعایت فاصله‌ی مناسب پیچ‌ها و سوراخ‌ها از لبه‌ی ورق اتصال، وجود خرابی و آلودگی در محل سطح اتصال و عدم تأمین نیروی پیش‌تندیدگی پیچ‌ها به وجود می‌آید که می‌تواند نتایج طراحی را دستخوش تغییرات زیادی کند. در اتصالات پیچی اصطکاکی، دو عامل در مقدار

مقاومت اتصال، تأثیرگذار است که عبارتند از: مقدار پیش‌تندیدگی در پیچ‌ها و مقدار ضریب اصطکاک سطح در تماس با یکدیگر. در همین راستا به‌منظور طراحی بهینه‌ی اتصالات پیچی اصطکاکی باید تأثیر این عوامل را بر روی میزان مقاومت اتصال به‌درستی لحاظ کرد و باید بررسی شود که میزان تأثیر ضخامت رنگ بر روی اتصالات پیچی اصطکاکی چگونه و به چه اندازه است؟ در صورت ماسه‌پاشی کردن نمونه‌ها، به چه میزان ظرفیت اتصالات اصطکاکی افزایش یا کاهش می‌یابد؟ با چه روشی می‌توان مقدار مقاومت اصطکاکی نمونه‌ها را افزایش داد؟

در طراحی لرزه‌ای سازه‌ها، به دلیل این که انتظار می‌رود ساختمان‌هایی با اهمیت متوسط مثل ساختمان‌های مسکونی در برابر زلزله‌ی سطح ضعیف یا بهره‌برداری دارای عملکرد قابلیت بهره‌برداری باشند و اتصالات آنها در برابر این زلزله‌ها بدون لغزش باقی بمانند، لذا اتصالات پیچی آنها به‌صورت اصطکاکی طراحی می‌شوند. در صورتی که این هدف برای ساختمان‌هایی با اهمیت خیلی زیاد مثل بیمارستان‌ها متفاوت است. بیمارستان‌ها باید در برابر زلزله‌ی شدید یا طرح قابل بهره‌برداری باقی بمانند، لذا نیاز به مقاومت اصطکاکی بیشتری دارند. بنابراین دانستن این موضوع بسیار مهم است که آیا می‌شود با استفاده از سطوح تماس جدید مقاومت اتصالات پیچی اصطکاکی را افزایش داد؟

زینالی و همکاران [2] مطالعاتی بر روی پدیده‌ی برش قالبی در اتصالات اصطکاکی انجام دادند. برش قالبی یکی از مدهای خرابی اتصالات پیچی است که قبل از رسیدن نمونه به استحکام نهایی اتفاق می‌افتد. در این مقاله اثر اصطکاک در اتصالات پیچی بر مقاومت و مد شکست برش قالبی به‌روش آزمایشگاهی و عددی مورد بررسی قرار گرفت. در این مقاله ویژگی‌های مصالح، تعداد پیچ‌ها، مقدار ضریب اصطکاک و نوع عملکرد اتصال به‌عنوان متغیرهای مؤثر در رفتار

مقاومت اصطکاکی را با استفاده از روش عددی و آزمایشگاهی، بررسی کردند. آنها نتیجه گرفتند، صاف شدن رزوه‌ها و باریک شدن ساق رزوه شده‌ی پیچ‌ها، تحت تأثیر زاویه‌ی بین رزوه‌های داخلی و خارجی تنه‌ی پیچ‌ها است.

شهبانی [7] بر روی اثر پیش بارگذاری بر روی عمر خستگی پیچ‌ها کار کرد. در این مطالعه اثر مقدار پیش‌تنیدگی مورد نقد و بررسی قرار گرفت و یک سری نمودار نیرو-تکرار برای بررسی این موضوع با سطوح مختلف پیش‌تنیدگی ترسیم شد. به‌همین منظور یک دستگاه آزمایش ساخته شد تا به کمک آن بتوان نتایج را مورد بررسی قرار داد. نتایج آزمایش‌ها نشان می‌دهد که نیروی پیش‌تنیدگی با افزایش سهم تنش‌های تولید شده در پیچ باعث کاهش محدود‌ی استقامتی پیچ‌ها می‌شود. با این حال خارج از مقدار میانگین تنش‌ها، مقدار مقاومت نیز افزایش می‌یابد.

تیم و همکاران [8] خصوصیات کششی اتصالات اصطکاکی با پیچ‌های پر مقاومت را براساس زوال نیروی پیش‌تنیدگی در اثر آسیب‌دیدگی سر پیچ‌ها بررسی کردند. آنها ۱۸ نمونه اتصال پیچی تست نمودند تا مقاومت کششی آنها را بررسی کنند. در این نمونه‌ها آسیب مصنوعی بر روی کلگی پیچ ایجاد شد که باعث از دست رفتن نیروی پیش‌تنیدگی شد. در این نمونه‌ها، مقاومت اصطکاکی نمونه‌ها متأثر از نیروی پیش‌تنیدگی بود و از این رو بار اصطکاکی آنها به مقدار کمی کاهش یافت که این مقدار بستگی به مقدار آسیب کلگی پیچ داشت. برای پیش‌بینی مقاومت اصطکاکی اتصالات اصطکاکی پیچی از رابطه‌ی اصطکاک بار-نیروی پیش‌تنیدگی، معادله‌ی مقاومت اصطکاکی مورد استفاده قرار گرفت.

فنگ وی و همکاران [9] یک مطالعه‌ی آزمایشگاهی و عددی بر روی رفتار شکست اتصالات پیچی فولادی با آرایش‌های هندسی مختلف انجام دادند. آنها ۳۶ نمونه را با مقیاس واقعی تحت آزمایش کشش قرار دادند. پارامتر اصلی آزمایش شامل الگوی هندسی اتصال، جزئیات اتصال از قبیل فاصله‌ی طولی و عرضی بین پیچ‌ها، فاصله‌ی لبه و مصالح بود. نتایج نشان داد که

اتصالات پیچی پر مقاومت مورد بررسی قرار گرفت. این نتایج مطابقت خوبی با نتایج آزمایش‌های انجام شده در این زمینه داشته‌است. آنها نتیجه گرفتند با افزایش ضریب اصطکاک سطوح، کاهش ضخامت ورق‌ها و کاهش مقاومت مصالح نمونه‌ها، مقاومت اصطکاکی اتصالات افزایش می‌یابد. در انتها به بررسی و مقایسه‌ی روابط پیش‌بینی گسیختگی برش قالبی پرداختند و یک فرمول برای پیش‌بینی مد شکست قالبی ارائه دادند.

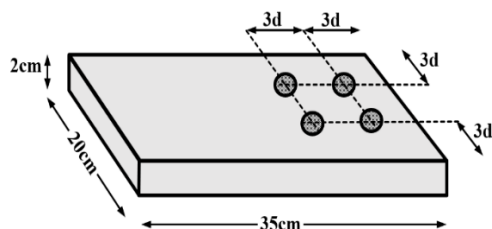
کوچاکس و همکاران [3] به منظور بررسی اثر تماس بر روی اتصالات پیچی مطالعات آزمایشگاهی و تحلیلی انجام دادند. مطالعه‌ی آنها بر روی اتصالات پیچی بدون اعمال نیرو بر روی پیچ‌ها متمرکز بود. نتایج آزمایشگاهی و تحلیلی نشان داد که نیروی تماسی بین اجزای به هم متصل شده تأثیر به‌سزایی در رفتار اتصالات فلنجی و L شکل تحت تأثیر نیروی کششی دارد. نتایج تأیید می‌کند که در صورت افزایش مقدار نسبی سختی فلنج، سختی پیچ‌ها کاهش پیدا می‌کند و پدیده‌ی اهرمی شدن، افزایش می‌یابد.

رود گرز و همکاران [4] در یک تحقیق آزمایشگاهی و تحلیلی، تأثیر مصالحی به نام شیم بر نیروی لغزش اتصالات اصطکاکی را بررسی کردند. در این پژوهش اتصالات اصطکاکی نامتقارن به‌طور کامل به صورت غیرخطی مدل سازی شدند. هم‌چنین در این مطالعه تأثیر رنگ نیز مورد آزمایش قرار گرفت. نتایج این تحقیق نشان داد که افزایش دامنه‌ی اصطکاک تغییرات خوبی را در منحنی هیستریزس ایجاد می‌کند و باعث تأخیر در زوال منحنی می‌شود.

در سال ۲۰۱۶ شانون و همکاران [5] در زمینه‌ی اتصالات اصطکاکی با استفاده از آج‌زدن ورق‌ها به منظور افزایش ظرفیت اتصال کار کردند. در این تحقیق ۱۸ نمونه شامل ۴ نمونه اتصال پیچی پر مقاومت و ۱۴ نمونه اتصال پیچی آج‌دار مورد آزمایش قرار گرفت. مد اصلی خرابی این اتصالات، خرابی برشی پیچ‌ها، جابه‌جایی ورق‌ها و هرز شدن پیچ‌ها بوده‌است.

یینگ هو و همکاران [6] رفتار اتصالات پیچی پر

شده است، فاصله‌ی پیچ‌ها از لبه برابر ۶۰ میلی‌متر و فاصله‌ی محور تا محور پیچ‌ها در راستای موازی با بارگذاری و عمود بر بارگذاری برابر ۸۰ میلی‌متر لحاظ شده است.



شکل ۱ جزئیات هندسی نمونه‌های آزمایش

پیچ‌های مورد استفاده از نوع پر مقاومت A490 با قطرهای ۱۶، ۲۰، ۲۲ و ۲۴ با طول ۷ سانتی‌متر انتخاب شد. برای اینکه ناحیه‌ی رزوه‌شده در محل اتصال دو ورق قرار نگیرد از پیچ‌هایی با طول ناحیه‌ی رزوه‌نشده برابر ۶۰٪ طول کل پیچ استفاده شد. برای بررسی تأثیر نوع سطح تماس در میزان مقاومت، سطوح تماس تمیز شده با ماسه‌پاشی، بدون ماسه‌پاشی، رنگ شده با ضخامت‌های ۲۰ و ۴۰ میکرون و سطوح تماس آج‌دار شده با شیارهای مثلی و مربعی انتخاب گردید. برای آج‌دار کردن سطوح تماس از دستگاه فرز میزی استفاده شد (شکل ۲). برای پیش‌تنیده کردن پیچ‌های پر مقاومت از آچار ترک‌متر براساس ضوابط پیشنهادی در مبحث دهم استفاده شد. بر اساس ضوابط مبحث دهم مقررات ملی، برای ایجاد نیروی پیش‌تنیدگی در پیچ‌های با قطر ۱۶ میلی‌متر، لنگر پیچشی ۳۵۰ نیوتن‌متر باید اعمال شود. در تمامی آزمایش‌ها در قسمت زیر کنگی پیچ و زیر مهره از واشر استفاده شد.

برای نمونه‌های با قطر ۱۶ میلی‌متر، سطوح سندبلاست‌نشده، سندبلاست‌شده، رنگ‌شده با ضخامت مختلف و آج‌دار به شکل‌های مربعی و مثلی در نظر گرفته شد. برای نمونه‌های با قطر ۲۰، ۲۲ و ۲۴ میلی‌متر فقط سطوح سندبلاست‌نشده و سندبلاست‌شده مد نظر قرار گرفت. در تمامی اتصالات، نوع سوراخ از نوع

پیش‌بینی ظرفیت نهایی از قاعده‌ی $g/2S$ پیروی می‌کند.

یان بو وانگ و همکاران [10] ۲۴ اتصال پیچی ساخته شده از نوع فولاد پر مقاومت با مقاومت تسلیم اسمی ۵۵۰، ۶۹۰ و ۸۹۰ مگاپاسکال برای بررسی رفتار اتصالات فولادی پر مقاومت استفاده نمودند. آنها در این پژوهش اثرات فاصله‌ی انتهایی سوراخ از لبه و فاصله‌ی سوراخ‌ها از هم و نوع فولاد بر روی رفتار باربری پیچ را مورد بررسی قرار دادند. میزان کشیدگی سوراخ پیچ به دلیل باربری پیچ روی ورق فولاد اندازه‌گیری شد و مقاومت باربری ورق مورد بحث قرار گرفت.

هدف این تحقیق ارزیابی آزمایشگاهی تأثیر نوع سطح تماس ورق‌ها بر مقاومت اصطکاکی اتصالات پیچی و همچنین پیشنهاد سطوح تماس جدید به منظور افزایش ظرفیت باربری اصطکاکی است. سطوح تماسی که در این تحقیق مورد بررسی قرار گرفتند عبارتند از: سطح تماس ماسه‌پاشی شده، ماسه‌پاشی نشده، رنگ با ضخامت ۲۰ میکرون، رنگ با ضخامت ۴۰ میکرون، سطح آج‌دار مثلی و سطح آج‌دار مربعی.

روش تحقیق

در این تحقیق به منظور ارزیابی تأثیر نوع سطح تماس بر مقاومت اتصالات پیچی اصطکاکی از مطالعات آزمایشگاهی استفاده شد. با اندازه‌گیری نیروی اعمالی به اتصال و تغییر شکل ایجاد شده، منحنی بار-تغییر شکل برای اتصالات ترسیم گردید و به کمک آنها مقاومت اتصالات پیچی تعیین شد.

نمونه‌های مورد استفاده

در این تحقیق ۱۴ اتصال با شرایط مختلف آزمایشگاهی آماده‌سازی شد. در تمامی حالت‌ها از ۴ پیچ استفاده شد. در تمامی نمونه‌های آزمایشگاهی ضخامت صفحات اتصال برابر ۲۰ میلی‌متر، عرض صفحات برابر ۲۰۰ میلی‌متر و طول صفحات برابر ۳۵۰ میلی‌متر در نظر گرفته شد. همان‌طور که در شکل (۱) نشان داده

استاندارد بود که با استفاده از روش مته‌ی دوار و ۲ میلی‌متر بزرگ‌تر از قطر پیچ ایجاد گردید. نمونه‌های مورد آزمایش براساس قطر پیچ و نوع حالت سطح اتصال دسته‌بندی و نام‌گذاری شدند (جدول ۱). در نام‌گذاری S به معنی ماسه‌پاشی شده، NS به معنی ماسه‌پاشی نشده، C20 به معنی ۲۰ میکرون رنگ، C40 به معنی ۴۰ میکرون رنگ، Tr به معنی آج مثلثی و Sq به معنی آج مربعی است. قطر پیچ بعد از حرف F و ضخامت آج بعد از علامت اختصاری مربوط نوشته می‌شود؛ به عنوان مثال نمونه‌ی F16C40 یعنی اتصال با پیچ‌هایی به قطر ۱۶ میلی‌متر و ۴۰ میکرون رنگ.



شکل ۲ آج زدن صفحات اتصال

جدول ۱ جزئیات نمونه‌های آزمایشگاهی

نام نمونه	نوع سطح تماس	قطر پیچ	نیروی پیش‌تنیدگی (تن)
F16S	سندبلاست شده	M16	۱۱/۴
F16NS	سندبلاست نشده	M16	۱۱/۴
F16C40	رنگ شده با ضخامت ۴۰ میکرون	M16	۱۱/۴
F16C20	رنگ شده با ضخامت ۲۰ میکرون	M16	۱۱/۴
F16Tr1	آج دار با ارتفاع ۱ میلی‌متر	M16	۱۱/۴
F16Tr1.5	آج دار با ارتفاع ۱,۵ میلی‌متر	M16	۱۱/۴
F16Sq1	آج دار با ارتفاع ۱ میلی‌متر	M16	۱۱/۴
F16Sq1.5	آج دار با ارتفاع ۱,۵ میلی‌متر	M16	۱۱/۴
F20S	سندبلاست شده	M20	۱۷/۴
F20NS	سندبلاست نشده	M20	۱۷/۴
F22S	سندبلاست شده	M22	۲۲/۱
F22NS	سندبلاست نشده	M22	۲۲/۱
F24S	سندبلاست شده	M24	۲۵/۷
F24NS	سندبلاست نشده	M24	۲۵/۷

نحوه انجام آزمایش

در انجام آزمایش ها، نمونه ها میان دو فک دستگاه یونیورسال قرار گرفتند و به آنها نیروی کششی اعمال شد. برای ثبت نتایج به دست آمده از آزمایش ها، از دستگاه LVDT و دیتالاگر استفاده شد تا میزان جابه جایی ناحیه ی اتصال با دقت بالایی ثبت گردد. شکل (۳) دستگاه کشش موردا استفاده در تحقیق را از مدل 1000B-WEW با ظرفیت ۱۰۰ تن نشان می دهد. دستگاه یونیورسال، با دو فک کتابی شکل، نمونه ها را تحت نیروی کششی قرار می دهد، به این صورت که فک پایین ثابت و فک بالا حرکت می کند. فک های دستگاه کشش این قابلیت را دارند که نمونه های اتصال را در راستای مستقیم قرار دهند تا نمونه تحت نیروی همراه با خروج از محوریت قرار نگیرد. میزان سرعت بارگذاری به صورت دستی قابل تنظیم است که براساس ASTM میزان سرعت بارگذاری ۲ میلی متر بر دقیقه تنظیم شد. دستگاه کشش یونیورسال نمودارهایی به صورت نیرو-جابه جایی، تنش-کرنش و نیرو-زمان را اندازه گیری می نماید. منحنی نیرو-جابه جایی میزان جابه جایی اندازه گیری شده ی واقع در دو سر فک است که این جابه جایی شامل جابه جایی ناحیه ی اتصال، کش آمدن ورق فولادی و سر خوردن فک ها است. بنابراین

برای بررسی جابه جایی محل اتصال در اتصالات پیچی اصطکاکی نیاز به در نظر گرفتن میزان جابه جایی در محل اتصال است لذا برای مشخص کردن مقدار دقیق جابه جایی در محل اتصال از دستگاه LVDT استفاده شد. به این صورت که با قرار دادن LVDT روی پایه ی ساعتی و قرار دادن پایه ی ساعتی در انتهای محل اتصال و با جوش دادن ورقی عمود بر ورق اتصال دیگر به عنوان مبنا در ابتدای اتصال میزان جابه جایی در این ناحیه مشخص شد، اما از آنجایی که خروجی های دستگاه یونیورسال و دستگاه LVDT به صورت فایل جداگانه ذخیره می شوند بنابراین باید خروجی های دستگاه یونیورسال WEW-B1000 با خروجی های LVDT از لحاظ رکوردگیری قابلیت تطابق داشته باشند. خروجی های نیروی رکوردشده توسط دستگاه یونیورسال WEW-B1000 هر یکدهم ثانیه ذخیره می شدند و دستگاه LVDT توانایی رکورد از ۲۰ میلی ثانیه تا چند ثانیه را داشت که در این حالت جابه جایی های به دست آمده از LVDT براساس دستگاه یونیورسال یعنی هر یکدهم ثانیه تنظیم شد تا نیروی به دست آمده از خروجی دستگاه یونیورسال و جابه جایی به دست آمده از خروجی LVDT با هم مطابقت داشته باشند.



شکل ۳ تست کشش

پیش تنیدگی حداقل پیچ‌ها است که مساوی ۱/۱۳ است. hf ضریب کاهش در صورت وجود ورق‌های پرکننده در بین قطعات متصل به یکدیگر است که در صورت عدم نیاز به ورق‌های پرکننده در بین قطعات متصل به یکدیگر مساوی ۱ در نظر گرفته می‌شود. Tb حداقل نیروی پیش تنیدگی مطابق جدول پیشنهادی آیین‌نامه است و ns تعداد صفحات لغزش می‌باشد. در هر آزمایش خروجی نیرو-جابه‌جایی برای نمونه‌ها گرفته شد و مقادیر ظرفیت باربری اتصالات اصطکاکی پیچی باتوجه به ضرایب و رابطه‌ی پیشنهادی مبحث دهم مقررات ملی به‌دست آمد و با یکدیگر مقایسه گردید.

شکل (۴) یکی از نمونه‌های آزمایشگاهی را بعد از اعمال بارگذاری نشان می‌دهد. بعد از انجام آزمایش توسط دستگاه یونیورسال، نمونه‌ها به‌دلیل اعمال نیروی کششی دچار مقداری اعوجاج می‌شدند که در نمونه‌های آج مربعی به‌دلیل اعمال نیروی بیشتر بر این نمونه‌ها مشهودتر بود.

به‌دلیل حفاظت از دستگاه آزمایش و جلوگیری از آسیب به آن در اثر خرابی ناگهانی نمونه‌ها، بارگذاری نمونه‌های اتصال با سطوح تماس بدون آج، تا زمانی ادامه می‌یابد که اتصال از ناحیه‌ی اصطکاکی خارج شود و نمونه وارد ناحیه‌ی اتکایی گردد. هم‌چنین بارگذاری نمونه‌های آج‌دار تا قبل از خرابی نمونه ادامه می‌یابد.

مطابق رابطه‌ی پیشنهادی در مبحث دهم مقررات ملی، مقدار مقاومت اتصالات پیچی اصطکاکی براساس کنترل لغزش بحرانی تعیین می‌گردد و برای محاسبه‌ی ظرفیت باربری اتصالات پیچی از معادله‌ی زیر استفاده می‌شود:

$$R_{nv} = \phi \mu D_u h_f T_b n_s \quad (1)$$

که در آن μ مربوط به تعیین وضعیت سطحی است. این مقدار برای کلاس A یعنی سطوح فلزدار تمیز و رنگ شده برابر ۰/۵ و برای وضعیت سطحی کلاس B، یعنی سطح تمیز شده با ماسه‌پاشی و رنگ نشده برابر ۰/۳ است. D_u نسبت پیش تنیدگی متوسط پیچ‌ها به



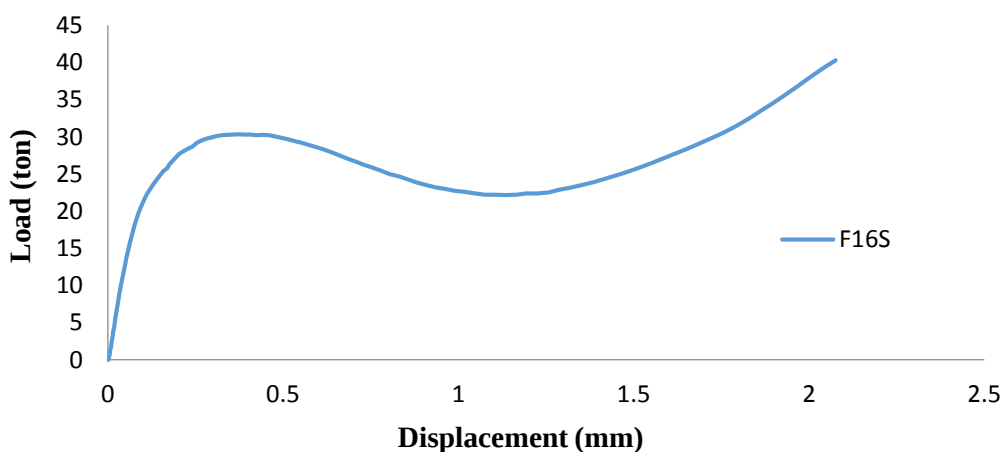
شکل ۴ نمونه بعد از آزمایش

نتایج آزمایش

در شکل (۵) منحنی حاصل از آزمایش برای نمونه‌ی F16s (اتصال با پیچ M16 پر مقاومت و سطح تماس ماسه‌پاشی شده‌ی بدون رنگ) ارائه شده است. محور افقی این منحنی بیانگر جابه‌جایی و محور قائم آن نشان‌دهنده‌ی نیروی اعمالی است. این منحنی در ابتدا دارای شیب مثبت بسیار زیاد است. پس از آن دارای شیب منفی می‌شود و در انتها دوباره شیب آن مثبت می‌گردد. قسمت اول منحنی، بیانگر مقاومت اصطکاکی است. این ناحیه جابه‌جایی بسیار اندکی دارد. قسمت دوم در اثر جابه‌جایی و لغزش ورق‌ها ایجاد می‌شود. این حالت تا جایی ادامه دارد که تنه‌ی پیچ به دیواره‌ی سوراخ ورق برخورد کند. هرچه لغزش بیشتر می‌شود مقاومت کمتر می‌شود. قسمت سوم به دلیل مقاومت اتکایی و تبدیل ضریب اصطکاک از حالت ایستایی به حالت دینامیکی است و نشان می‌دهد که اتصال وارد حالت اتکایی شده است. بنابراین می‌توان گفت اتصالات دارای دو مقاومت اصطکاکی و اتکایی می‌باشند. مقاومت اصطکاکی در ابتدا بروز می‌کند و وقتی لغزش اتفاق می‌افتد این مقاومت از دست می‌رود و مقاومت اتکایی

بروز می‌کند. به همین دلیل بعد از لغزش در مراحل اولیه، مقاومت اتصال کاهش می‌یابد و با اتکای ورق به پیچ، دوباره مقاومت افزایش پیدا می‌کند. به دلیل حفاظت از دستگاه آزمایش ناشی از شکست ناگهانی، اعمال بار تا شکست ناگهانی ادامه پیدا نکرد. از آنجایی که هدف این تحقیق تعیین مقاومت اصطکاکی اتصالات است، این محدودیت مشکلی ایجاد نمی‌کند.

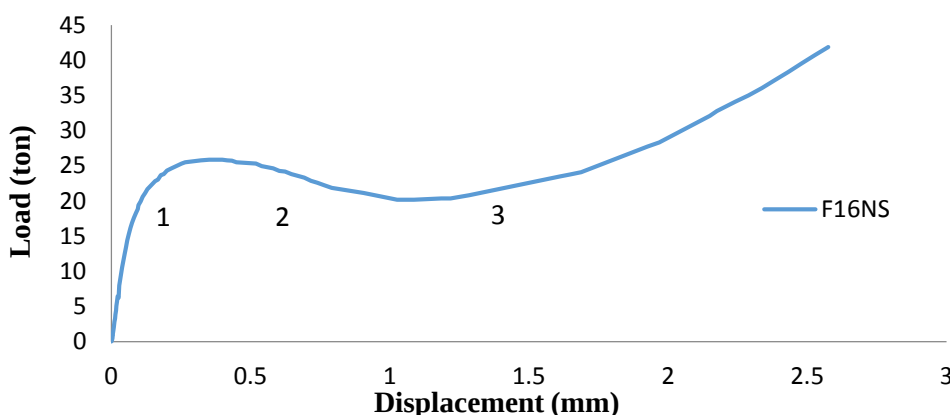
بر اساس شکل (۵) می‌توان مقاومت اصطکاکی نمونه‌ی مورد آزمایش را تعیین کرد. نمونه‌ی F16S دارای مقاومت اصطکاکی آزمایشگاهی برابر ۳۰/۳۳ تن است. مقاومت اصطکاکی این اتصال بر اساس ضوابط پیشنهادی مبحث دهم مقررات ملی با سطح تماس کلاس B (ماسه‌پاشی شده و رنگ نشده) برابر ۲۵/۷۶ تن است. بنابر این می‌توان نتیجه گرفت مقاومت اتصال بر اساس نتایج آزمایشگاه بیشتر از مقاومت محاسبه شده بر اساس مبحث دهم مقررات ملی است. این اختلاف بیانگر آن است که در عمل میزان ضریب اصطکاک، بیشتر از ضریب اصطکاک پیشنهادی در مبحث دهم است.



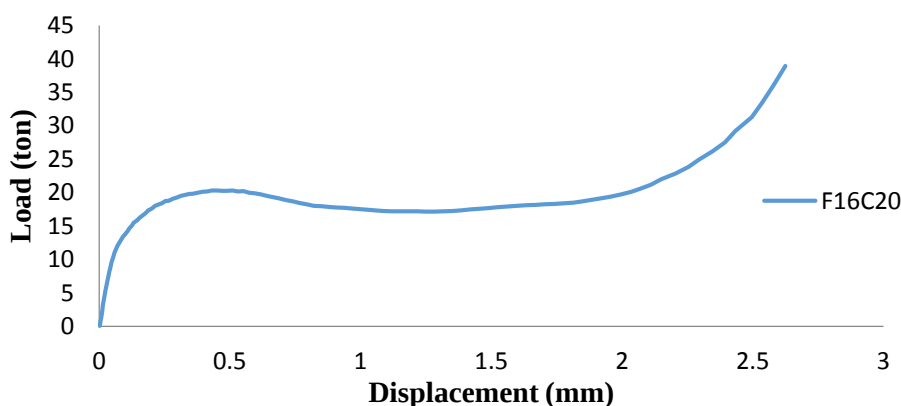
شکل ۵ منحنی نیرو-جابه‌جایی اتصال نمونه‌ی F16S

نمونه‌ی F16C20 شامل پیچ‌های M16 پرمقاومت و نوع سطح تماس، رنگ‌شده با ضخامت ۲۰ میکرون است که مقاومت اصطکاکی آزمایشگاهی آن معادل ۲۰/۳۲ تن است و در جابه‌جایی ۰/۳ میلی‌متر اتفاق می‌افتد. وقتی مقدار جابه‌جایی به ۲ میلی‌متر می‌رسد، دوباره مقاومت افزایش می‌یابد. براساس ضوابط مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، مقاومت اصطکاکی این اتصال با سطح تماس کلاس A (ماسه‌ی تمیز و رنگ‌شده) برابر ۱۵/۴۵ تن است. مشاهده می‌شود که در این حالت نیز مقدار حاصل از آزمایش بیشتر از مقدار آیین‌نامه‌ای است؛ لذا می‌توان گفت که رنگ، مقاومت اصطکاکی را به‌طور قابل‌ملاحظه‌ای کاهش می‌دهد. در مبحث دهم مقررات ملی، در صورت استفاده از رنگ برای ناحیه‌ی اتصال اصطکاکی، فقط ۲۰ میکرون ضخامت رنگ مجاز است.

در شکل (۶) منحنی حاصل از آزمایش برای نمونه‌ی F16NS (اتصال با پیچ M16 پرمقاومت و سطح تماس ماسه‌پاشی نشده‌ی بدون رنگ) ارائه شده است. براساس این شکل، مقاومت نمونه تا مقدار ۲۵/۸۸ تن افزایش پیدا می‌کند و پس از لغزش سطوح، با شیب ملایم کاهش پیدا می‌کند. مقاومت ماکزیمم در جابه‌جایی ۰/۳ میلی‌متر اتفاق می‌افتد. افزایش مقاومت پس از جابه‌جایی ۲ میلی‌متر اتفاق می‌افتد. نتایج نشان می‌دهد این اتصال دارای مقاومت اصطکاکی برابر ۲۵/۸۸ تن است و ماسه‌پاشی نکردن، باعث کاهش مقاومت اصطکاکی می‌شود. در مبحث دهم مقررات ملی، این حالت برای سطح تماس مجاز نیست و در نتیجه برای این حالت ضریب اصطکاکی پیشنهاد نشده است. شکل (۷) مربوط به نمونه‌ی F16C20 است.



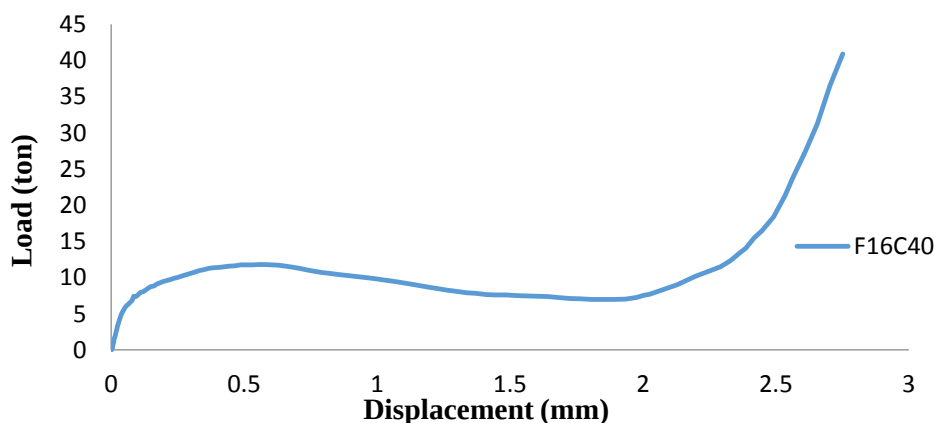
شکل ۶ منحنی نیرو- جابه‌جایی اتصال نمونه‌ی F16 NS



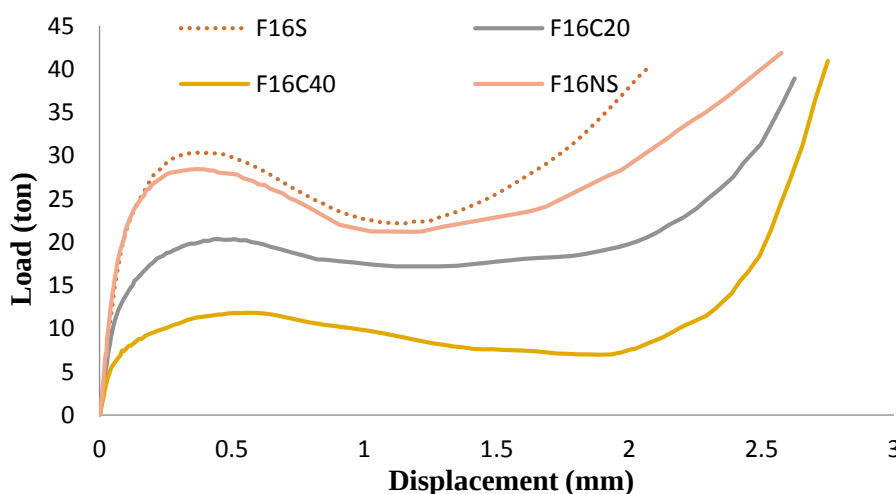
شکل ۷ منحنی نیرو- جابه‌جایی اتصال نمونه‌ی F16 C20

در شکل (۹) نتایج مربوط به نمونه های با پیچ M16 و نوع سطح تماس مختلف ارائه شده است. در تمامی آنها مقاومت اصطکاکی اتصال در جابه جایی ۰/۳ میلی متر اتفاق می افتد. در تمامی حالت ها پس از مقاومت اصطکاکی به دلیل لغزش، یک افت مقاومت اتفاق می افتد. همان گونه که از شکل مشخص است کمترین مقاومت اصطکاکی مربوط به حالت رنگ شده با ضخامت ۴۰ میکرون و بیشترین مقاومت مربوط به حالت ماسه پاشی شده ی بدون رنگ است. هر چند مقاومت نظیر حالت ماسه پاشی شده و نشده چندان تفاوتی با هم ندارد.

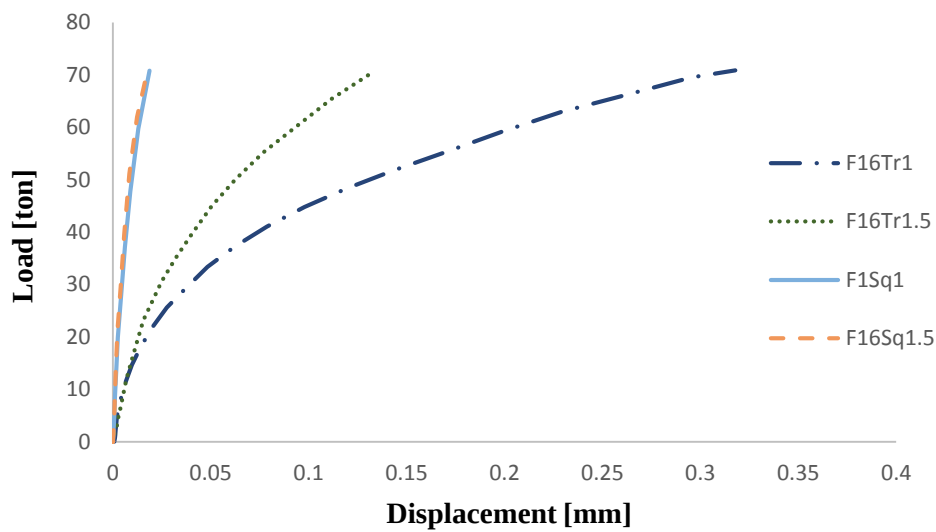
شکل (۸) مربوط به نمونه ی F16C40 شامل پیچ های M16 پرمقاومت و نوع سطح تماس رنگ شده با ضخامت ۴۰ میکرون است. مقاومت اصطکاکی آزمایشگاهی این اتصال برابر ۱۱/۸۲ تن است که در جابه جایی ۰/۴ میلی متر اتفاق می افتد و پس از لغزش سطوح، مقاومت اتصال تا ۶ تن کاهش پیدا می کند. این مقادیر نشان می دهد که ضخامت ۴۰ میکرون، مقاومت اتصال اصطکاکی را به شدت کاهش می دهد. روند افزایش مقاومت در جابه جایی ۲/۳ میلی متر شروع می شود. در مبحث دهم مقررات ملی، ضخامت رنگ ۴۰ میکرون برای ناحیه ی اتصال اصطکاکی مجاز نیست.



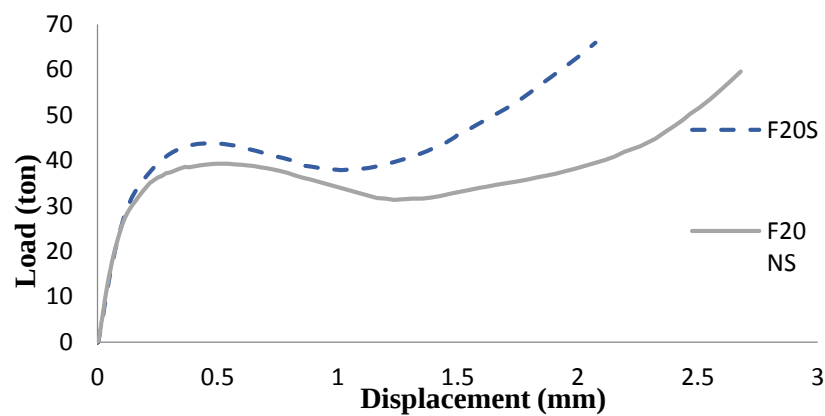
شکل ۸ منحنی نیرو- جابه جایی اتصال نمونه ی F16 C40



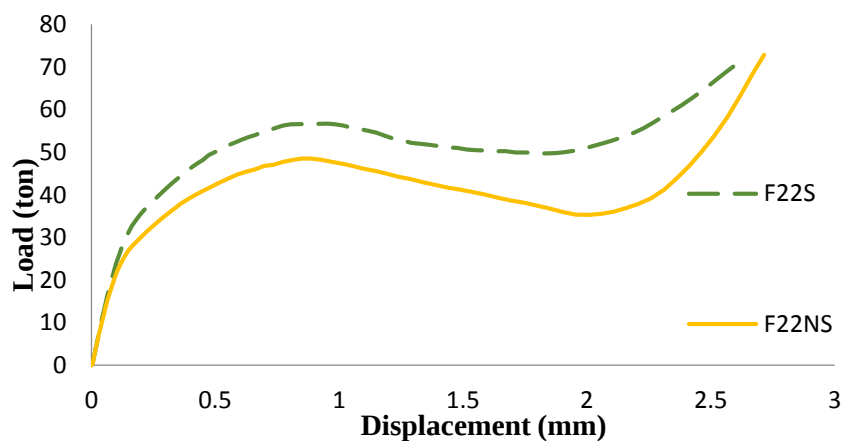
شکل ۹ مقایسه ی منحنی نیرو- جابه جایی اتصالات با پیچ ۱۶ میلی متر و سطوح غیر آج دار



شکل ۱۰ مقایسه‌ی منحنی نیرو-جاب‌جایی اتصالات با پیچ ۱۶ میلی‌متر و سطوح آج‌دار



شکل ۱۱ مقایسه‌ی منحنی نیرو-جاب‌جایی اتصالات با پیچ ۲۰ میلی‌متر



شکل ۱۲ مقایسه‌ی منحنی نیرو-جاب‌جایی اتصالات با پیچ ۲۲ میلی‌متر

میلی متر است.

جدول ۲ مقایسه‌ی مقدار جابه‌جایی نمونه‌های آج‌دار

نام نمونه	جابه‌جایی (mm)
F16Tr1	۰/۱۹۸۵
F16Tr1.5	۰/۰۹۲۹
F16Sq1	۰/۰۱۳۰
F16Sq1.5	۰/۰۱۲۳

در شکل (۱۱) نتایج حاصل برای نمونه‌ها با قطر M20 ارائه شده‌است. برای نمونه‌ی F20S، مقاومت حاصل از آزمایش برابر ۴۳/۷۸ تن به‌دست آمد. مقاومت اصطکاکی این اتصال براساس ضوابط پیشنهادی مبحث دهم مقررات ملی با سطح تماس کلاس B (ماسه‌پاشی‌شده و رنگ‌نشده) برابر ۴۰/۴۵ تن تعیین گردید. برای این نمونه نیز مقادیر آزمایشگاهی بیشتر بود. هم‌چنین برای نمونه‌ی F20NS مقاومت اصطکاکی از آزمایش ۳۹/۳۱ تن به‌دست آمد.

در شکل (۱۲) نتایج به‌دست‌آمده برای نمونه‌های با قطر M22 ارائه شده‌است. نمونه‌ی F22S شامل پیچ‌های سایز M22 پرمقاومت و نوع سطح تماس سندبلاست‌شده است که مقاومت اصطکاکی آزمایشگاهی آن برابر ۵۶/۶۸ تن است. مقاومت اصطکاکی این اتصال با سطح تماس کلاس B (ماسه‌پاشی‌شده و رنگ‌نشده) برابر ۴۹/۹۴ تن محاسبه شد. برای این نمونه نیز مقادیر آزمایشگاهی بیشتر از مقادیر آئین‌نامه‌ای بود. هم‌چنین برای نمونه‌ی F22NS مقاومت اصطکاکی حاصل از آزمایش برابر ۴۸/۵۳ تن به‌دست آمد.

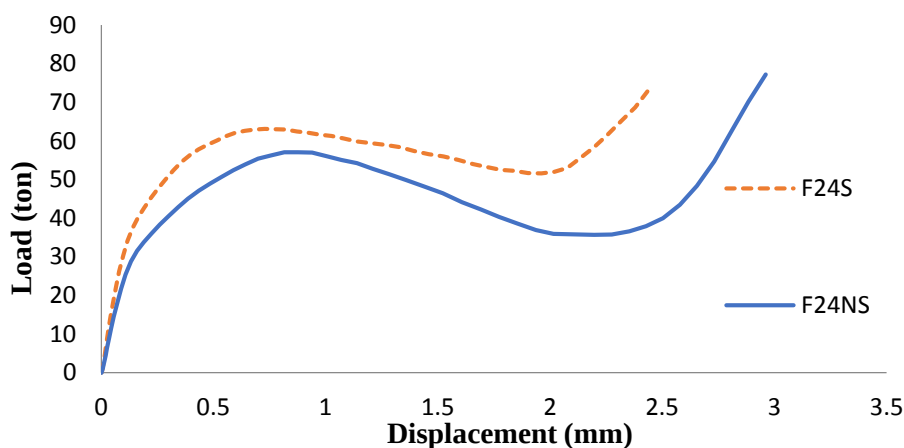
شکل (۱۳) مربوط به نمونه‌های با قطر M24 است. نمونه‌ی F24S شامل پیچ‌های سایز M24 پرمقاومت و نوع سطح تماس سندبلاست‌شده است که مقاومت اصطکاکی آزمایشگاهی آن برابر ۶۳/۰۹ تن و میزان مقاومت اصطکاکی محاسباتی آن در وضعیت کلاس B، برابر ۵۸/۱۰ تن تعیین شد. نمونه‌ی F24NS شامل پیچ‌های سایز M24 پرمقاومت و نوع سطح تماس سندبلاست نشده است که مقاومت اصطکاکی آزمایشگاهی آن برابر ۵۷/۰۹ تن است.

در شکل (۱۰) نتایج مربوط به نمونه‌های با پیچ M16 و سطوح آج‌دار مختلف ارائه شده‌است. برای مقایسه بین نمونه‌های با سطوح آج‌دار در ناحیه‌ی اتصال، از آج‌های به شکل مثلث و مربع با گام ۳ میلی‌متر و ارتفاع‌های ۱ و ۱/۵ میلی‌متر استفاده شد. به‌دلیل محدودیت در بارگذاری، تمامی نمونه‌ها تا ۷۰ تن بارگذاری شدند.

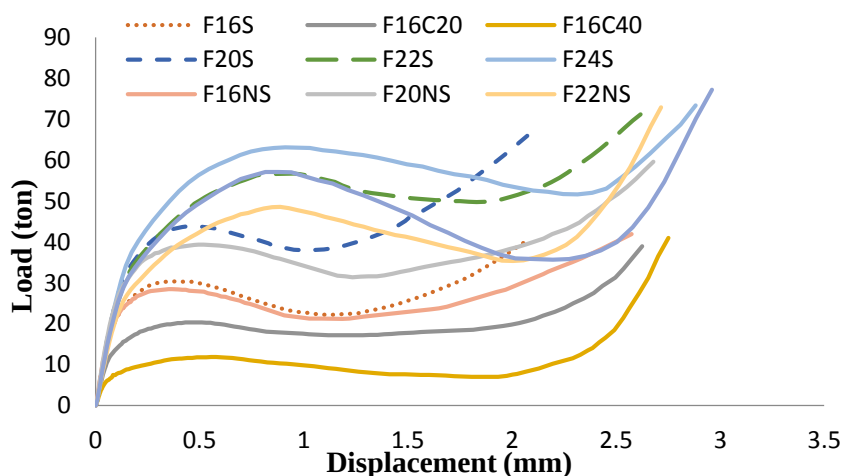
شکل (۱۰) نشان می‌دهد که اتصالات با سطوح آج‌دار مقاومت اصطکاکی را به‌میزان قابل توجهی افزایش می‌دهد. به‌نظر می‌رسد تا نیروی ۷۰ تن هنوز مقاومت اصطکاکی حاصل نشده‌است و اگر آزمایش ادامه پیدا می‌کرد مقاومت بیشتری از اتصال بروز پیدا می‌کرد. هم‌چنین از شکل (۱۰) می‌توان نتیجه گرفت که میزان سختی و مقاومت اتصال با آج مربعی بسیار بیشتر از اتصال با آج مثلثی است. در عین حال در یک بار ثابت، میزان جابه‌جایی اتصال با آج مربعی کمتر از اتصال با آج مثلثی است. مطابق این شکل هرچه ارتفاع آج مثلثی بیشتر باشد، رفتار اتصال به رفتار اتصال مربعی نزدیک‌تر می‌شود؛ زیرا هرچه ارتفاع آج بیشتر باشد درگیری آج‌ها بیشتر می‌شود، بنابراین جابه‌جایی اتصال در نیروی‌های یکسان کمتر می‌شود. در نمونه‌ی F16Tr1 شیب منحنی نیرو-جابه‌جایی بسیار زیاد است که بیانگر سختی بسیار زیاد اتصال در ناحیه‌ی الاستیک است. سختی اتصال به‌دلیل وجود آج در ناحیه‌ی سطح تماس اتصال و نیروی پیش‌تندیدگی در پیچ‌ها، اجازه‌ی تغییر مکان و جابه‌جایی در اتصال را نمی‌دهد؛ زیرا با قفل و چفت شدن آج‌ها در یکدیگر، جابه‌جایی‌ها بسیار ناچیز می‌شود و به‌ازای جابه‌جایی بسیار کم، مقاومت اتصال بسیار زیاد خواهد شد. مطابق آزمایش‌های انجام شده، جابه‌جایی نمونه‌ی F16Tr1 به‌ازای نیروی ۶۰ تن برابر ۰/۱۹۸ میلی‌متر و برای نمونه‌ی F16Tr1.5 برابر ۰/۰۹۲ میلی‌متر است. در جدول (۲) مقدار جابه‌جایی نمونه‌های آج‌دار در نیروی اعمالی ۶۰ تن با هم مقایسه شده‌است. همان‌گونه که از جدول پیداست بیشترین جابه‌جایی مربوط به آج مثلثی به عمق ۱ میلی‌متر و کمترین جابه‌جایی مربوط به آج مربعی با عمق ۱/۵

مقاومت را به دلایل بالاتر بودن نیروی پیش‌تندیدگی و ضریب اصطکاک دارا بود درحالی‌که نمونه با ضخامت ۴۰ میکرون رنگ با سایز پیچ ۱۶ میلی‌متر کمترین مقاومت را به دلایل کمترین پیش‌تندیدگی و ضریب اصطکاک داشت. با توجه به منحنی‌ها شیب همه‌ی نمونه‌ها بعد از حدود ۲ میلی‌متر جابه‌جایی دچار تغییر و سیر صعودی می‌شوند که به منزله‌ی ورود اتصال به ناحیه‌ی اتکایی است.

در شکل (۱۴) و جدول (۳) نتایج حاصل از آزمایش‌ها برای تمامی نمونه‌ها با سطوح غیرآج‌دار مقایسه شده است. از این منحنی‌ها می‌توان نتیجه‌گیری کرد که دو عامل در ظرفیت باربری اتصالات اصطکاکی پیچی بیشتر تأثیرگذار است؛ عامل اول نیروی پیش‌تندیدگی روی پیچ و عامل دوم ضریب اصطکاک بین سطوح اتصال است، بنابراین هرچه این دو مقدار بیشتر باشند، میزان ظرفیت باربری نمونه بیشتر می‌شود. نمونه‌ی سندبلاست شده با پیچ ۲۴ میلی‌متر، بیشترین



شکل ۱۳ مقایسه‌ی منحنی نیرو- جابه‌جایی اتصالات با پیچ ۲۴ میلی‌متر



شکل ۱۴ مقایسه‌ی منحنی نیرو- جابه‌جایی اتصالات با سطوح غیرآج‌دار

جدول ۳ نتایج مربوط به اتصالات پیچی اصطکاکی با سطوح بدون آج

مقاومت در آستانه‌ی (ton) اتکایی	جابه‌جایی در آستانه‌ی (mm) اتکایی	مقاومت اتصال (ton) اصطکاکی	آستانه‌ی لغزش (mm) ایستایی	نام نمونه
۶/۹۷	۱/۸۸۹	۱۱/۸۲	۰/۵۵	F16C40
۱۷/۱۸	۱/۲۴۸	۲۰/۳۲	۰/۴۳	F16C20
۲۱/۱۷۸	۱/۱۸۵	۲۵/۸۸	۰/۳۸	F16NS
۲۲/۱۵	۱/۱۳۴	۳۰/۳۳	۰/۳۶	F16S
۳۱/۲۹۸	۱/۲۳۴	۳۹/۳۱	۰/۴۹	F20NS
۳۷/۸۸۶	۱/۰۱۵	۴۳/۷۸	۰/۴۶	F20S
۳۵/۳۰	۲/۰۰۵۷	۴۸/۵۳	۰/۸۸۶	F22NS
۴۹/۶۹۲	۱/۸۴۶	۵۶/۶۸	۰/۷۵۷	F22S
۳۵/۶۴	۲/۱۹۷	۵۷/۰۹	۰/۸۱	F24NS
۵۱/۶۰	۲/۹۶۱	۶۳/۰۹۳	۰/۷۲۸	F24S

نتیجه‌گیری

هدف این تحقیق ارزیابی آزمایشگاهی تأثیر نوع سطح تماس ورق‌ها بر مقاومت اصطکاکی اتصالات پیچی و همچنین پیشنهاد سطوح تماس جدید به منظور افزایش ظرفیت باربری اصطکاکی است. برای این منظور ۱۴ نمونه از اتصالات پیچی اصطکاکی با سطوح تماس مختلف انتخاب گردید و تحت آزمایش قرار گرفت. سطوح تماسی که در این تحقیق مورد بررسی قرار گرفتند عبارتند از: سطح تماس ماسه‌پاشی‌شده، ماسه‌پاشی‌نشده، رنگ با ضخامت ۲۰ میکرون، رنگ با ضخامت ۴۰ میکرون، سطح آج‌دار مثلی و سطح آج‌دار مربعی. نتایج به دست آمده از این آزمایش عبارتند از:

- در مورد مقاومت اتصالات پیچی، مقادیر پیشنهادی در مبحث دهم مقررات ملی ساختمان محافظه کارانه است.
- در اتصالات پیچی اصطکاکی، سطوح آج‌دار بیشترین مقاومت اصطکاکی را دارند. در ضمن، آج مربعی

نسبت به آج مثلی سختی عملکرد بهتری دارد.

- باتوجه به مقاومت اصطکاکی بالای سطوح آج‌دار می‌توان از آن برای طراحی اتصالات ساختمان‌هایی با اهمیت خیلی زیاد در برابر زلزله استفاده نمود.
- نسبت مقاومت اصطکاکی نمونه‌های ماسه‌پاشی‌شده، به مقاومت اصطکاکی نمونه‌های ماسه‌پاشی‌نشده و رنگ‌شده با ۲۰ و ۴۰ میکرون رنگ به ترتیب برابر ۱/۲، ۱/۵ و ۲/۵ می‌باشد.
- باتوجه به نتایج این تحقیق، پیشنهاد می‌شود در طراحی اتصالات پیچی اصطکاکی با ۲۰ میکرون رنگ، ضریب اصطکاک برابر ۰/۳۵ در نظر گرفته شود.

تقدیر و تشکر

آزمایش‌های این تحقیق در آزمایشگاه گروه صنعتی ماد سا انجام شده است و شایسته است که از زحمات مسئولان این آزمایشگاه تقدیر و تشکر گردد.

مراجع

- Iranian National Building Codes Compilation Office, "Iranian National Building Code, Part 10: steel structure design", Ministry of Housing and Urban Development, (2014).
- Zeynali, Y., Samimi, M. J., Mazroei, A., Marnani, J. A., and Rohanimanesh, M. S., "Experimental and

- Numerical Study of Frictional Effects on Block Shear Fracture of Steel Gusset Plates with Bolted Connections", *Thin-Walled Struct.*, Vol. 121, Pp. 8–24, (2017).
3. Couchaux, M., Hjiat, M., Ryan, I., and Bureau, A., "Effect of Contact on the Elastic Behaviour of Tensile Bolted Connections", *J. Constr. Steel Res.*, Vol. 133, Pp. 459–474, (2017).
 4. Rodgers, G. W., Chase, J. G., Causse, R., Chanchi, J., and MacRae, G. A., "Performance and Degradation of Sliding Steel Friction Connections: Impact of Velocity, Corrosion Coating and Shim Material", *Eng. Struct.*, Vol. 141, Pp. 292–302, (2017).
 5. Guo, X., Zhang, Y., Xiong, Z., and Xiang, Y., "Load-bearing Capacity of Occlusive High-strength Bolt Connections", *J. Constr. Steel Res.*, Vol. 127, Pp. 1–14, (2016).
 6. Hu, Y., Shen, L., Nie, S., Yang, B., and Sha, W., "FE Simulation and Experimental Tests of High-strength Structural Bolts under Tension", *J. Constr. Steel Res.*, Vol. 126, Pp. 174–186, (2016).
 7. Shahani, A. R., and Shakeri, I., "Experimental Evaluation of the Effect of Preload on the Fatigue Life of Bolts", *Int. J. Steel Struct.*, Vol. 15, No. 3, Pp. 693–701, (2015).
 8. Kim, I.-T., Lee, J. M., Huh, J., and Ahn, J.-H., "Tensile Behaviors of Friction Bolt Connection with Bolt Head Corrosion Damage: Experimental Research B", *Eng. Fail. Anal.*, Vol. 59, Pp. 526–543, (2016).
 9. Wei, F., Fang, C., Yam, M. C. H., and Zhang, Y., "Fracture Behaviour and Design of Steel Tensile Connections with Staggered Bolt Arrangements", *Int. J. steel Struct.*, Vol. 15, No. 4, Pp. 863–879, (2015).
 10. Wang, Y.-B., Lyu, Y.-F., Li, G.-Q., and Liew, J. Y. R., "Behavior of Single Bolt Bearing on High Strength Steel Plate", *J. Constr. Steel Res.*, Vol. 137, Pp. 19–30, (2017).

مطالعه‌ی آزمایشگاهی و عددی رفتار باربری و نشست پی‌های دایره‌ای لبه‌دار نسبت به انواع پی‌ها*مسجد قلی‌پور^(۱)مسعود مکارچیان^(۲)

چکیده پی‌های لبه‌دار در حال گسترش به‌عنوان نوع جدیدی از پی‌ها، جایگزین انواع پی‌های متداول در سازه‌های ساحلی و فراساحلی هستند. مطالعه‌ی عملکرد پی‌های لبه‌دار، با تمرکز بر ارزیابی تأثیر هندسه‌ی پی و مشخصات خاک ضروری است. در این پژوهش، ظرفیت باربری و نشست پی‌های دایره‌ای لبه‌دار واقع بر ماسه، تحت بارگذاری قائم فشاری توسط مدل‌سازی فیزیکی و تحلیل عددی با بررسی تأثیر پارامترهای مختلف شامل عمق لبه، قطر پی، چگالی ماسه و زبری سطوح پی مطالعه شد. عملکرد پی‌های لبه‌دار با سایر انواع پی‌های متداول سطحی، نیمه‌عمیق و سطحی مدفون مقایسه شد. تحلیل نتایج مدل‌سازی‌ها نشان داد که رفتار مدل‌های پی لبه‌دار نسبت به پی‌های سطحی، به‌لحاظ افزایش مقادیر ظرفیت باربری و ضریب واکنش بستر و همچنین کاهش میزان نشست، بهبود قابل‌توجهی داشته‌است. مقادیر بهبود عملکرد پی‌های لبه‌دار با افزایش میزان عمق لبه و زبری سطوح مدل‌ها و همچنین کاهش چگالی نسبی ماسه، افزایش یافت. مقایسه‌ی نتایج ظرفیت باربری پی‌های لبه‌دار با مقادیر متناظر پی‌های نیمه‌عمیق نشان داد که رفتار باربری پی‌های لبه‌دار نزدیک به مقادیر متناظر پی‌های نیمه‌عمیق با عمق و قطر یکسان است. مقایسه‌ی عملکرد پی‌های لبه‌دار نسبت به پی‌های سطحی مدفون، بیانگر کاهش بیشتر میزان نشست پی‌های سطحی به‌علت وجود لبه در زیر پی به‌جای مدفون کردن پی و همچنین بهبود بیشتر ظرفیت باربری با افزایش میزان زبری سطوح لبه است.

واژه‌های کلیدی پی لبه‌دار، مدل‌سازی فیزیکی، ظرفیت باربری، پی نیمه‌عمیق.

Experimental and Numerical Study of Load-Bearing and Settlement Behavior of Circular Skirted foundations Compared to other Types of Foundations

S. Gholipour

M. Makarchian

Abstract Skirted foundations are expanding as a new type of alternative foundations for other prevalent foundations in onshore and offshore structures. The study of skirted foundations performance is essential for evaluating the effect of foundation geometry and soil specification. In this research, the bearing capacity and settlement of circular skirted foundations resting on sand under vertical compression loading was studied by physical modeling and numerical analysis with consideration of the effect of different parameters including skirt depth, foundation diameter, sand density and surface roughness of the foundation models. The performance of skirted foundations was compared with common types of surface, semi-deep and embedded foundations. Analysis of results showed that the behavior of skirted foundation models compared to the surface foundations has been improved significantly in terms of the enhancement in the values of bearing capacity and subgrade reaction modulus, as well as the reduction of settlement amounts. Improvement in the performance of skirted foundations was increased by increasing the skirt depth and surface roughness of models, and also, reducing the density of the sand. The comparison of the bearing capacity results of the skirted foundations with the corresponding values of the semi-deep foundations showed that the load-bearing behavior of the skirted foundations is close to those of semi-deep foundations with the same depth and diameter. Comparison of the skirted foundations performance relative to embedded surface foundations represents a further reduction in the settlement amounts of surface foundations due to the skirt existence underneath foundation instead of its embedment in depth, as well as the further improvement of bearing capacity by increasing the surface roughness of the skirt.

Key Word Skirted foundation, Physical modelling, Bearing capacity, Semi-deep foundation.

*تاریخ دریافت مقاله ۹۸/۶/۲۳ و تاریخ پذیرش آن ۹۹/۱۰/۱۰ می‌باشد.

(۱) دانش‌آموخته‌ی دکتری گروه عمران، دانشکده‌ی مهندسی، دانشگاه بوعلی سینا، همدان.

(۲) نویسنده‌ی مسئول، استادیار گروه عمران، دانشکده‌ی مهندسی، دانشگاه بوعلی سینا، همدان.

Email: makarchian@basu.ac.ir

مقدمه

در طراحی پی‌ها دو معیار اساسی مطرح است که عبارتند از رفتار ظرفیت باربری و نشست. انواع پی‌های متداول دربرگیرنده‌ی پی‌های سطحی، نیمه‌عمیق و عمیق هستند که به‌طور گسترده‌ای در سازه‌ها استفاده می‌شوند. ساخت سازه‌های بلندمرتبه و سنگین به‌صورت ایمن، نیازمند مقادیر باربری بیشتر و نشست کمتری است؛ عدم کفایت پی‌های سطحی، باعث بروز نگرانی در جامعه‌ی مهندسان شده‌است و برای برون‌رفت از مشکلات، به‌سمت استفاده از پی‌های عمیق و نیمه‌عمیق سوق یافته‌اند. پی‌های عمیق به‌دلیل اقناع ملزومات ظرفیت باربری و نشست در سازه‌های بزرگ، می‌توانند کاربرد فراوان داشته‌باشند، ولی وجود برخی مشکلات هم‌چون تجهیزات ساخت و نصب، هزینه‌ی زیاد اجرایی و زمان طولانی نصب، استفاده از پی‌های عمیق را محدود ساخته‌است. توسعه‌ی روش‌های جایگزین به‌منظور تقویت و تأمین ملزومات باربری و نشست پی‌های سطحی و هم‌چنین رفع محدودیت‌های اجرایی مرتبط با پی‌های عمیق، همواره مورد تأکید محققان بوده‌است، به‌همین منظور، روش‌های مختلف تقویت و به‌سازی پی‌های سطحی در دهه‌های گذشته توسعه یافته‌است [1-4].

استفاده از لبه برای تقویت سیستم پی و خاک به‌منظور افزایش میزان باربری و کاهش نشست پی‌های سطحی، مفهوم نسبتاً جدیدی از روش‌های به‌سازی هم‌زمان خاک و پی، تحت عنوان پی‌های لبه‌دار (Skirted Foundations) است که در حال توسعه به‌منظور جایگزینی با سایر پی‌های سطحی، نیمه‌عمیق و عمیق هستند. پی‌های لبه‌دار، پی‌های سطحی تقویت‌شده با صفحات جدارنازک (لبه) مدفون در پیرامون هستند؛ به‌طوری‌که لبه‌ی محیطی با محصورسازی جانبی خاک ضعیف، باعث افزایش قابل‌توجه سختی خاک می‌شود و بارهای سازه را به لایه‌های مستحکم‌ترین انتقال می‌دهد. عملیات نصب نسبتاً آسان و زمان کوتاه آن،

صرفه‌جویی اقتصادی قابل‌ملاحظه‌ای را درمقایسه با عملیات اجرایی شمع‌کوبی پی‌های عمیق فراهم می‌کند. پی‌های لبه‌دار به‌طور گسترده‌ای در سازه‌های ساحلی و فراساحلی به‌عنوان پی نیروگاه، سکوی حفاری، مخازن صنایع نفت، گاز و توربین بادی استفاده می‌شوند. علی‌رغم مطالعات گسترده و وجود دانش کافی در ارتباط با معیارهای طراحی و اجرای پی‌های سطحی و عمیق [5-9]، هنوز تحقیقات کافی در مورد عملکرد و مکانیزم رفتاری پی‌های لبه‌دار انجام نشده‌است. با توجه به کاربرد بیشتر پی‌های لبه‌دار در کنار دریا واقع بر خاک ریزدانه، بیشتر مطالعات بر رفتار زهکشی‌نشده متمرکز بوده‌است [10-13]، باین‌حال، وجود پروژه‌های عمرانی گسترده در سواحل دریاها به‌ویژه خلیج فارس و نوع خاک دانه‌ای سواحل، مطالعه‌ی پی‌های لبه‌دار را در خاک‌های ماسه‌ای ضروری می‌سازد.

عملکرد پی‌های لبه‌دار واقع بر بستر خاک ماسه‌ای توسط محققان مختلف بررسی شده‌است که خلاصه‌ای از نتایج ارائه می‌شود:

رفتار انواع پی‌های سطحی واقع بر ماسه با بررسی تأثیر حضور لبه در زیر پی مطالعه شد. نتایج نشان داد که بهبود ظرفیت باربری و کاهش نشست پی‌های سطحی به خصوصیات سازه‌ای و هندسی لبه و پی، مشخصات ماسه و شرایط سطوح تماس پی بستگی دارد [14-16]. مقایسه‌ی نتایج پاسخ بار در برابر نفوذ برای پی‌های لبه‌دار نشان داد که روابط نظری، مقادیر ظرفیت باربری پی‌ها را به‌ازای زوایای اصطکاک داخلی حداکثر ماسه، دست‌بالا تخمین می‌زند [17]. تأثیر محصورشدگی خاک‌های دانه‌ای توسط استوانه‌های پلیمری بر روی مدل‌های پی دایره‌ای بررسی شد. افزایش نسبت ظرفیت باربری پی تا حدود ۱۷ برابر حالت بدون لبه و هم‌چنین عدم تأثیر عمق مدفون پی سطحی نسبت به تراز بالای استوانه به‌عنوان نتایج مطالعه گزارش شد [18]. نتایج بررسی تأثیر وجود لبه بر مقادیر باربری پی نواری نشان داد که لبه‌های

تأثیر تنش سربار (γD_f) بر عملکرد پی‌های سطحی، ملاحظه می‌شود که افزایش تنش محصورکنندگی خاک و عمق مدفون پی، از عوامل مؤثر بر بهبود عملکرد پی‌ها است که تغییر مکانیزم گسیختگی و افزایش عمق مؤثر می‌تواند باعث افزایش ظرفیت باربری و کاهش نشست پی شود. همچنین براساس روش تعادل حدی، مقادیر ظرفیت باربری پی‌ها تناسب مستقیم با اندازه‌ی سطوح لغزش گوه‌های گسیختگی زیر پی دارد و از روش‌های افزایش سطوح گوه‌های گسیختگی، افزایش عرض پی یا عمق مدفون پی می‌باشد [27].

استفاده از لبه در زیر پی سطحی می‌تواند راه‌حل مناسبی برای مدفون کردن پی در تراز اعماق پایین‌تر خاک جهت افزایش عمق مؤثر پی‌های سطحی و تغییر سطوح لغزش گوه گسیختگی زیر پی باشد. نمای شماتیک مکانیزم و مرزهای سطوح گسیختگی برای پی‌های سطحی و لبه‌دار در شکل (۱) نشان داده شده‌است. مشاهده می‌شود که سطوح گسیختگی پی‌های سطحی به دلیل وجود لبه در زیر پی، تا نزدیک نوک لبه گسترش و اندازه‌ی سطوح گسیختگی افزایش یافته‌است. با توجه به وجود لایه‌های متراکم در اعماق پایین‌تر زمین و افزایش مقادیر پارامترهای مقاومتی با افزایش عمق مؤثر، حضور لبه باعث انتقال بار از سطوح ضعیف خاک به بستر مقاوم، مشابه با مکانیزم انتقال بار پی‌های نیمه‌عمیق و عمیق می‌شود و نشست پی نیز کاهش می‌یابد. شکل (۲) جزئیات مکانیزم باربری و انتقال بار پی‌های لبه‌دار را که مشابه پی‌های عمیق و نیمه‌عمیق، شامل مجموع مقاومت‌های باربری کف پی و دیواره‌ی لبه است، نشان می‌دهد. بنابراین با افزایش عمق مؤثر پی از طریق حضور لبه، می‌توان از پی‌های لبه‌دار به منظور ارضای ملزومات باربری و نشست و همچنین کاهش عمق مدفون و ابعاد پی سطحی، استفاده نمود.

منعطف نسبت به حالت صلب، مقادیر بهبود ظرفیت باربری بیشتری را به دست می‌دهد [19]. اثر هم‌زمان محصورسازی جانبی خاک توسط لبه و تسلیح خاک با ژئوگرید نشان داد که استفاده‌ی هم‌زمان محصورسازی و تسلیح خاک، ظرفیت باربری نهایی پی سطحی را تا حدود $\frac{2}{3}$ برابر نسبت به حالت بدون لایه‌ی ژئوگرید افزایش می‌دهد [20]. عملکرد ظرفیت باربری و نشست پی‌های مربعی واقع بر ماسه‌ی محصورشده به صورت جانبی و قائم بررسی شد. استفاده از دیواره‌های فلزی صلب در اطراف پی با عرض بزرگ‌تر از عرض پی سطحی و وجود بستر سنگی زیر پی منجر به بهبود قابل توجه رفتار پی‌های سطحی شد. [21-22]. مطالعه‌ی آزمایشگاهی بر روی پی‌های لبه‌دار واقع بر ماسه، بهبود قابل توجه ظرفیت باربری این نوع پی‌ها را تا حدود ۵ برابر نشان داد [23]. بررسی تأثیر وجود لبه بر پایداری شیب‌های ماسه‌ای نشان داد که عملکرد کلی سیستم به لحاظ افزایش باربری و کاهش نشست بهبود قابل توجهی دارد. [24]. ظرفیت باربری پی‌های لبه‌دار، در صورت وجود تغییر شکل خاک نسبت به حالت صلب، کاهش می‌یابد. برخی از محققان، تأثیر وجود لبه‌های میانی بر رفتار باربری پی‌های لبه‌دار محیطی را مطالعه نمودند و فاصله‌ی بهینه‌ی لبه‌ها را به منظور جلوگیری از کاهش ظرفیت باربری به علت تغییر شکل خاک درون لبه، ارائه دادند [25-26].

برای پی‌های سطحی واقع بر خاک ماسه‌ای، ظرفیت باربری نهایی، q_{ult} ، می‌تواند از رابطه‌ی نظری (۱) تخمین زده شود که در آن γ وزن واحد خاک، D_f عمق مدفون پی، N_q و N_γ ضرایب ظرفیت باربری بر پایه‌ی زاویه‌ی اصطکاک داخلی ماسه (ϕ) ، s_q و s_γ ضرایب شکل، d_q و d ضرایب عمق و B عرض پی هستند [8]:

$$q_{ult} = \gamma D_f N_q s_q d_q + 0.5 \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma \quad (1)$$

با در نظرگیری پارامترهای ظرفیت باربری نهایی و

جزئیات و مقادیر پارامترهای ثابت و متغیر در مجموعه‌ی آزمایش‌ها، در جدول (۱) ارائه شده‌است. هم‌چنین نتایج بهبود رفتار پی‌های لبه‌دار به لحاظ افزایش ظرفیت باربری و کاهش نشست با مقادیر متناظر انواع پی‌های سطحی، نیمه‌عمیق و مدفون مقایسه شد. پژوهش حاضر نسبت به تحقیقات مشابه قبلی، در موارد ذیل که از جنبه‌های نوآوری تحقیق به‌شمار می‌روند، متمایز است:

۱. برآورد مقادیر ظرفیت باربری، نشست و ضریب واکنش بستر پی‌های لبه‌دار و مقایسه با نتایج پی‌های سطحی، نیمه‌عمیق و سطحی مدفون.
۲. شبیه‌سازی زبری‌های مختلف بر سطوح لبه و پی توسط کاغذ سنباده و بررسی تأثیر آن.

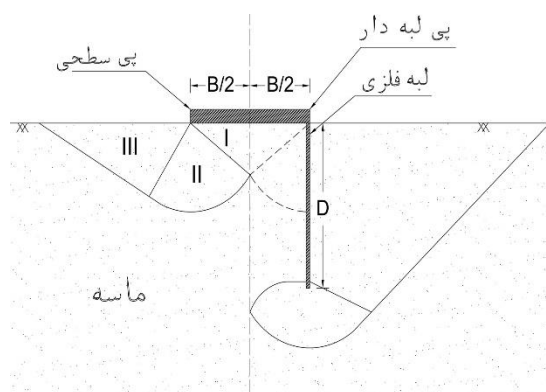
جدول ۱ جزئیات و مقادیر پارامترهای مورد مطالعه

سری آزمایش	پارامتر ثابت	پارامتر متغیر
الف	$R_d = 0.64$ $\delta = 29^\circ$	$D/B = 0, 0.5, 1, 1.5, 2$ $B = 100, 75, 50 \text{ mm}$
ب	$\delta = 29^\circ$	$D/B = 0, 0.5, 1, 1.5, 2$ $B = 100, 75 \text{ mm}$ $R_d = 0.5, 0.75$
ج	$R_d = 0.64$	$D/B = 0, 0.5, 1, 1.5, 2$ $B = 100, 75 \text{ mm}$ $\delta = 34^\circ, 37^\circ$

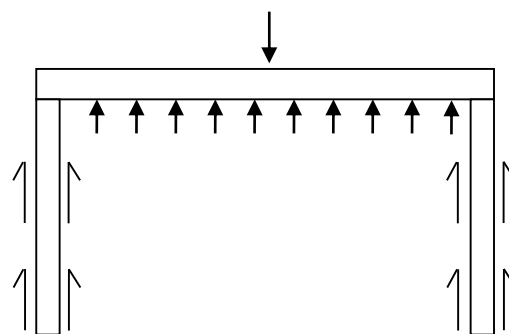
برنامه‌ی مدل‌سازی آزمایشگاهی

دستگاه آزمایش و مدل‌های پی

به‌منظور شبیه‌سازی فیزیکی رفتار پی‌های لبه‌دار واقع بر بستر ماسه، آزمایش‌های مدل‌های کوچک‌مقیاس پی توسط دستگاه آزمایشگاهی به ابعاد $60 \times 60 \times 60 \text{ cm}$ مطابق شکل (۳) انجام شد. به‌منظور نمونه‌سازی و تهیه‌ی بستر یکنواخت ماسه از سیستم ریزش ماسه (Sand raining) استفاده شده‌است. بارگذاری مدل‌های پی توسط جک هیدرولیکی با سرعت بارگذاری 1 mm/min و از طریق میله‌ی بارگذاری در وسط به مدل پی انتقال یافت. از نیروسنج (Load cell) با ظرفیت بارگذاری 1 ton



شکل ۱ الگوی مکانیزم باربری و مرزهای سطوح گسیختگی پی‌های سطحی و لبه‌دار [22]



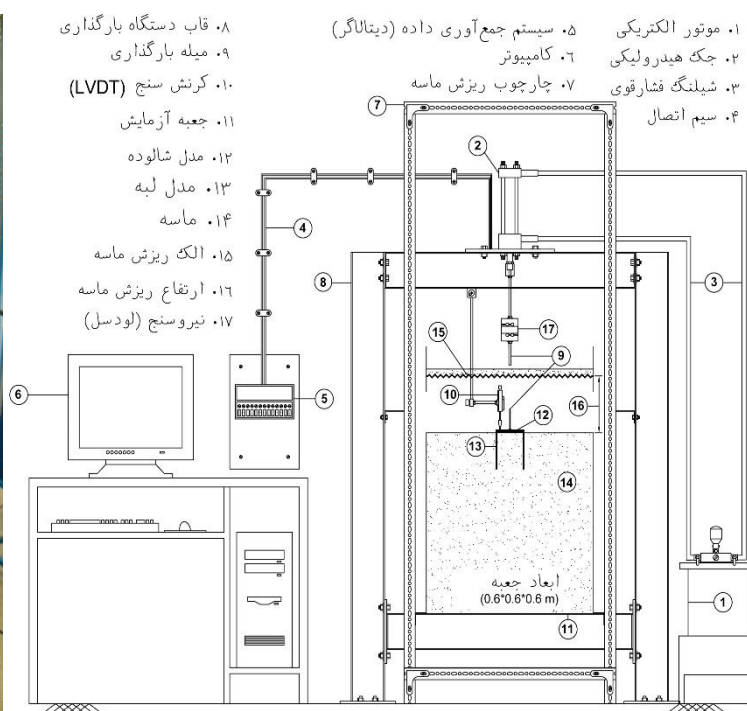
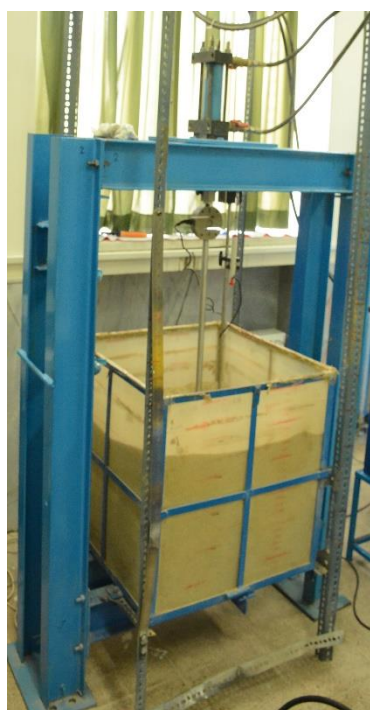
شکل ۲ مکانیزم باربری و انتقال بار پی‌های لبه‌دار [28]

باتوجه به مطالب ارائه‌شده درمورد پی‌های لبه‌دار شامل کاربرد، مزایا و اهمیت مطالعه‌ی رفتار و مکانیزم باربری این نوع پی‌ها و هم‌چنین وجود کاستی‌های موجود در تحقیقات مشابه قبلی، نیاز به بررسی و ارزیابی جامع‌تر، ضرورت دارد. مطالعه‌ی حاضر شامل برنامه‌ی گسترده‌ی عملیات آزمایشگاهی بر روی مدل‌های کوچک‌مقیاس و تحلیل المان‌محدود بر روی مدل‌های کوچک و بزرگ‌مقیاس پی دایره‌ای واقع بر ماسه‌ی محصور شده توسط لبه است. رفتار ظرفیت باربری، نشست و ضریب واکنش بستر پی‌های لبه‌دار با بررسی تأثیر پارامترهای مختلف هندسه‌ی پی و مشخصات خاک شامل قطر پی (B)، عمق لبه (D)، نسبت عمق لبه به قطر پی (D/B)، زبری سطوح فصل مشترک پی و خاک (δ) و دانسیته‌ی نسبی ماسه (R_d) مورد ارزیابی قرار گرفت.

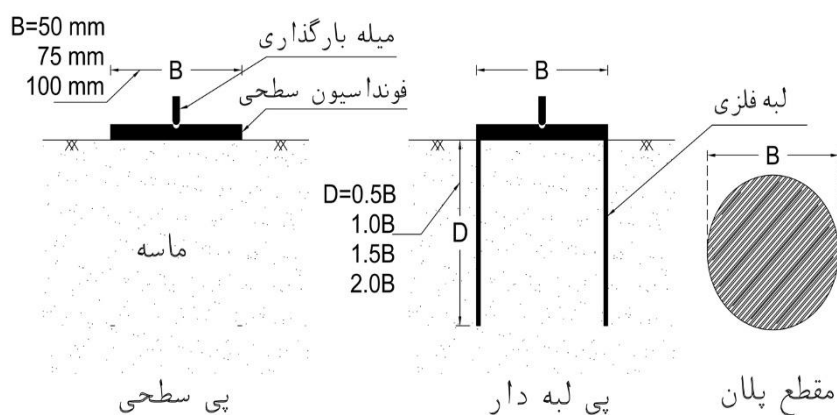
تحلیل حساسیت صورت گرفته و استناد بر مراجع مرتبط [29-31]؛ حداقل فاصله‌ی پی تا جداری جعبه و زیر لبه تا کف جعبه بایستی به ترتیب $2/5B$ و $3B$ باشد، سه نوع مدل پی با قطرهای ۵، ۷/۵ و ۱۰ cm مورد آزمایش قرار گرفت. برپایه‌ی اهداف پژوهش، مطابق شکل (۴)، چهار عمق مختلف لبه متناظر با نسبت‌های عمق لبه به قطر پی برابر با ۰/۵، ۱، ۱/۵ و ۲، برای بررسی پارامتر نسبت عمق لبه و مقایسه با نتایج مدل‌های پی سطحی در نظر گرفته شد. باتوجه به میزان کم زبری سطوح مدل‌های پی، به منظور افزایش زبری سطوح مدل‌ها و بررسی تأثیر میزان آن بر نتایج، با چسباندن دو نوع کاغذ سنباده با میزان زبری‌های مختلف بر سطوح پی، مدل‌های پی با سطوح زیر ایجاد شد. شکل (۵) تصاویری از انواع مدل‌های پی با سطوح صاف و زبری مورد استفاده در مدل‌سازی فیزیکی را نشان می‌دهد.

۲ و جابه‌جایی سنج با دقت اندازه‌گیری ۰/۰۱ mm به منظور اندازه‌گیری پاسخ نیرو- نشست مدل‌های پی استفاده شد. همچنین ثبت و انتقال داده‌ها از طریق دستگاه داده‌نگار (Data logger) ۱۶ کاناله‌ی متصل به رایانه انجام گرفت. مدل‌های فولادی پی شامل فونداسیون سطحی به ضخامت ۱۳ mm و لبه به ضخامت جداری ۳ mm هستند که با اتصال لبه‌ی پیرامونی به فونداسیون سطحی توسط تعدادی پیچ، سیستم پی لبه‌دار تشکیل شد.

ابعاد مدل‌های پی براساس ابعاد مخزن آزمایش و با در نظرگیری عدم تأثیر احتمالی شرایط مرزی (شکل مخزن و فواصل مدل از جداری مخزن) بر نتایج انتخاب شد. در این پژوهش با در نظرگیری فواصل مناسب مدل‌های پی از جداری مخزن، تأثیر شکل مخزن و شرایط مرزی بر نتایج به حداقل می‌رسد و نمی‌تواند بر مقادیر و روند نتایج اثرگذاری مهمی داشته باشد. بر مبنای



شکل ۳ تصاویری از دستگاه آزمایش مورد استفاده در مطالعه و جزئیات مختلف آن



شکل ۴ جزئیات مدل‌های آزمایشگاهی پی سطحی و لبه‌دار



شکل ۵ تصاویر مدل‌های پی لبه‌دار با ابعاد و زبری مختلف

جدول ۲ مشخصات ماسه‌ی مورد استفاده در مدل‌سازی فیزیکی

مقادیر	پارامتر
SP	نوع خاک (UCSC)
۱/۳۱	ضریب یکنواختی (C_u)
۱/۰۵	ضریب انحنای (C_c)
۲/۶۱	چگالی ویژه (G_s)
$۱۷/۴ \text{ kN/m}^3$	وزن واحد خشک حداکثر
$۱۴/۶ \text{ kN/m}^3$	وزن واحد خشک حداقل

پارامترهای مقاومت برشی ماسه برحسب سه نوع دانسیته‌ی نسبی مورد مطالعه، توسط آزمایش‌های برش

مشخصات مصالح

ماسه‌ی سیلیسی فیروزکوه با نام SP [32] و مشخصات دانه‌بندی مطابق جدول (۲)، به عنوان خاک بستر زیر پی در برنامه‌ی عملیات آزمایشگاهی استفاده شد. آزمایش‌های مدل‌های فیزیکی با مدل‌سازی سه میزان دانسیته‌ی نسبی ماسه برابر با مقادیر ۰/۵، ۰/۶۴ و ۰/۷۵ انجام گرفت که به ترتیب متناظر با وزن‌های واحد ۱۵/۹، ۱۶/۳ و $۱۶/۶ \text{ kN/m}^3$ هستند. به منظور رسیدن به مقادیر دانسیته‌ی نسبی مورد نظر در آزمایش‌ها، از روش متداول ریزش ماسه با کنترل نرخ و ارتفاع ریزش ثابت، استفاده شد [33-35].

درون و اطراف لبه تا رسیدن ارتفاع ماسه به تراز سطح فوقانی لبه ادامه یافت. سپس فونداسیون سطحی بر روی لبه قرار گرفت و توسط چهار عدد پیچ به لبه متصل شد. با تکمیل فرایند مدل سازی و استقرار مجموعه ی سیستم اندازه گیری و انتقال نیرو بر روی مدل، بارگذاری توسط جک هیدرولیکی و از طریق میله ی مخصوص انجام و داده های خروجی توسط داده نگار ثبت شد. با افزایش دقت در مراحل مختلف مدل سازی، دست خوردگی نمونه ی ساخته شده، کمترین میزان محتمل را داشت. در فرایند انجام پژوهش، تعدادی از آزمایش ها نیز تکرار شد. مقایسه ی نتایج پاسخ بار- نشست آزمایش های تکرار شده و تطابق خوب نتایج با یکدیگر، نشان دهنده ی دقت فرایند مراحل مختلف مدل سازی فیزیکی بود.

مدل سازی عددی

باتوجه به اهمیت پژوهش و بررسی روند نتایج مدل های بزرگ مقیاس، علاوه بر مدل سازی فیزیکی، تعدادی تحلیل عددی نیز توسط نرم افزار پلکسیس انجام گرفت. براساس مشخصات هندسه و بارگذاری متقارن مدل های پی دایره ای (شرایط تقارن محوری)، مدل سازی عددی توسط تحلیل دوبعدی انجام شد. از المان های مثلثی پانزده گرهی برای مدل سازی مصالح ماسه و شش گرهی برای مصالح پی و لبه استفاده شد.

به منظور بارگذاری مدل های پی، روش متداول جابه جایی کنترل با اعمال جابه جایی سطحی یکنواخت به شکل گسترده و به میزان درصدی از قطر پی، به کار گرفته شد. جزئیات ابعاد شبکه ی المان و فواصل مرزهای قائم و افقی از پی و لبه در شکل (۶) مشاهده می شود. انتخاب فواصل مناسب مدل ها در شرایط مرزی، می تواند باعث کاهش اثرگذاری جداره و شکل مخزن بر نتایج مدل سازی شود. به منظور شبیه سازی رفتار تنش- کرنش مصالح، مدل های رفتاری الاستیک خطی و الاستوپلاستیک سخت شونده (Hardening Soil Model) به ترتیب برای پی و ماسه در نظر گرفته شد.

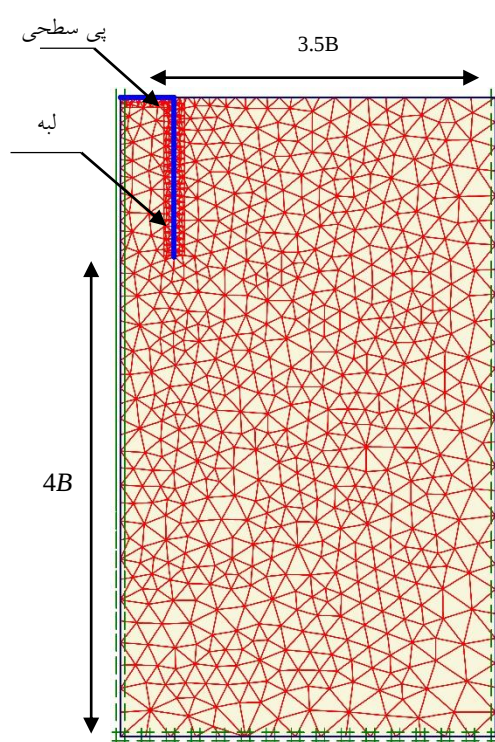
مستقیم و سه محوری اندازه گیری شد. برای دانسیته های نسبی کمتر، مقادیر زوایای اصطکاک داخلی ماسه توسط هر دو آزمایش تقریباً یکسان به دست آمد. در حالت ماسه ی متراکم و دانسیته ی بیشتر، نتایج آزمایش برش مستقیم، حدود ۲ تا ۴ درجه بیشتر از نتایج متناظر آزمایش سه محوری مشاهده شد. براساس پوش گسیختگی، متوسط زوایای اصطکاک داخلی ماسه (ϕ) به ازای سه دانسیته ی نسبی ۰/۵، ۰/۶۴ و ۰/۷۵، به ترتیب برابر با ۳۸، ۴۱ و ۴۳ درجه به دست آمد. هم چنین برای اندازه گیری میزان زبری سطوح مدل ها، مقادیر زوایای اصطکاک سطوح فصل مشترک مدل های پی به ازای زبری های مختلف با ماسه (δ) توسط دستگاه آزمایش برش مستقیم برپایه ی دانسیته ی نسبی ۰/۶۴ تعیین شد. براساس نتایج منحنی های پوش گسیختگی، میزان زوایای اصطکاک سطوح فصل مشترک مدل های با زبری مختلف با ماسه به ازای دانسیته ی نسبی ۰/۶۴، به طور متوسط حدود ۲۹، ۳۴ و ۳۷ درجه به دست آمد.

نحوه ی مدل سازی و انجام آزمایش ها

در فرایند مدل سازی فیزیکی، به منظور تهیه ی بستر یکنواخت و همگن ماسه از روش ریزش ماسه درون جعبه ی آزمایش استفاده شد. با انجام روغن کاری سطوح داخلی جعبه ی آزمایش به منظور کاهش تأثیر شرایط جداره بر نتایج مدل سازی، ماسه در لایه های ۵ سانتی متری از ارتفاع ثابت و نرخ ریزش یکنواخت به ازای دانسیته نسبی مشخص، ریخته شد. با تغییر ارتفاع و نرخ ریزش ماسه، میزان تراکم ماسه قابل تغییر است. در مراحل مختلف نمونه سازی، به منظور اطمینان از حصول دانسیته ی مورد نظر، با قرار دادن ظروف با حجم مشخص در نقاط مختلف جعبه، مقادیر دانسیته ی ماسه و صحت نمونه سازی کنترل شد.

با ریزش ماسه و رسیدن تراز بستر ماسه به عمق مورد نظر قرارگیری لبه، لبه ی پی در مرکز جعبه و به صورت قائم بر روی بستر ماسه قرار گرفته و بارش ماسه

تغییر شکل مدل بر نتایج، مدل‌های پی به صورت کاملاً صلب و فاقد تغییر شکل در نظر گرفته شد. در مدل‌سازی‌ها، سه نوع ماسه با دانسیته و زوایای اصطکاک داخلی و اتساع مختلف مطابق جدول (۳) مورد استفاده قرار گرفت. مقادیر مدول یانگ (E_{50}) ماسه به ازای دانسیته‌های مختلف توسط دستگاه آزمایش سه‌محوری تعیین و به علت کم بودن عمق مؤثر پی، به صورت ثابت در عمق در نظر گرفته شد. هم‌چنین مقادیر زوایای اتساع خاک (ψ)، برحسب نتایج نمودارهای تغییر حجم آزمایش‌های سه‌محوری و برش مستقیم تعیین شد که با مقادیر به دست آمده از رابطه‌ی ($\psi = \phi - 30^\circ$) دارای انطباق خوبی است. مطابق اهداف پژوهش، علاوه بر انجام تحلیل عددی بر روی مدل‌های کوچک مقیاس یکسان با ابعاد مدل‌های فیزیکی، تعدادی مدل با ابعاد بزرگ برابر با قطرهای ۱، ۲ و ۴ m نیز مدل‌سازی شد (شکل ۷). برای بارگذاری مدل‌های پی از روش جابه‌جایی کنترل و برای شبیه‌سازی میزان زبری سطوح فصل مشترک مدل‌های پی و ماسه، از ضرایب کاهش مقاومت $R_{inter} = \tan \delta / \tan \phi$ نسبت تانژانت زوایای اصطکاک سطوح زیر (δ) به تانژانت زوایای اصطکاک داخلی خاک (ϕ) به دست آمده از آزمایش برش مستقیم) مطابق جدول (۳) استفاده شد.

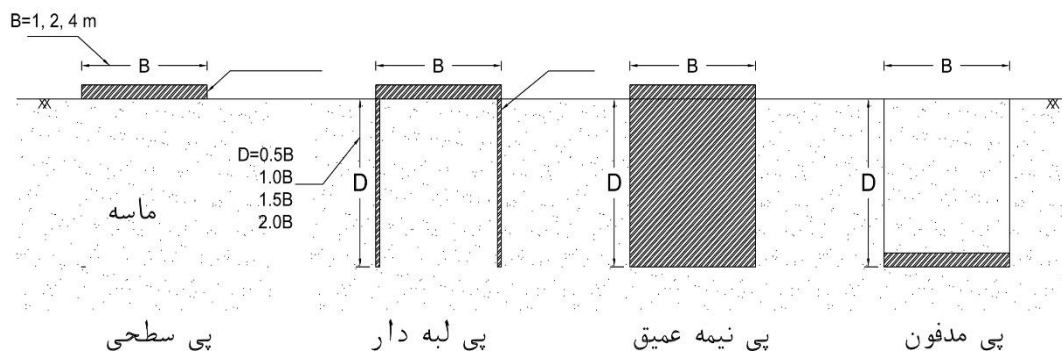


شکل ۶ جزئیات ابعاد شبکه‌ی المان و شرایط مرزی مدل‌سازی

مشخصات فیزیکی و مکانیکی مصالح پی و ماسه به صورت پارامترهای مختلف شامل وزن مخصوص، مدول یانگ، نسبت پواسون، زوایای اصطکاک داخلی، زوایای اتساع و ضریب کاهش مقاومت فصل مشترک در جدول (۳) ارائه شده است. به منظور عدم تأثیر میزان

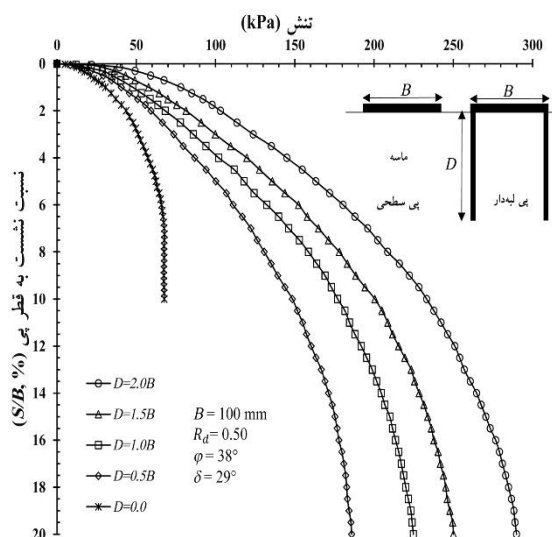
جدول ۳ مشخصات مصالح و پارامترهای مورد استفاده در تحلیل عددی

پارامتر	مدل تنش - کرنش	وزن مخصوص (kN/m^3)	نسبت پواسون	مدول یانگ (E_{50}) (kN/m^2)	زوایای اصطکاک داخلی (درجه)	زوایای اتساع (درجه)	ضریب کاهش مقاومت فصل مشترک (R_{inter})
ماسه (سه دانسیته‌ی نسبی)	سخت	۱۵/۹ ($R_d=0.5$)	۰/۳	۱۶۰۰۰	۳۸	۸	-
	شونده‌ی	۱۶/۳ ($R_d=0.64$)		۲۱۰۰۰	۴۱	۱۱	
	کرنشی	۱۶/۶ ($R_d=0.75$)		۲۴۰۰۰	۴۳	۱۳	
پی سطحی و لبه (فولاد)	الاستیک خطی	۷۸	۰/۳	$2/1 \times 10^4$	-	-	۰/۶-۰/۹
پی نیمه عمیق و مدفون (بتن)	الاستیک خطی	۲۲	۰/۲	2×10^7	-	-	۰/۶-۰/۹



شکل ۷ جزئیات انواع پی های مورد مطالعه در تحلیل عددی

مماس ها [36] استفاده شد. برای مدل های بزرگ مقیاس تحلیل عددی، با توجه به عدم مشاهده تنش حداکثر در منحنی های پی لبه دار و به منظور مقایسه نتایج مدل های پی سطحی و لبه دار، ظرفیت باربری نهایی مدل های پی لبه دار به عنوان تنش متناظر با نسبت نشست به قطر پی (S/B) برابر با ۱۰٪ که تقریباً یکسان با مقادیر متناظر تنش های نهایی مشاهده شده برای پی های سطحی است، در نظر گرفته شد [37]. نتایج ظرفیت باربری نهایی انواع مدل های پی لبه دار، نیمه عمیق و مدفون براساس مدل سازی های فیزیکی و عددی در جداول (۴) و (۵) ارائه شده است.



شکل ۸ نمونه تپ از منحنی های تنش- نشست مدل های پی

پی های نیمه عمیق پی هایی با حد وسط بین پی های سطحی و عمیق هستند که نسبت به پی های عمیق دارای قطرهای نسبتاً بزرگ و عمق کمتر هستند ($D/B < 10$). به منظور مقایسه عملکرد پی های لبه دار با پی های نیمه عمیق (Semi-deep) و مدفون (Embedded) در تراز لبه، تعدادی مدل سازی با قطر و عمق مشابه انجام گردید و نتایج مقایسه شد. شکل (۷) جزئیات و ابعاد انواع پی های سطحی، لبه دار، نیمه عمیق و مدفون مورد مطالعه توسط تحلیل عددی را نشان می دهد.

نتایج مدل سازی ها

نتایج آزمایش های مدل فیزیکی و شبیه سازی عددی جهت بررسی تأثیر وجود لبه زیر پی سطحی بر رفتار ظرفیت باربری و نشست پی های سطحی به صورت پاسخ تنش- نشست، مورد ارزیابی قرار گرفت. مقایسه نتایج نشان داد که استفاده از لبه، رفتار پی های سطحی را بهبود می بخشد و میزان بهبود با افزایش عمق لبه، افزایش می یابد. نتایج پی های لبه دار با مقادیر متناظر پی های نیمه عمیق و مدفون مقایسه شد. براساس روند مقایسه نتایج، عملکرد مناسب و خوب پی های لبه دار با اختلاف جزئی نسبت به پی های نیمه عمیق مشاهده می شود. شکل (۸) نمونه ای از پاسخ های تنش- نشست را به ازای مدل سازی فیزیکی نشان می دهد. به منظور تعیین ظرفیت باربری نهایی مدل های پی کوچک مقیاس، از روش تقاطع

جدول ۴ مقادیر ظرفیت باربری نهایی مدل‌های پی لبه‌دار براساس مدل‌سازی فیزیکی

B	۱۰۰ mm					۷۵ mm					۵۰ mm
δ	۲۹°			۳۴°	۳۷°	۲۹°			۳۴°	۳۷°	۲۹°
R_d	۰/۵	۰/۶۴	۰/۷۵	۰/۶۴	۰/۶۴	۰/۵	۰/۶۴	۰/۷۵	۰/۶۴	۰/۶۴	۰/۶۴
D/B	q_{ult} (kPa)										
۰	۵۷	۷۲	۹۳	۷۷	۷۹	۴۸	۵۶	۶۷	۶۳	۶۷	۴۶
۰/۵	۱۶۰	۱۷۴	۲۱۴	۲۰۲	۲۲۲	۱۳۲	۱۵۰	۱۷۳	۱۷۵	۱۹۱	۱۰۹
۱	۱۹۵	۲۱۸	۲۶۲	۲۴۶	۲۶۸	۱۵۸	۱۸۵	۲۰۸	۲۲۶	۲۴۵	۱۳۸
۱/۵	۲۲۳	۲۴۶	۳۰۰	۲۸۰	۳۰۷	۱۷۹	۲۱۲	۲۴۲	۲۵۵	۲۷۹	۱۶۳
۲	۲۶۵	۳۰۱	۳۶۱	۳۳۵	۳۶۰	۲۰۶	۲۴۹	۲۷۷	۲۸۹	۳۱۸	۱۹۱

جدول ۵ مقادیر ظرفیت باربری نهایی مدل‌های پی لبه‌دار، نیمه‌عمیق و مدفون براساس تحلیل عددی

q_{ult} (kPa)	B=۱۰۰ mm, $R_d = ۰/۵$						B=۱۰۰ mm, $R_d = ۰/۷۵$					
	$\delta = ۲۹^\circ$			$\delta = ۳۷^\circ$			$\delta = ۲۹^\circ$			$\delta = ۳۷^\circ$		
D/B	لبه‌دار	نیمه‌عمیق	مدفون	لبه‌دار	نیمه‌عمیق	مدفون	لبه‌دار	نیمه‌عمیق	مدفون	لبه‌دار	نیمه‌عمیق	مدفون
۰/۵	۱۶۰	۱۶۹	۱۶۳	۱۷۱	۱۸۴	۱۷۲	۲۲۷	۲۳۸	۲۲۹	۲۶۵	۲۸۰	۲۵۱
۱	۱۹۶	۲۱۲	۱۹۸	۲۱۹	۲۴۱	۲۱۳	۲۷۶	۲۹۶	۲۹۵	۳۵۶	۳۸۱	۳۲۲
۱/۵	۲۳۰	۲۵۱	۲۳۳	۲۶۷	۲۹۲	۲۵۰	۳۲۶	۳۵۹	۳۴۳	۴۱۸	۴۵۰	۳۸۰
۲	۲۷۴	۲۹۹	۲۷۷	۳۱۱	۳۴۵	۲۸۳	۳۹۰	۴۳۲	۴۰۸	۴۹۸	۵۴۸	۴۴۳
q_{ult} (kPa)	B=۱۰۰ mm, $R_d = ۰/۶۴$											
	$\delta = ۲۹^\circ$			$\delta = ۳۴^\circ$			$\delta = ۳۷^\circ$					
D/B	لبه‌دار	نیمه‌عمیق	مدفون	لبه‌دار	نیمه‌عمیق	مدفون	لبه‌دار	نیمه‌عمیق	مدفون			
۰/۵	۱۸۱	۱۹۳	۱۸۷	۱۹۹	۲۰۸	۱۹۵	۲۲۰	۲۳۰	۲۱۱			
۱	۲۲۷	۲۴۵	۲۳۱	۲۵۳	۲۶۸	۲۴۳	۲۸۱	۳۰۴	۲۵۷			
۱/۵	۲۶۹	۲۹۲	۲۷۹	۲۹۵	۳۲۰	۲۸۲	۳۳۸	۳۷۲	۳۰۵			
۲	۳۱۷	۳۴۳	۳۲۲	۳۵۷	۳۸۶	۳۳۷	۴۰۱	۴۳۶	۳۵۹			

جهت کمی‌سازی عملکرد پی‌های لبه‌دار نسبت به پی‌های سطحی، پارامترهای بی‌بعد نسبت ظرفیت باربری (Bearing capacity ratio (BCR)) و ضریب کاهش نشست (Settlement reduction factor (SRF)) نسبت به‌صورت حاصل تقسیم مقادیر ظرفیت باربری و نشست پی‌های لبه‌دار (q_{sk} , S_{sk})، به مقادیر متناظر پی‌های سطحی (q_{su} , S_{su})، مطابق رابطه‌ی (۲) تعریف شد. در محاسبات مربوط به نسبت نشست میان مدل‌های پی لبه‌دار و سطحی، مقادیر نشست پی‌ها در تراز تنش برابر با نصف ظرفیت باربری پی سطحی ($۰/۵ q_{su}$)، مدنظر قرار گرفت. هم‌چنین برای بررسی تأثیر لبه بر ضریب واکنش بستر، نسبت ضریب واکنش بستر (Subgrade Reaction)

نسبت ضریب واکنش بستر (Subgrade Reaction) را به‌صورت حاصل تقسیم ضریب واکنش بستر لبه‌دار (R_{dsk}) بر ضریب واکنش بستر سطحی (R_{dsu}) تعریف می‌کنیم. در این رابطه، R_{dsk} و R_{dsu} به‌ترتیب ضریب واکنش بستر لبه‌دار و سطحی را نشان می‌دهند. در این مطالعه، ضریب واکنش بستر لبه‌دار و سطحی به‌ترتیب ۰/۵ و ۰/۷۵ در نظر گرفته شد. در این مطالعه، ضریب واکنش بستر لبه‌دار و سطحی به‌ترتیب ۰/۵ و ۰/۷۵ در نظر گرفته شد.

بررسی اثر عمق لبه بر عملکرد پی‌های لبه‌دار مطالعه شد و نتایج با مقادیر متناظر پی‌های سطحی برحسب پارامترهای بی‌بعد BCR، SRF و SRMR مقایسه گردید. نتایج نسبت ظرفیت باربری به‌ازای مدل‌های مختلف کوچک و بزرگ‌مقیاس در شکل (۹) ارائه شده‌است. ملاحظه می‌شود که به‌ازای همه‌ی مدل‌های پی با افزایش عمق لبه، مقادیر ظرفیت باربری به‌طور قابل‌توجهی افزایش یافته‌است. علی‌رغم تفاوت در شکل منحنی‌های تنش-نشست و مقادیر ظرفیت باربری نهایی مدل‌های کوچک و بزرگ‌مقیاس، روند کیفی مقادیر BCR یکسان مشاهده شد.

مقایسه‌ی کمی نتایج BCR نشان می‌دهد که مقادیر بهبود ظرفیت باربری مدل‌های بزرگ‌مقیاس، در محدوده‌ی ۱/۷۳ تا ۳/۳۴ است، در صورتی‌که مقادیر متناظر برای مدل‌های کوچک‌مقیاس در محدوده‌ی ۲/۳۱ تا ۴/۹۵ برابر است و این بیانگر میزان بهبود نسبتاً کمتر مدل‌های بزرگ‌مقیاس نسبت به مدل‌های کوچک‌مقیاس است. دلیل اختلاف می‌تواند به تفاوت در منحنی‌های تنش-نشست و نوع روش تعیین ظرفیت باربری نهایی دو نوع مدل نسبت داده شود؛ میزان نسبت نشست متناظر با تنش نهایی در مدل‌های کوچک‌مقیاس تحلیل فیزیکی و عددی به‌طور متوسط حدود ۱۴٪ مشاهده شد، درحالی‌که برای مدل‌های بزرگ‌مقیاس به‌دلیل عدم مشاهده‌ی تنش حداکثر، مقادیر ظرفیت باربری نهایی متناظر با نسبت‌های نشست ۱۰٪ قطر پی در نظر گرفته شد. با توجه به اختلاف در مقادیر نسبت تنش متناظر با ظرفیت باربری نهایی مدل‌های پی کوچک و بزرگ‌مقیاس و روند منحنی‌های تنش-نشست، وجود اختلاف در مقادیر BCR مدل‌های پی با ابعاد مختلف، بدیهی و توجیه‌پذیر است.

(Modulus Ratio (SRMR) مطابق رابطه‌ی (۲)، به‌صورت نسبت‌های ضریب واکنش بستر پی‌های لبه‌دار (k_{sk}) به مقادیر متناظر پی‌های سطحی (k_{su})، ارزیابی شد. قابل ذکر است که مقادیر ضریب واکنش بستر (k_s)، برای مدل‌های مختلف پی از نسبت تقسیم ظرفیت باربری (q) بر میزان نشست متناظر (s) به‌دست آمده‌است و به‌عنوان ضریب فنریت در مدل‌سازی پی‌ها و اندرکنش خاک-سازه استفاده می‌شود.

$$BCR = \frac{q_{sk}}{q_{su}}, SRF = \frac{s_{sk}}{s_{su}}, SRMR = \frac{k_{sk}}{k_{su}} \quad (2)$$

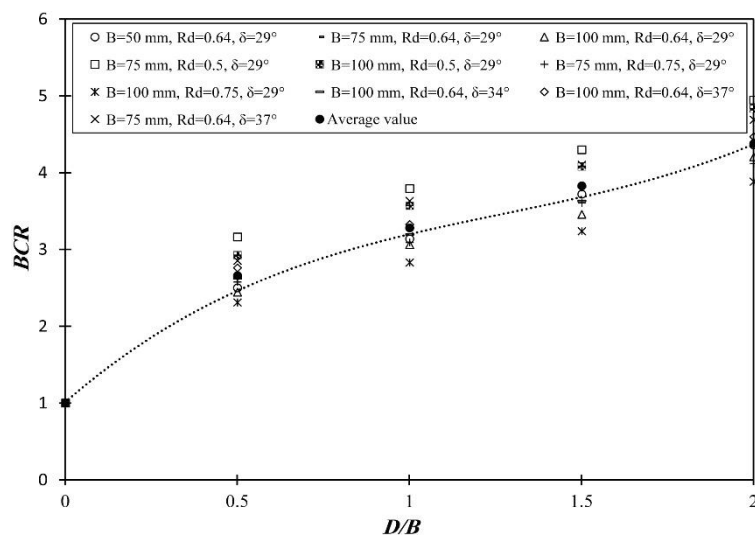
مجموعه‌ای از نمودارهای بدون بعد برحسب تغییرات نسبت ظرفیت باربری، نسبت نشست و نسبت ضریب واکنش بستر برای تخمین میزان ظرفیت باربری، نشست و ضریب واکنش بستر پی‌های لبه‌دار واقع بر ماسه تهیه و توسعه یافته‌است. با توجه به این‌که زوایای اصطکاک داخلی ماسه معمولاً بدون مشخص کردن محدوده‌ی تنش نرمال مؤثر مورد استفاده در آزمایش‌ها ارائه می‌شود، بنابراین در نمودارهای ارائه‌شده، به‌منظور انعکاس تأثیر مقاومت برشی ماسه، از مقادیر دانسیته‌های نسبی به‌جای زوایای اصطکاک داخلی ماسه استفاده شده‌است.

تحلیل، بحث و بررسی نتایج

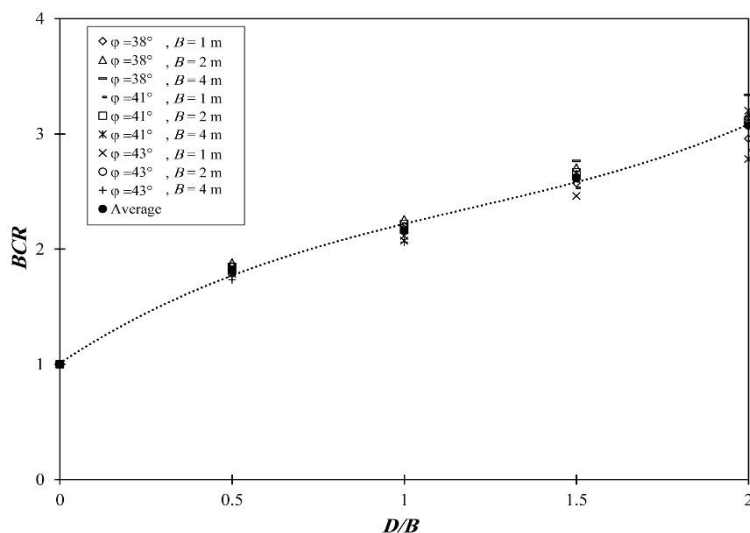
نتایج کلی تحلیل مدل‌های کوچک و بزرگ‌مقیاس پی‌های لبه‌دار، بیانگر افزایش قابل‌توجه ظرفیت باربری، کاهش نشست و بهبود ضریب واکنش بستر پی‌های سطحی ناشی از حضور لبه است. در این بخش تأثیر هر یک از پارامترهای نسبت عمق لبه، قطر پی، زبری سطوح لبه و دانسیته‌ی نسبی ماسه بر میزان بهبود عملکرد پی‌های لبه‌دار تحلیل شده‌است و میزان کارایی پی‌های لبه‌دار نسبت به پی‌های نیمه‌عمیق و مدفون بررسی می‌شود.

بررسی تأثیر نسبت عمق لبه به قطر پی

نسبت‌های مختلف عمق لبه به قطر پی (D/B)، به‌منظور



(الف)



(ب)

شکل ۹ تغییرات نسبت ظرفیت باربری در برابر نسبت عمق لبه: (الف) مدل‌های کوچک مقیاس، (ب) مدل‌های بزرگ مقیاس

نشست با نسبت عمق D/B ، دارای تناسب مستقیمی است. روند کاهش نشست به‌ازای همه‌ی پارامترها، علی‌رغم وجود اختلاف جزئی در مقادیر SRF، تقریباً مشابه است؛ به‌طوری‌که مقادیر ضریب کاهش نشست در محدوده‌ی ۰/۰۸ تا ۰/۶۴ به‌دست آمد. تحلیل نتایج نشان داد که با افزایش عمق لبه زیر مدل‌های پی، میزان نشست پی‌های سطحی به‌طور متوسط حداقل ۴۴٪ و حداکثر ۸۸٪ کاهش یافته‌است. میزان کارآمدی لبه‌ی زیر پی

باتوجه به محدودیت ظرفیت باربری پی‌های سطحی واقع بر خاک‌های نشست‌پذیر به‌دلیل نشست‌های بیش از حد، استفاده از لبه برای کاهش نشست می‌تواند مفید و کارآمد باشد. تأثیر حضور لبه بر میزان کاهش نشست مدل‌های پی سطحی برحسب تغییرات مقادیر SRF در شکل (۱۰) ارائه شده‌است.

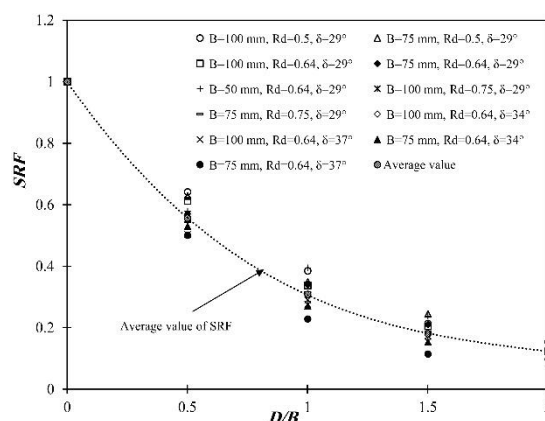
مشاهده می‌شود که وجود لبه، نشست پی سطحی را به‌طور قابل‌توجهی کاهش می‌دهد و میزان کاهش

عملکرد پی لبه دار بررسی شد. تغییرات نسبت ظرفیت باربری برحسب دانسیته ی نسبی در شکل (۱۱-الف) ارائه شده است. از روند نتایج مشاهده می شود که کارآمدی و تأثیر حضور لبه در زیر پی های واقع بر ماسه با دانسیته ی نسبی کمتر، بیشتر است؛ به عبارت دیگر، بهبود در مقادیر BCR با کاهش دانسیته ی نسبی ماسه افزایش می یابد. تحلیل نتایج نشان داد که مقادیر بهبود ظرفیت باربری پی های لبه دار به ازای دانسیته ی نسبی ۵۰٪ نسبت به مقدار ۷۵٪، به طور متوسط حدود ۲۴٪ افزایش دارد که بیانگر پتانسیل بیشتر بهبود عملکرد لبه در خاک ماسه ای با تراکم سست تا متوسط است.

بررسی تأثیر دانسیته ی نسبی بر مقادیر کاهش نشست برحسب ضریب کاهش نشست نشان می دهد که میزان کاهش نشست متناسب با دانسیته ی نسبی ماسه است و با افزایش مقدار دانسیته، مقادیر SRF بیشتری دارد. به طور نمونه، با افزایش دانسیته ی نسبی از مقدار ۵۰٪ به ۷۵٪، مقادیر SRF به طور متوسط حدود ۲۶٪ بهبود داشته و باعث کاهش بیشتر نشست مدل های پی لبه دار نسبت به پی سطحی شده است.

به منظور ارزیابی میزان تأثیر زبری سطوح پی و لبه بر عملکرد و کارآمدی پی های لبه دار و مقایسه با مصالح بتن مورد استفاده در عملیات اجرایی پی ها، سه میزان زبری متفاوت، برحسب زاویه ی اصطکاک فصل مشترک (δ) برابر با ۲۹°، ۳۴°، ۳۷° به ازای مدل سازی های فیزیکی و ضریب کاهش مقاومت $R_{inter} = 0.7 - 0.9$ برای تحلیل عددی در نظر گرفته شد. شکل (۱۱-ب) تغییرات مقادیر BCR را به ازای زبری های مختلف نشان می دهد که بیانگر بهبود عملکرد پی های لبه دار از نظر افزایش ظرفیت باربری و کاهش نشست، با افزایش میزان زبری سطوح تماس پی با ماسه است؛ براساس تحلیل نتایج، متوسط بهبود ظرفیت باربری و کاهش نشست با افزایش زبری سطوح نسبت به حالت صاف، به ترتیب حدود ۱۱٪ و ۲۹٪ به دست آمد.

سطحی علاوه بر افزایش ظرفیت باربری، در قابلیت کاهش نشست قابل توجه پی نیز به وضوح مشاهده می شود. به طوری که استفاده از پی های لبه دار در خاک های ضعیف، رفع محدودیت پی های سطحی را به لحاظ ملزومات باربری و نشست توجیه می کند.



شکل ۱۰ تغییرات ضریب کاهش نشست در برابر عمق لبه

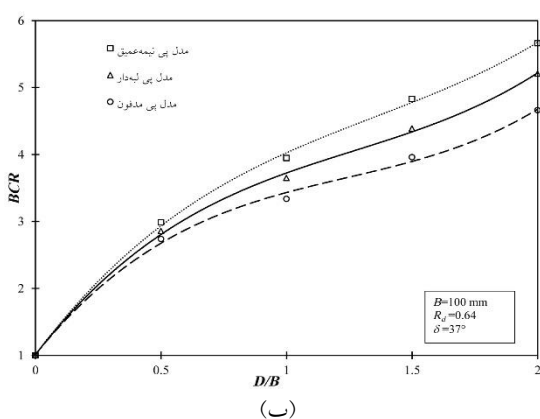
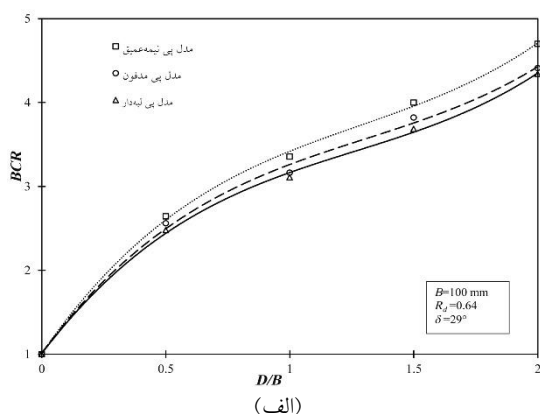
برپایه ی افزایش میزان ظرفیت باربری و کاهش نشست پی های سطحی ناشی از لبه و همچنین وجود رابطه ی تئوری میان ظرفیت باربری، نشست و ضریب واکنش بستر؛ تغییرات مقادیر نسبت ضریب واکنش بستر SRMR، به دست آمد. نتایج نشان داد که ضریب واکنش بستر مدل های پی لبه دار متناسب با افزایش نسبت عمق لبه و نسبت نشست، به میزان قابل ملاحظه ای افزایش می یابد؛ به طوری که صرف نظر از پارامترهای مختلف و به ازای نسبت های نشست تا ۲۰٪، مقادیر بهبود در محدوده ی ۱/۸ تا ۵/۲ برابر مقادیر متناظر پی های سطحی به دست آمده است.

بررسی تأثیر دانسیته ی نسبی ماسه و زبری سطوح لبه

دانسیته ی خاک یکی از پارامترهایی است که معمولاً در میزان ظرفیت باربری و نشست پی ها نقش مهمی را ایفا می کند. به همین منظور برای ارزیابی اثر دانسیته ی نسبی ماسه، تأثیر سه نوع دانسیته ی نسبی ۵۰٪، ۶۴٪ و ۷۵٪ بر

به‌طور متوسط بین ۱۰٪ تا ۱۵٪ بیشتر از پی‌های لبه‌دار است.

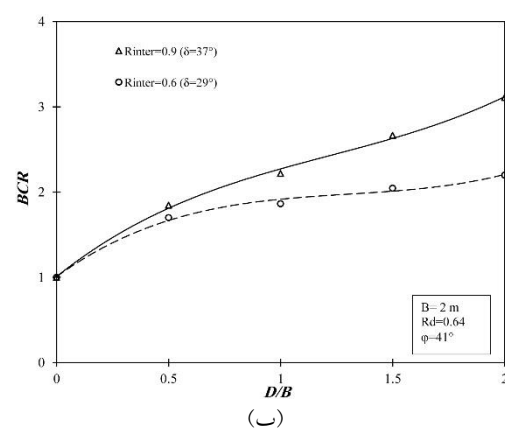
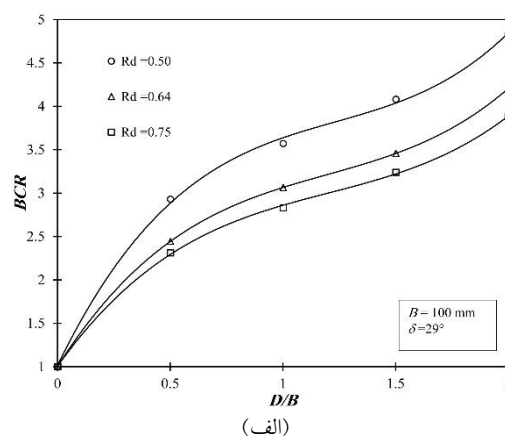
مقایسه‌ی نتایج BCR به‌دست‌آمده از تحلیل عددی به‌ازای مدل‌های پی لبه‌دار و نیمه‌عمیق در شکل (۱۲) ارائه شده‌است. ملاحظه می‌شود که مقادیر ظرفیت باربری نهایی پی‌های نیمه‌عمیق به‌طور متوسط حدود ۷/۵٪ بیشتر از مقادیر پی‌های لبه‌دار به‌دست آمده‌است که بیانگر عملکرد نزدیک پی‌های لبه‌دار نسبت به پی‌های نیمه‌عمیق است. در تفسیر عملکرد نزدیک پی‌های لبه‌دار و نیمه‌عمیق می‌توان گفت که با محصورسازی جانبی ماسه توسط لبه و افزایش عمق مؤثر پی، مکانیزم گسیختگی سطحی پی‌های سطحی متناسب با افزایش عمق لبه، عمیق‌تر می‌شود و همانند پی‌های نیمه‌عمیق، بار در تراز نوک لبه به خاک انتقال داده می‌شود.



شکل ۱۲ مقایسه‌ی تغییرات نسبت ظرفیت باربری مدل‌های پی

لبه‌دار، نیمه‌عمیق و مدفون: الف) $\delta=29^\circ$ ب) $\delta=37^\circ$

باوجود این‌که یکی از روش‌های متداول جهت



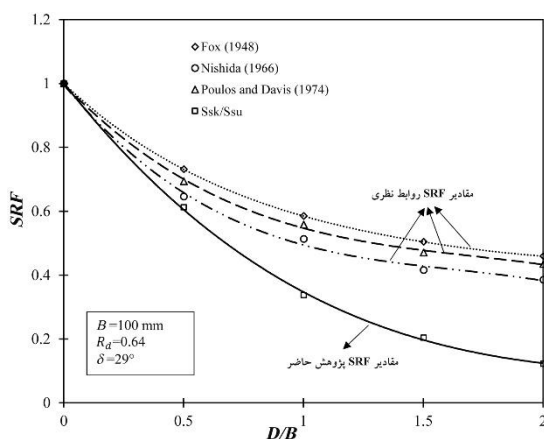
شکل ۱۱ تغییرات نسبت ظرفیت باربری مدل‌های پی لبه‌دار: الف) تأثیر دانسیته‌ی نسبی ماسه، ب) تأثیر میزان زبری سطوح

مقایسه‌ی رفتار پی‌های لبه‌دار با نیمه‌عمیق و

مدفون

یکی از اهداف اصلی این پژوهش، مقایسه‌ی عملکرد پی‌های لبه‌دار نسبت به سایر انواع پی‌های سطحی، نیمه‌عمیق و مدفون است. به‌منظور ارزیابی میزان کارایی پی‌های لبه‌دار نسبت به پی‌های نیمه‌عمیق، نتایج آزمایشگاهی مدل‌های پی لبه‌دار به‌لحاظ ظرفیت باربری با نتایج متناظر روابط نظری پی‌های نیمه‌عمیق و هم‌چنین نتایج مدل‌سازی عددی مقایسه شد. برای تخمین مقادیر ظرفیت باربری پی‌های نیمه‌عمیق از روابط پیشنهادی محققان مختلف برای این نوع پی‌ها [8, 38-40]، استفاده شد و با نتایج متناظر مدل‌های فیزیکی پی‌های لبه‌دار مورد مقایسه قرار گرفت. ارزیابی نتایج نشان داد که مقادیر ظرفیت باربری پی‌های نیمه‌عمیق با عمق و قطر یکسان،

اعماق متناظر با نسبت عمق D/B ، از طریق ضرایب اصلاحی نشست پیشنهاد شده توسط محققان مختلف [41-43]، مطابق شکل (۱۳) مقایسه شد.



شکل ۱۳ مقایسه‌ی ضریب کاهش نشست پی‌های لبه‌دار و سطحی مدفون برپایه‌ی نتایج مدل‌سازی فیزیکی و روابط نظری

از روند منحنی‌ها ملاحظه می‌شود که پی‌های لبه‌دار به‌ازای هم‌ی نسبت‌های عمق لبه، مقادیر نشست پی‌های سطحی را نسبت به پی‌های مدفون، بیشتر کاهش می‌دهند. اختلاف میزان کاهش نشست برای دو نوع پی، به‌ازای نسبت‌های کمتر عمق لبه، حداقل میزان بوده و با افزایش عمق لبه، عملکرد لبه در قابلیت کاهش نشست بهتر شده‌است؛ بنابراین استفاده از لبه در زیر پی‌های سطحی که منجر به افزایش عمق مؤثر پی می‌شود، درمقایسه با افزایش عمق مدفون پی دارای عملکرد بهتری به‌لحاظ کاهش نشست است که بیانگر سودمندی و مزیت پی‌های لبه‌دار در میزان کاهش نشست نسبت به پی‌های سطحی مدفون است.

در حالت کلی، پی‌های لبه‌دار درمقایسه با پی‌های نیمه‌عمیق و سطحی مدفون، به‌لحاظ افزایش ظرفیت باربری و کاهش نشست دارای عملکرد خوبی هستند.

مقایسه‌ی نتایج

به‌منظور بررسی صحت و دقت نتایج آزمایش‌های مدل

بهبود ظرفیت باربری و نشست پی‌های سطحی، افزایش سربار از طریق افزایش عمق مدفون پی‌ها است، با این حال به‌علت محدودیت‌های اجرایی هم‌چون نیاز به گودبرداری، استفاده از لبه در زیر پی‌های سطحی به‌عنوان جایگزین پی‌های مدفون اهمیت بیشتری یافته‌است. بنابراین مقایسه‌ی عملکرد دو نوع پی می‌تواند میزان کارآمدی پی‌های لبه‌دار را نسبت به پی‌های سطحی مدفون مشخص نماید.

نتایج BCR پی‌های لبه‌دار و سطحی مدفون در تراز لبه، مطابق شکل (۱۲) مقایسه شده‌است. مشاهده می‌شود که علی‌رغم مشابهت روند منحنی‌ها، مقادیر ظرفیت باربری مدل‌های پی لبه‌دار نسبت به پی مدفون برحسب میزان زبری سطوح مدل‌ها متغیر است. مقایسه‌ی کمی نتایج نشان داد که مقادیر ظرفیت باربری مدل‌های پی لبه‌دار با سطوح زبری بیشتر، به‌طور متوسط حدود ۸٪ بیشتر از مقادیر متناظر پی‌های مدفون است که عملکرد خوب و قابل قبول پی‌های لبه‌دار با سطوح زبر را نسبت به پی‌های مدفون منعکس می‌کند.

برای مدل‌های با سطوح صاف، ظرفیت باربری پی‌های لبه‌دار حدود ۲۰٪ کمتر از مقادیر متناظر پی‌های مدفون به‌دست آمد. میزان اختلاف در نتایج باربری دو نوع مدل پی، با افزایش میزان زبری سطوح پی، دانسته‌ی نسبی ماسه و نسبت عمق لبه به قطر پی افزایش می‌یابد، بنابراین می‌توان اذعان نمود که عملکرد پی‌های لبه‌دار درمقایسه با پی‌های مدفون، به‌مقدار زیادی وابسته به میزان زبری سطوح لبه است؛ با افزایش زبری، میزان باربری پی‌های لبه‌دار نسبت به پی‌های مدفون بهتر می‌شود و با کاهش زبری، باربری کاهش می‌یابد.

باتوجه به نتایج کاهش مقادیر نشست پی‌های سطحی ناشی از وجود لبه در زیر پی، عملکرد مدل‌های پی لبه‌دار از نظر پتانسیل میزان کاهش نشست نسبت به پی مدفون در تراز متناظر با نوک لبه، بررسی و مقایسه شد؛ مقادیر نشست مدل‌های پی لبه‌دار برحسب ضریب کاهش نشست، با مقادیر نشست پی سطحی مدفون در

دانشیه‌ی نسبی ماسه ۰/۴۴٪، در حدود ۲/۲ تا ۵/۶ به‌دست آمده‌است [21-22]. هم‌چنین ارزیابی و مطالعه‌ی رفتار مدل‌های پی مربعی به‌عرض ۱۰ cm واقع بر ماسه با دانشیه‌ی نسبی ۰/۶۴٪ توسط مدل‌سازی فیزیکی، افزایش مقادیر ظرفیت باربری را در محدوده‌ی ۱/۴۱ تا ۴/۶۴ نشان داد [14].

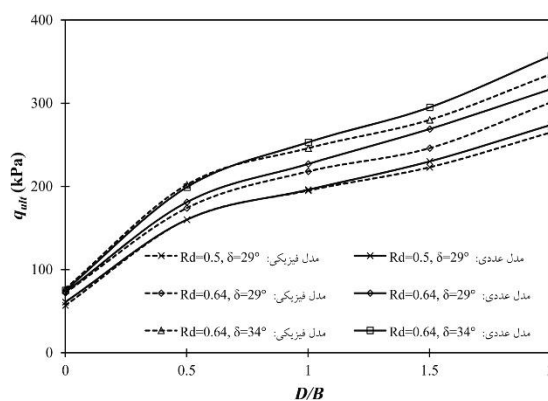
باتوجه به روند نتایج می‌توان گفت که دلایل اختلاف موجود در نتایج، نیاز به بررسی و تحقیق بیشتری دارد؛ با این وجود، اختلاف در نتایج گزارش شده می‌تواند به تفاوت‌های موجود در شرایط انجام آزمایش‌ها، ابعاد مدل‌های پی، مقادیر پارامترها و جنس مصالح مورد استفاده برای مدل‌ها نسبت داده شود. به‌عنوان نمونه، جنس مصالح مورد استفاده برای مدل پی و لبه، توسط محققان مختلف متفاوت است و یکسان نیست که این موضوع منجر به تفاوت در صلبیت مدل‌ها و تناقض در نتایج تنش-نشست پی‌ها می‌شود. هم‌چنین تفاوت در دانشیه‌ی نسبی ماسه، زبری سطوح مدل‌ها و نوع روش تعیین مقادیر ظرفیت باربری نهایی، می‌تواند از دیگر دلایل اختلاف در نتایج مطالعه‌های مشابه باشد. به‌طور کلی، دلایل واقعی اختلاف نتایج محققان مختلف و هم‌چنین میزان سهم هرکدام از علل مذکور، نیاز به تحقیق و بررسی بیشتر و جامع‌تری دارد.

نتیجه‌گیری

در این پژوهش مجموعه‌ای از آزمایش‌های فیزیکی و تحلیل‌های عددی به‌منظور مطالعه‌ی تأثیر وجود لبه در زیر پی‌های سطحی به‌لحاظ میزان بهبود ظرفیت باربری و کاهش نشست، انجام شد. تأثیر پارامترهای مختلف قطر پی، نسبت عمق لبه به قطر پی، میزان زبری سطوح مدل و دانشیه‌ی نسبی خاک بر رفتار پی‌های لبه‌دار بررسی شد. از مهم‌ترین نتایج پژوهش، می‌توان به‌طور خلاصه به موارد ذیل اشاره نمود؛

۱. محصورسازی جانبی ماسه ناشی از حضور لبه پیرامون پی سطحی، باعث افزایش مقادیر ظرفیت باربری پی

فیزیکی و تحلیل عددی و هم‌چنین بررسی میزان تطابق نتایج، ظرفیت باربری نهایی مدل‌های پی کوچک‌مقیاس اندازه‌گیری شده توسط مدل‌سازی فیزیکی و عددی، مطابق شکل (۱۴) مورد مقایسه قرار گرفت. نتایج نشان داد که روند منحنی‌ها و مقادیر کمی ظرفیت باربری با اختلاف جزئی و ناچیز، دارای تطابق قابل قبول و خوبی هستند. براساس مقایسه‌ی نتایج، میزان ظرفیت باربری نهایی تحلیل عددی به‌طور متوسط حدود ۴٪ بیشتر از مقادیر متناظر مدل‌های آزمایشگاهی به‌دست آمد.



شکل ۱۴ مقایسه‌ی ظرفیت باربری نهایی مدل‌های کوچک‌مقیاس پی لبه‌دار اندازه‌گیری شده توسط مدل‌سازی فیزیکی و عددی

هم‌چنین مقایسه‌ی نتایج نسبت ظرفیت باربری پی‌های لبه‌دار در این پژوهش با نتایج متناظر مطالعات مشابه، وجود تفاوت‌هایی در مقادیر بهبود ظرفیت باربری ناشی از حضور لبه در زیر پی سطحی را نشان داد؛ به‌عنوان نمونه، براساس نتایج انجام آزمایش فیزیکی بر روی مدل‌های پی به‌قطر ۷/۵ cm و لبه‌ی استوانه‌ای از جنس پلیمر واقع بر بستر ماسه با دانشیه‌ی نسبی ۰/۷۶٪ [18]، مقدار بهبود نسبت ظرفیت باربری را به‌ازای نسبت عمق ۲، حدود ۱۰ گزارش داده‌است که به‌طور قابل توجهی بیشتر از مقادیر اندازه‌گیری شده در این تحقیق است.

براساس مدل‌سازی فیزیکی و عددی انجام گرفته در مطالعه مشابه دیگری، میزان بهبود در مقادیر ظرفیت باربری برای مدل‌های پی مربعی به‌عرض ۱۲ cm و

۵. مقادیر بهبود رفتار پی های لبه دار، با افزایش میزان زبری سطوح پی و لبه، افزایش می یابد.
۶. براساس مقایسه ی نتایج تحلیل عددی مدل های پی لبه دار و پی نیمه عمیق، مقادیر ظرفیت باربری نهایی پی های لبه دار نزدیک به مقادیر متناظر پی های نیمه عمیق مشاهده شد.
۷. عملکرد پی های لبه دار درمقایسه با پی های مدفون، به مقدار زیادی وابسته به میزان زبری سطوح لبه است؛ با افزایش زبری سطوح، میزان ظرفیت باربری پی های لبه دار نسبت به پی های مدفون افزایش، و با کاهش زبری، کاهش می یابد.
۸. مقایسه ی نتایج مدل های پی لبه دار با نتایج متناظر پی های نیمه عمیق و مدفون نشان داد که لبه با انتقال بارهای سازه به اعماق پایین تر و بهبود عملکرد باربری و نشست، می تواند به عنوان روش مناسب درجهت تقویت و به سازی پی در نظر گرفته شود.
- می شود. بسته به پارامترهای مختلف، نسبت ظرفیت باربری به ازای مدل های فیزیکی کوچک مقیاس در محدوده ی $\frac{2}{31}$ تا $\frac{4}{95}$ به دست آمد.
۲. وجود لبه پیرامون پی سطحی، پاسخ تنش- نشست را تغییر می دهد و همراه با افزایش مقادیر ظرفیت باربری، نشست پی را به طور قابل توجهی کاهش می دهد. حداکثر کاهش نشست در حدود ۹۲٪ به دست آمد.
۳. استفاده از لبه، ضریب واکنش بستر مدل های پی سطحی دایره ای واقع بر بستر ماسه را متناسب با افزایش نسبت نشست، افزایش می دهد.
۴. بهبود در نسبت ظرفیت باربری با کاهش دانسیته ی نسبی ماسه افزایش می یابد. به عبارت دیگر، بیشترین کارایی پی های لبه دار از نظر بهبود ظرفیت باربری، در خاک های ماسه ای سست و با تراکم متوسط حاصل شد.

مراجع

1. Binquet, J., and Lee, K. L., "Bearing Capacity Analysis of Reinforced Earth Slabs", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 101, Pp. 201-224, (1975).
2. Consoli, N.C., Prietto, P.D., and Ulbrich, L.A., "Influence of Fiber and Cement Addition on Behavior of Sandy Soil", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 124, No. 12, Pp. 1211-1214, (1998).
3. Dash, S., Rajagopal, K., and Krishnaswamy, N., "Performance of Different Geosynthetic Reinforcement Materials in Sand Foundations", *Geosynthetics International*, Vol. 11, No. 1, Pp. 35-42, (2004).
4. Mayne, P.W., Jones, J.S., and Dumas, J.C., "Ground Response to Dynamic Compaction", *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 110, No. 6, Pp. 757-774, (1984).
5. Zadroga, B., "Bearing Capacity of Shallow Foundations on Noncohesive Soils", *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 120, No. 11, Pp. 1991-2008, (1994).
6. Eslami, A., and Fellenius, B.H., "Pile Capacity by Direct CPT and CPTu Methods Applied to 102 Case Histories", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 34, No. 6, Pp. 886-904, (1997).
7. Eslami, A., Valikhah, F., Veiskarami, M., and Salehi, M., "CPT-Based Investigation for Pile Toe and Shaft Resistances Distribution", *Geotechnical and Geological Engineering*, Vol. 35, No. 6, Pp. 2891-

- 2905, (2017).
8. Meyerhof, G. G., "Some Recent Research on the Bearing Capacity of Foundations", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 1, No. 1, Pp. 16-26, (1963).
 9. Vesic, A. B., "Bearing Capacity of Deep Foundations in Sand", *Highway Research Record*, Vol. 39, Pp. 112-53, (1963).
 10. Gourvenec, S., and Randolph, M. F., "Consolidation Beneath Circular Skirted Foundations", *International Journal of Geomechanics*, Vol. 10, No. 1, Pp. 22-29, (2010).
 11. Rezazadeh, S., and Eslami, A., "Bearing Capacity of Semi-deep Skirted Foundations on Clay Using Stress Characteristics and Finite Element Analyses", *Marine Georesources & Geotechnology*, Vol. 36, No. 6, Pp. 625-639, (2018).
 12. Esmaeili, K., Eslami, A., and Rezazadeh, S., "Semi-deep Skirted Foundations and Numerical Solution to Evaluate Bearing Capacity", *Open Journal of Geology*, Vol. 8, Pp. 623-640, (2018).
 13. Yun, G., and Bransby, M., "The Undrained Vertical Bearing Capacity of Skirted Foundations", *Soils and Foundations*, Vol. 47, No. 3, Pp. 493-505, (2007).
 14. Al-Aghbari, M., and Dutta, R., "Performance of Square Footing with Structural Skirt Resting on Sand", *Geomechanics and Geoengineering: An International Journal*, Vol. 3, No. 4, Pp. 271-277, (2008).
 15. Al-Aghbari, M., and Mohamedzein, Y. E., "Bearing Capacity of Strip Foundations with Structural Skirts", *Geotechnical & Geological Engineering*, Vol. 22, No. 1, Pp. 43-57, (2004).
 16. Al-Aghbari, M., and Mohamedzein, Y. E., "Improving the Performance of Circular Foundations Using Structural Skirts", *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Ground Improvement*, Vol. 10, No. 3, Pp. 125-132, (2006).
 17. Villalobos, F., "Bearing Capacity of Skirted Foundations in Sand", in: *VI Congreso Chileno de Geotecnia*, SOCHIGE, Valparaiso, Pp. 1-14, (2007).
 18. El Sawwaf, M., and Nazer, A., "Behavior of Circular Footings Resting on Confined Granular Soil", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 131, No. 3, Pp. 359-366, (2005).
 19. Golmoghani-Ebrahimi, S., and Rowshanzamir, M., "Experimental Evaluation of Bearing Capacity of Skirted Footings", *Civil Engineering and Architecture*, Vol. 1, No. 4, Pp. 103-108, (2013).
 20. Elsaied, A.E., Saleh, N. M., and Elmashad, M.E., "Behavior of Circular Footing Resting on Laterally Confined Granular Reinforced Soil", *HBRC Journal*, Vol. 11, No. 2, Pp. 240-245, (2015).
 21. Eid, H. T., "Bearing Capacity and Settlement of Skirted Shallow Foundations on Sand", *International Journal of Geomechanics*, Vol. 13, No. 5, Pp. 645-652, (2012).
 22. Eid, H. T., Alansari, O. A., Odeh, A. M., Nasr, M. N., and Sadek, H.A., "Comparative Study on the Behavior of Square Foundations Resting on Confined Sand", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 46, No. 4, Pp. 438-453, (2009).

23. Gholipour, S., and Makarchian, M., "Study of the Behaviour of Skirted Shallow Foundations Resting on Sand", *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*, Vol. 18, No. 3, Pp. 117-130, (2018).
24. Azzam, W., and Farouk, A., "Experimental and Numerical Studies of Sand Slopes Loaded with Skirted Strip Footing", *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 15, No. 1, Pp. 795-812, (2010).
25. Bransby, M., and Yun, G. J., "The Undrained Capacity of Skirted Strip Foundations under Combined Loading", *Géotechnique*, Vol. 59, No. 2, Pp. 115-125, (2009).
26. Mana, D. S., Gourvenec, S., and Martin, C. M., "Critical Skirt Spacing for Shallow Foundations under General Loading", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 139, No. 9, Pp. 1554-1566, (2009).
27. Das, B. M., "*Principles of Foundation Engineering*", 6th Edition, Thomson, Canada, 445P. (2007).
28. Dean, E. T. R., "*Offshore Geotechnical Engineering: Principles and Practice*", Published by Thomas Telford Limited, London, UK, (2010).
29. Cerato, A., and Lutenecker, A., "Bearing Capacity of Square and Circular Footings on a Finite Layer of Granular Soil Underlain by a Rigid Base", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 132, No. 11, Pp. 1496-1501, (2006).
30. Pfeifle, T. W., and Das, B. M., "Model Tests for Bearing Capacity in Sand", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 105, Pp. 1112-1116, (1979).
31. Chen, Q., "*An Experimental Study on Characteristics and Behavior of Reinforced Soil Foundation*", PHD Thesis, Louisiana State University, (2007).
32. ASTM Standard, D2487, "Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)", ASTM International, West Conshohocken, PA, (2006).
33. Butterfield, R., and Andrawes, K., "An Air Activated Sand Spreader for Forming Uniform Sand Beds", *Geotechnique*, Vol. 20, No. 1, Pp. 97-100, (1970).
34. Rad, N. S., and Tumay, M. T., "Factors Affecting Sand Specimen Preparation by Raining", *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 10, No. 1, Pp. 31-37, (1987).
35. Walker, B., and Whitaker, T., "An Apparatus for Forming Uniform Beds of Sand for Model Foundation Tests", *Geotechnique*, Vol. 17, No. 2, Pp. 161-167, (1987).
36. Fellenius, B. H., "The Analysis of Results from Routine Pile Load Tests", *Ground Engineering*, Vol. 13, No. 6, Pp. 19-31, (1980).
37. Winterkorn, H. F., and Fang, H. Y., "*Foundation Engineering Handbook*", New York Van Nostrand Reinhold, Edition 1, Chapter 3, Pp. 121-147, (1975).
38. Terzaghi, K., "*Theoretical Soil Mechanics*", John Wiley & Sons, New York, 510P., (1943).
39. Hansen, J. B., "A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity", Danish Geotechnical Institute,

- Bulletin No. 28*, Copenhagen, pp. 5–11, (1970).
40. Janbu, N., "Static Bearing Capacity of Friction Piles", in: *6th European Conference on SMFE*, Vol. 1.2, Pp. 479-88, (1976).
41. Poulos, H. G., and Davis, E. H., "*Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics*", John Wiley & Sons, New York, 411P., (1974).
42. Fox, L., "The Mean Elastic Settlement of a Uniformly Loaded Area at a Depth Below the Ground Surface", in: *Proceedings of 2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol.1, Pp. 129-132, (1948).
43. Nishida, Y., "Vertical Stress and Vertical Deformation of Ground under a Deep Circular Uniform Pressure in the Semi-infinite", in: *1st ISRM Congress*, (1966).

which is defined as settlement reduction factor ($SRF = s_{sk}/s_{su}$), was considered.

Table 1. Material properties used in the numerical analysis

Parameter	Soil (there sand type)	Surface foundation and skirt (steel)	Semi-deep and embedded foundation (concrete)
Stress-strain model	Hardening	Linear elastic	Linear elastic
Unit weight (kN/m^3)	15.9-16.3-16.6	78	22
Poisson's ratio	0.3	0.3	0.2
Young's modulus (MN/m^2)	16-21-24	2.1e5	2e4
Peak friction angle (degrees)	38-41-43	-	-
Dilatancy angle (degrees)	8-11-13	-	-
Interface strength factor	-	0.6-0.9	0.6-0.9

Variation in the bearing capacity ratio, in terms of skirt depth ratio (Figure 2) showed that soil confinement due to skirt existence leads to a significant improvement in the bearing capacity of surface foundations regardless of different parameters. The enhancement in BCR values increases with increasing D/B . Analysis of the findings showed that skirt inclusion beneath a surface foundation increases the bearing capacity by a factor about 1.73 for D/B of 0.5 and 4.95 for D/B of 2.0, without considering the side roughness and sand density. The obtained results indicate a 500% improvement in the performance of surface foundation in terms of bearing capacity.

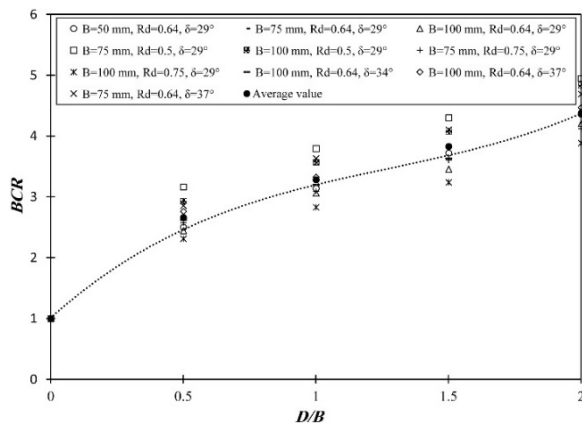


Figure 2. Variations in the BCR in terms of D/B

Variations of settlement ratio values against the skirt depth ratios showed that skirt inclusion remarkably reduces the settlement of shallow foundations. Such settlement reduction is directly proportional to the D/B values. Based on the results analysis as shown in Figure 3, values of settlement reduction factor of skirted foundation models obtained in the range of 0.08-0.64, so that reflects a minimum settlement reduction 36% for D/B

of 0.5 and a maximum settlement reduction 92% for D/B of 2.

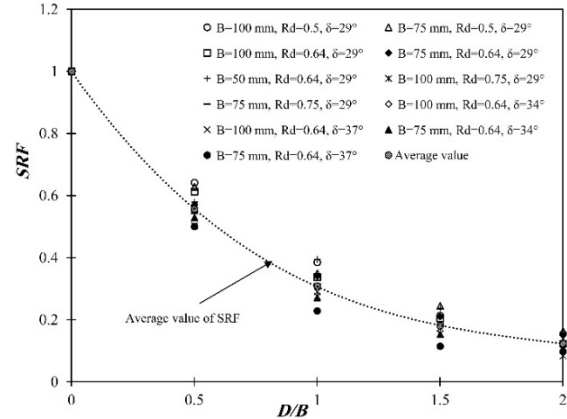


Figure 3. Values of SRF against the skirt depth ratios (D/B)

Variations in the values of bearing capacity ratio in terms of R_d , shows that more efficiency in increasing bearing capacity and decreasing settlement of the shallow foundations due to the skirt existence is obtained in the case of sand with low relative density. Therefore, using the skirt to improve the performance of surface foundations in the soils with low shear strength is more preferable.

5. Conclusion

Considering the conditions and parameters considered in this investigation, the following conclusions can be drawn:

- Sand lateral confinement due to the existence of skirts beneath the shallow foundations resting on sand leads to considerable improvement in bearing capacity of shallow foundation models. The magnitude of improvement enhances with increasing the ratio of skirt depth to foundation width. In this study, for small-scale models, the enhancement values of bearing capacity were measured in the range of 2.3 to 4.95, depending on different parameters.
- Using skirts surrounding shallow foundations resting on sand modifies the pressure-settlement behavior and considerably reduces settlement of foundations. The maximum reduction of settlement were measured to be approximately 92%.
- Analysis of the results revealed that the enhancement in bearing capacity values and settlement reduction of skirted foundations increases with increasing side roughness of the foundation models.
- Comparison of the results showed that bearing capacity values of skirted foundations are close to those of semi-deep foundations with the same depth and width.
- Based on the results, charts were developed to estimate the bearing capacity improvement and settlement reduction of skirted foundations resting on sand in terms of different parameters studied in this research.

Experimental and Numerical Study of Load-Bearing and Settlement Behavior of Circular Skirted Foundations compared to Other Types of Foundations

Sajjad Gholipour¹ Masoud Makarchian²

1. Introduction

Geotechnical engineers have always been researching and developing appropriate methods for replacing surface and deep foundations, so that they could meet the requirements of bearing capacity and settlement of surface foundations. Using the vertical plates below the circumference of surface foundation as skirt has developed a new concept of foundation called skirted foundation, which consists of a top raft as footing and a relatively thin plate as skirt beneath the foundation circumference. The skirts with creating lateral confinement of soil and forming an integrated system transfer the loads to the soil at the level of skirt tip.

In spite of extensive studies and the development of empirical relationships for estimating bearing capacity and settlement of surface and deep foundations, there are no corresponding correlations for skirted foundations. Therefore, in this research, the bearing capacity and settlement of circular skirted foundations resting on sand under vertical compression loading was studied by physical modeling and numerical analysis with considering the effect of different parameters including skirt depth, foundation diameter, sand density, and surface roughness of the foundation models. In order to compare the performance of skirted foundations with that of embedded foundations in the depths of skirt tip, and also, semi-deep foundations, a series of numerical modeling were performed.

2. Literature Review

The behavior of square skirted foundations resting on laterally confined sand by skirt was studied by Eid in 2013. The enhancement in bearing capacity increases with increasing skirt depth and decreasing shear strength of sand. The influence of soil confinement on the performance of circular foundations was investigated by other researchers. Confining cylinders with different heights and diameters were used to confine the sand. The results indicated lateral confinement of soil underneath the footing leading to a significant improvement in the bearing capacity up to 17 times, along with decreasing lateral displacement of the soil. The bearing capacity enhancement in the range of 1.5 to 8.1 times and settlement reduction up to 90% have been reported for foundation models by some researchers due to skirt inclusion within sand.

3. Modeling Program

The laboratory model tests were carried out on the small-scale models (1g) to study the behavior of circular skirted foundations. The testing setup (Figure 1) used in this investigation consisted of a rigid test tank, sand raining hopper, a loading system, the footing model, and data acquisition system. The laboratory tests were carried out on circular and square steel foundation models having the diameters (B) of 100, 75, 50 mm. The skirt depth (D) to the foundation model width ratios (D/B) of 0.0, 0.5, 1, 1.5, and 2.0 were used for the present study.

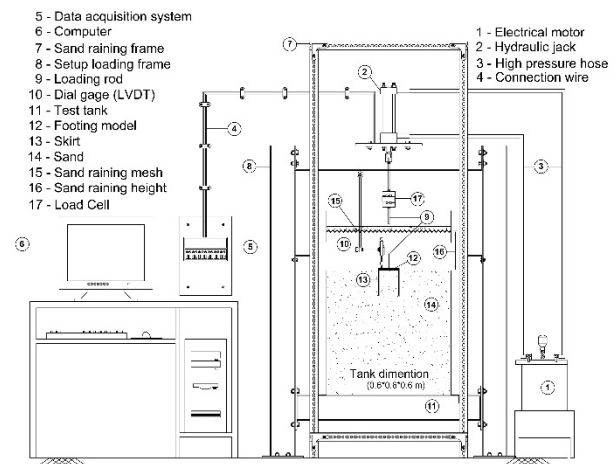


Figure 1. Schematic view of the testing setup

The extensive finite element analysis was carried out using the PLAXIS software to investigate effects of the skirt existence on the behavior of surface foundations resting on sand. Fifteen-node wedge elements were used to simulate elemental mesh. The numerical modeling was carried out on circular foundation models having the diameters (B) of 100, 75 mm for small-scale models and 1, 2, 4 m for large-scale models.

The sand, considered as the foundation soil, was clean medium-grained sand called Firoozkooh sand. The strength properties of sand such as internal friction angles and modulus of elasticity were determined using direct shear and triaxial compression tests (Table1).

4. Results and Discussion

The improvement in bearing capacity of surface foundations was represented using the bearing capacity ratio, $BCR = q_{sk}/q_{su}$, which is defined as the ratio of the bearing capacity of skirted foundation (q_{sk}) to that of surface foundation (q_{su}). To evaluate the behavior of skirted foundation models in terms of settlement, the settlement values of skirted foundation models (s_{sk}), and those of surface foundation models (s_{su}) at an applied stress level equal to 50% of the ultimate bearing capacity of a surface foundation were compared and as a dimensionless parameter like settlement ratio (s_{sk}/s_{su})

¹ PhD in Civil Engineering Department, Faculty of Engineering, Bu-Ali Sina University, Hamedan, Iran.

² Corresponding Author. Assistant Professor in Civil Engineering Department, Faculty of Engineering, Bu-Ali Sina University, Hamedan, Iran.

Email: makarchian@basu.ac.ir

slip, bolts are contacted with the connected plates and ultimately the connection reaches its final resistance at 600 kN. Moreover, the amount of slipping of samples with and without sandblasting is approximately equal.

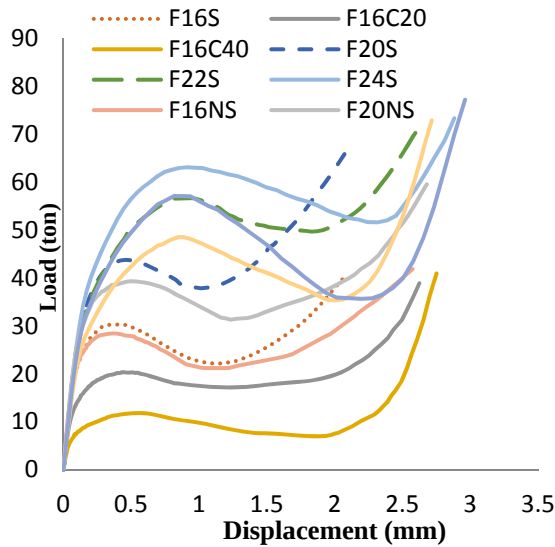


Figure 2. The load-displacement diagram of specimens

4.2. The Effect of Painting. A Figure 2 shows it is found that the thickness of the paint has a substantial effect on the frictional resistance of the connection. As the color thickness increases from 20 microns to 40 microns, the frictional resistance decreases by about 30 percent. Further, it can be observed that the amount of slippage in both cases is the same and is about 2 mm. The area under the curve with a thickness of 20 microns is also greater than the other one, which indicates more energy absorption in this case. Moreover, both specimens have reached their ultimate strength at 600 kN.

5. Conclusion

In the present study, the effects of different contact conditions (painted, sandblasted, and grooved) were investigated experimentally. Based on the interpretation of the results, the following findings can be expressed:

- Sandblasting the steel surfaces, by increasing the friction coefficient of plates in contact with each other, increased the slip resistance of the joints about 60 percent;

- If there is a color on the connecting steel surfaces, the resistance of the connection will be greatly reduced. This decrease was amplified by increasing the thickness of the color, as an instance, it was observed to be 36% for specimens that were painted with a thickness of 40 microns.

- For grooved steel plates, the absorbed strain energy (toughness) significantly increases compared to other cases, in which, with increasing the height of grooves this parameter is increased.

Experimental Evaluation of the Effect of Contact Surfaces on The Friction Resistance of Bolt Connections

Mussa Mahmoudi¹ Milad Kosari² Mehran Lorestani³

1. Introduction

Many researchers have investigated the behavior of structural bolted connection so far. For example, Puthli and Fleischer considered such connections in the case of high-strength steel plates. They evaluated the effect of some structural factors such as bolt's spacing and edge distance for two M27 grade 10.9 bolts. In this study, the tested specimens were designed to prevent tensile failure of the plate or bolt shear failure, since the primary attention was devoted to the bearing resistance of these members. The obtained experimental results involving failure loads finally were compared to Eurocode 3 to interpret the design formula for high-strength steel grades. In another research, Shi et al. developed a finite element model for beam-column end-plate-type connections with pre-tensioned high-strength bolts in the software framework of ANSYS. Verification of the finite element model with experimental results has been done, and it was shown that numerical modeling with excellent accuracy can determine the actual behavior of these connections. In other words, the results of numerical simulations were able to obtain a precise momentum curve for such connections by considering the pre-stress effect of the bolts. Furthermore, Moze and Beg experimentally examined the ductility and resistance of 38 tension splices double-shear bolts where plates were made from steel grade S690. They compared their experimental data with Eurocode provisions and proposed a new formula for computing the bearing resistance in such connections.

This study intends to examine the effect of different surface conditions on the behavior of Slip-critical Bolted connections. In this regard, in order to the optimal design of these components, the influence of these factors on the strength of the Slip-critical Bolted connection must be considered correctly. In other words, this research intends to find how much the colored and sandblasted surface can affect the capacity of the Slip-critical Bolted connection.

2. Slip-critical Bolted Connections

There are two different mechanisms for tolerating external forces, including bearing and slip-critical types.

2.1. Bearing-type Connections. Bearing-type connection

is one of the most convenient methods for transferring load between two steel members. This connection is only for gravity loading and should not be used in seismic design. In this type of connection, no pre-tension forces are generated in the bolts and, only tightening the bolt is sufficient by the ironworker; that is, the bolts are not tightened adequately so as to considerably squeeze the plates together.

2.2. Slip-resistant Connections. In the design of all moment-resisting and dual frames, as well as bracing joints and lateral-resisting columns in simple frames, this type of connection should be utilized. In a slip-critical or friction type connection, when a fastener is tightened the pre-tension force T_i is generated in the bolt.

3. Method

Regarding the single-shear type of components, in all samples, two A36 ASTM steel plates are used to make each connection. The length, width, and thickness of these plates respectively are 350, 200 and 20mm, which is constant in all cases (Figure 1).

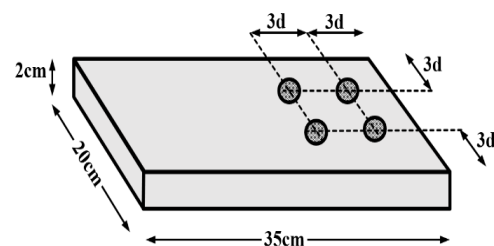


Figure . 5. Configuration of samples along with spacing and edge distances (d = bolt diameter)

In general, in this study, eight different contact conditions are considered in order to investigate the effect of slipping. These conditions involve ordinary, sandblasted, painted (with two different thicknesses) and grooved (with two types of shapes and different heights) steel plates.

4. Results and Discussion

4.1. The effect of sandblasting. Figure 2 shows that the utilization of sandblasted steel plates increases the frictional strength of the member. Indeed, by comparing the resistance values of the horizontal parts of the two graphs, it is observed that the average frictional resistance of the member has increased by about 20% using this procedure.

The amount of slipping of the samples is about 1.5mm to reach the start of the bearing resistance. After this initial

¹ Corresponding Author. Associate Professor, Structural Engineering Department, Faculty of Civil Engineering, Shahid Rajaie Teacher Training University.
Email: m.mahmoudi@sru.ac.ir.

² MSc. Student, Structural Engineering Department, Faculty of Civil Engineering, Shahid Rajaie Teacher Training University.

³ MSc. Student, Structural Engineering Department, Faculty of Civil Engineering, Shahid Rajaie Teacher Training University.

no difference between the modified Cam Clay mechanical model and the Tournchi thermomechanical model.

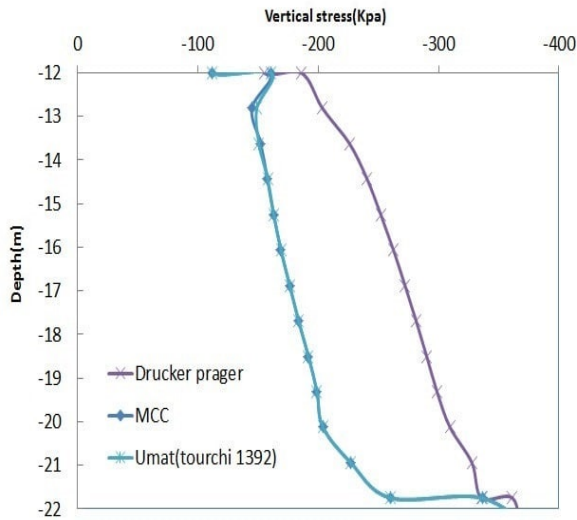


Figure 2. Vertical stresses in the soil adjacent to the pile at the end of the heating phase of thermomechanical loading

4. Conclusion

Considering the results, it can be stated that the selected constitutive model for the soil adjacent to the energy piles is effective in analyzing the performance of the energy piles and the numerical results obtained from Tournchi thermomechanical constitutive model and modified Cam Clay was closer to the field results compared to the Drucker-Prager mechanical behavior model. Moreover, due to the low amount of stress in the soil around the pile and the low change in soil temperature, there is no significant difference between the results of Tournchi thermomechanical model and modified Cam Clay mechanical model. On the other hand, the radial and vertical components of soil stress and strain in around the energy piles and also the vertical and radial stress of the energy piles are affected by the constitutive model of the soil, but the change in soil behavioral model around the piles does not create a significant change in pile radial and vertical strain.

The Numerical Study of Energy Piles Performance using Thermo-Mechanical and Mechanical Constitutive Models

Ali Jamalloo¹ Mahdi Khodaparast²
S. Ali Ghoreishian Amiri³

1. Introduction

In recent years, the study of thermomechanical constitutive models and its use to investigate the behavior of energy pile and the adjacent soil under thermomechanical loads has increased. In this study, a thermomechanical constitutive model was added to the Abaqus finite element software to be used to evaluate the performance of energy piles. Results obtained from numerical modeling of Triaxial test show that the code written for the given constitutive model is capable of predicting soil behavior under thermomechanical conditions. Moreover, results obtained from the analysis of energy pile using mechanical constitutive models of Drucker-Prager, MCC and thermo-mechanical constitutive model Tourchi show that in the analysis of energy pile, although the choice of constitutive model has a significant impact on the results, but there is no difference between choosing a mechanical or thermomechanical constitutive model for the adjacent soil.

2. Numerical Modeling and Constitutive Model

The purpose of this study was to determine the effect of soil constitutive model on the results obtained from modeling energy piles. For this goal, a UMAT Subroutine was first written for the Tourchi constitutive model, which has been proposed to predict the thermomechanical behavior of saturated clay. Then, for the accuracy of the written code, a three-dimensional model of the consolidated drained triaxial and its results were compared with the results of triaxial experiment in the technical literature. Finally, a finite element three-dimensional model for energy piles performance analysis was developed using the Tourchi behavioral model and the Drucker-Prager and modified Cam Clay Models to simulate the behavior of soil in Abaqus 2017. In addition, the obtained results from these two analyses were

compared with the numerical and laboratory results reported by Laloui et al [2].

3. Results and Discussion

The vertical stress curve along the pile under simultaneous loading of 1300 kN mechanical load and 13° thermal load on day 12 is a 28-day consolidation process, shown in Figure 1. As Figure 1 shows, the maximum vertical stress of the pile under simultaneous mechanical and thermal loading occurred in the B layer of soil that the use of a modified Cam Clay model and Tourchi in this layer has significantly increased the agreement of numerical and field results compared to when the Drucker-Prager model describes soil behavior in this layer.

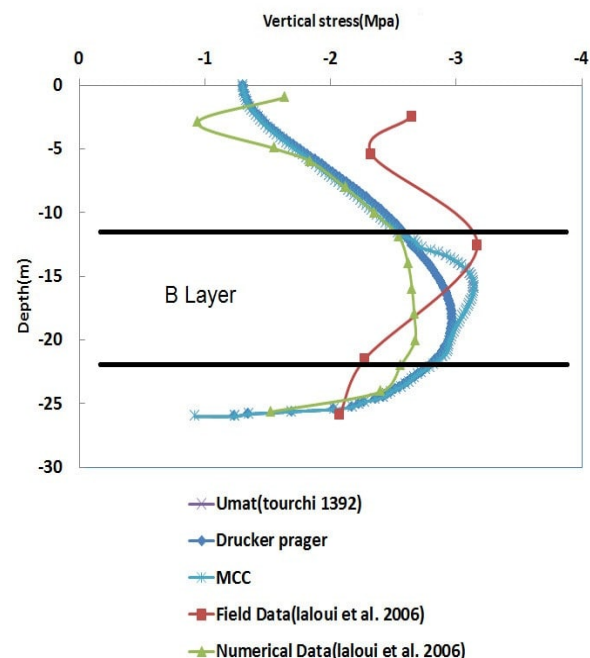


Figure 1. Vertical stress along the pile under a mechanical load of 1300 kN and a thermal load of 13.4 °

Figure 2 shows the vertical stresses created in the soil adjacent to the pile at the end of the heating phase of thermomechanical loading. As can be seen in Figure 2, the change in soil behavior model caused a vertical change in the soil adjacent to the energy piles, so that in some places this change has reached 100 kPa, but there is

¹ MSc Student, Civil Engineering Department, university of Qom, Qom, Iran.

² Corresponding Author, Associate Professor, Civil Engineering Department, University of Qom, Qom, Iran.
Email: khodaparast@qom.ac.ir

³ Department of Civil and Environmental Engineering, Faculty of Engineering, Norwegian University of Science and Technology, Trondheim, Norway.

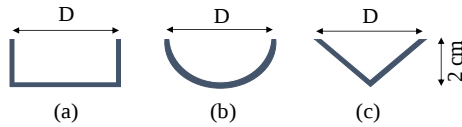


Figure 2. Geometric shapes of baffle blocks. (a) Rectangular block (REB) (b) Semicircular block (SCB) (c) Triangular block (TRB)

According to the theory of Raudkivi and Ettema in 1983, the average particle diameter should be more than 0.7 mm to prevent the formation of ripples during the experiment. Moreover, when the geometric standard deviation of the particles is less than 1.3, the non-uniform effect of the particles on the scour depth can be ignored. For this purpose, non-stick sediments with an average diameter of 0.72 mm, specific gravity of 2.65 g/cm³, and a standard deviation of 1.12 were used.

3. Results and Discussion

Examination of the geometric characteristics of the scour hole showed that the use of the shape and pattern of installation of the block base on the slope of the chute in all tested models has affected the scaled dimensions and has always reduced the dimensions of the scour hole. In summary:

1. The final depth and length of the scour increases with increasing number of landings upstream of the overflow;
2. In the series of concavity tests against the flow of blocks, the scour dimensional parameters have always had lower values than the convexity against the flow;

3. By reducing the installation distance of the blocks in relation to the overflow crown, the scour reduction in depth and length increases, so that in the installation position of the blocks ($L_b / L_f = 0.8$) the highest energy consumption occurred compared to other installation positions. The installation of blocks between 15 to 61.2% has been effective in reducing the depth of the scour hole.
4. In position ($L_b/L_f=0.6$), rectangular and semicircular blocks with convexity against current and also, in position ($L_b/L_f=0.8$) triangular block with concavity against current, with function on average, 38.1 to 73.4% have the highest decrease during scouring compared to other conditions.
5. By increasing the landing number of the stream upstream of the overflow crown, the relative dissipated energy of the stream at the point of the chute decreases.

The Role of Chute Blocks Geometry in Current Erosion Power Loss

Sobhan Moradi¹ Hamed Shahsavari² Kazem Esmaili³

1. Introduction

The high energy stored in the outflow stream from the overflows is controlled by designing energy-consuming structures in the chute or downstream stilling basin. However, the occurrence of local scouring downstream is one of the biggest threats to the stability of overflows.

Hence, Dargahi in 2003, with increasing roughness of the stilling basin, showed that although no special change is formed in the normal flow pattern, but it causes a sharp decrease in sediment transfer downstream and the scour hole is 17 to 57% smaller without the roughness. In 1964, Peterka and Karon introduced a chute structure with baffle blocks as a type of current energy shock dissipator. They believed that the baffle blocks in the chute do not reduce the flow velocity, but reduce the kinetic energy in the downstream by reducing the flow acceleration. So the most favorable conditions will be when the blocks are placed perpendicular to the inlet stream.

Laboratory studies of Kaya and Emiroglu in 2010 on the effect of T-shaped, trapezoidal and stepped block foundations on two different slopes of the shooting bed on the energy loss of the current passing through this structure, showed that the T-shaped block in terms of increasing energy loss and the amount of oxygen entering the stream outperformed other geometries. Karimi et al. in 2019 examined the effect of chute wall divergence with three different geometries (rectangular, triangular and semicircular baffle blocks) by constructing a physical model in the laboratory on the depth and dimensions of the scour hole below shoot. For this purpose, 9 models of baffled chute with divergence ratios (1, 1.45, 1.75 and 2.45) were made. Comparing the results related to the effect of block geometry in different divergence ratios, it was found that using the blocks proposed in this study instead of the standard USBR blocks, on average, reduces the scour hole depth by up to 50%. For a given block geometry, the mean and maximum depth and length of the scour hole are reduced by 75, 58 and 50%, respectively.

Looking into the research background and the importance of scouring at the foot of overflows, the present study investigates the effect of installing the base of rectangular, triangular and circular blocks on the chute in order to control the erosive power of the flow in the overflow claw (reducing scour depth and length). It can be a cheaper replacement for blocks on USBR ropes or complex and expensive stilling basins. Experiments on the variation of the input landing number examined the effect of the installation pattern and the geometric shape of the blocks on the energy drop along the path from the overflow to the foot of the chute.

2. Materials and Methods

The experimental model was fabricated in a glass channel with length, width and height of 6, 0.5 and 0.5 meters, respectively, in the laboratory of hydraulic models of Ferdowsi University of Mashhad. Overflow and shot geometry specifications by the USBR instruction and Tuna's recommendation in 2012 with width and height, respectively; 0.5 and 0.3 m and was designed on a slope with an optimal angle of 30 degrees (Figure 1).

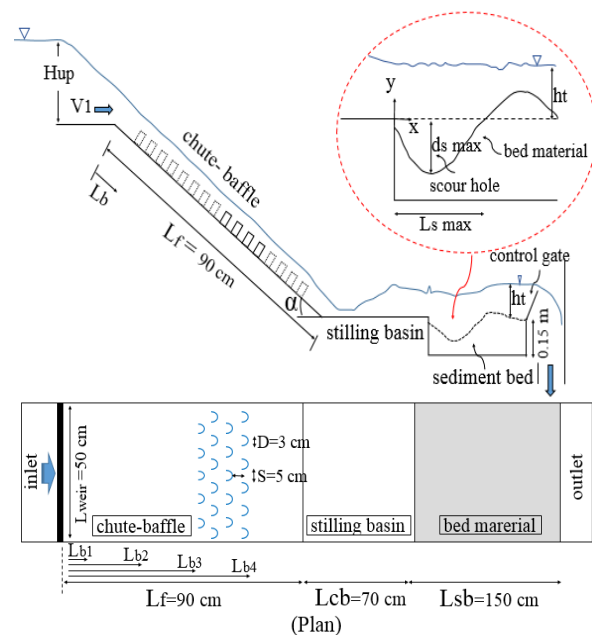


Figure 1. Schematic of the channel and plan of the laboratory model

The number of installation blocks in each row of the model was selected according to Blaisdell's recommendation in 1948 in the range of 40-50% of the width of the chute floor. Therefore, in each row, 6 blocks with a fixed opening width (D) equal to 3 cm with a distance of 5 cm were installed. Moreover, according to the USBR instruction, the depth of flow on a chute without a block base in the design flow conditions is the experimental criterion for selecting a height of 1.5 cm baffle. The longitudinal position of the installation for the arrangement of four rows of bases was selected as a ratio of the total length of the slope of the chute ($L_b/L_f = 0.2, 0.4, 0.6$ and 0.8) (Figures 1 and 2).

In order to investigate the effect of the geometric shape of the block foundations with the proposed geometric characteristics, three modes were considered according to Figure 2.

¹ PhD Candidate, Department of Water Engineering, Ferdowsi University of Mashhad, Iran.

² PhD Candidate, Department of Water Engineering, Ferdowsi University of Mashhad, Iran.

³ Corresponding Author. Associate Professor at Department of Water Engineering, Ferdowsi university of Mashhad. Iran.
Email: esmaili@um.ac.ir

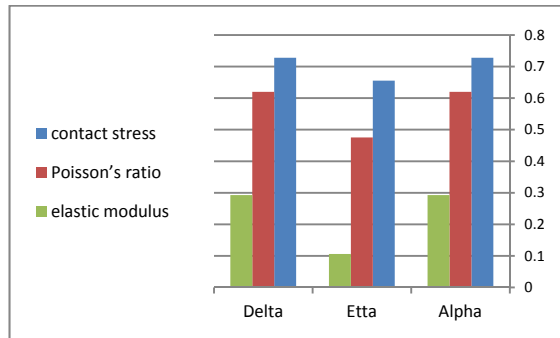


Figure 1. Graphs of sensitivity vectors of random variables

4. Conclusion

Studies have shown that the analyses performed with very little different results, confirm the high probability of failure (9.5%) for the immediate settlement of the rectangular foundation relative to the acceptable probability of failure in engineering. Moreover, the comparison of the calculated probability of failure of the methods showed that, considering the same result of the second order reliability method and the Monte Carlo simulation, which has a very high accuracy in estimating the probabilities, the limit state surface is closer to the parabola.

For this reason, the first order reliability method, with a linear approximation of the limit state surface, does not make accurate predictions. As the Monte Carlo simulation requires a large amount of random data ($n=280000$) and replication of the simulation to reduce the changes in the probability of failure and to achieve a high-precision answer, for the present problem the second order method at a much lower computational cost is an alternative.

Probabilistic Analysis of Immediate Settlement of a Rectangular Foundation using Various Reliability Software

Hadi Fattahi¹ Fateme Jiryae² Sam Mehrnia³

1. Introduction

By and large, the ground is one of the most highly variable, hence uncertain, engineering materials. Unlike quality controlled materials such as wood, concrete, or steel, whose probability distributions are well-known and relatively constant world-wide, geotechnical designers face large resistance uncertainties from site to site, and even within a site. Because of this site-specific uncertainty, there is a real desire in the geotechnical community to account for site understanding in order to achieve economical, yet safe designs. The foundation settlement is one of the geotechnical issues whose parameters are facing uncertainty.

In this study, a reliability analysis was performed using the distribution functions of random variables in the problem of immediate settlement of a rectangular foundation as well as defined relationships. For this purpose, various reliability methods such as first order reliability method, second order reliability method and Monte Carlo simulation were used to estimate the probability of failure and sensitivity analysis of random variables. These analyzes were performed in RT and @Risk software, which are powerful tools for performing probabilistic analyzes.

2. Reliability assessment methods and sensitivity analysis

The limit state function at its value of zero ($G(X) = 0$), which is called the limit state surface, may be in the form of a straight line to a high degree curve. In the first order reliability method, this assumption is based on the linearity of the limit state surface, and it is linearized using Taylor's first-degree expansion to simplify the calculations ahead. In the second order method of reliability, a quadratic approximation is applied from the limit state surface around its most probable point. In other words, instead of approximating the limit state surface with a line, a parabola is replaced. The Monte Carlo simulation method is also one of the numerical methods which, by repeating a test in large numbers, leads to the determination of the probabilistic distribution of the limit state function. In this way, the probability of failure is calculated as follows:

$$P_f \approx \frac{n(G \leq 0)}{N}$$

Sensitivity vectors α , β , δ , η and κ are among the sensitivity vectors that compare variables relative to each other by presenting the importance of variables in the form of a vector.

3. Analysis and results

The rectangular foundation settlement problem includes the impact variables according to the following equation. In this problem, the contact stress (q_0), Poisson's ratio (ν) and elastic modulus (E_s) are assumed to be random variables independent of the normal distribution.

$$\Delta H = 0.5 B q_0 \frac{1 - \nu^2}{E_s} m \left(I_1 + \frac{1 - 2\nu}{1 - \nu} I_2 \right) I_F$$

The amount of foundation settlement as an independent variable by combining the settlement threshold (50 mm), form the following limit state function:

$$G(X) = (\Delta H)_{\text{limit}} - \Delta H$$

The estimated probabilities of failure state in the second order reliability and Monte Carlo simulation methods are very close, while the first order reliability method estimates higher probability of failure than other methods. Since the result of the second order method is closer to the Monte Carlo simulation as a method with very high accuracy, it can be concluded that the limit state surface in this study is out of linear mode and is closer to the parabola. Therefore, in this case, the first order method for estimating the probability of failure with a linear approximation is erroneous.

Table 1. Failure probability calculated by reliability methods

MCS (Risk)	MCS (RT)	SORM	FORM	Method
9.6	9.54	9.59	10.81	Pf
—	1.308	1.305	1.237	β

The results of sensitivity analysis based on reliability showed that according to the figure below, the reliability index has a high sensitivity to the contact stress variable. It is clear that the contact stress has a huge effect on the amount of settlement, but in some cases it is impossible to reduce this stress. It is important to improve the environmental parameters. In this case, the Poisson's ratio is more important than the elastic modulus.

¹ Corresponding Author. Associate Professor, Rock Mechanics, Department of Earth Sciences Engineering, Arak University of Technology, Arak, Iran.
Email: H.fattahi@arakut.ac.ir

² MSc Student in Mining Engineering, Department of Earth Sciences Engineering, Arak University of Technology, Arak, Iran.

³ MSc Student in Mining Engineering, Department of Earth Sciences Engineering, Arak University of Technology, Arak, Iran.

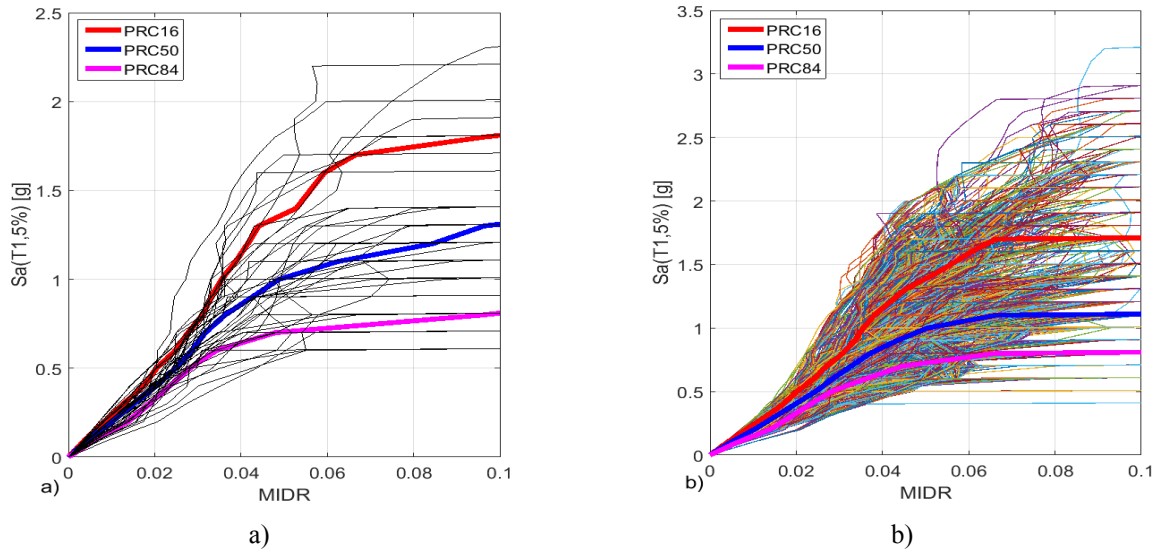


Figure 2. IDA curves and fractiles of a) mean model b) 50 random models

According to the results, all the models showed a lognormal distribution. For IO level, the difference of fragility curves of mean of the 50 models and the mean model is significant. However, for CP and GI levels the difference is negligible which confirms the IDA results. Therefore, the effect of uncertainties cannot be neglected for IO level.

5. Conclusion

In this study, the effects of aleatory and epistemic uncertainties on a steel moment frame were investigated. Extended IDA was employed using LHS method for every random model to obtain fragility curves. From the results the following conclusions can be drawn:

1. According to the IDA, the effect of aleatory uncertainties is considerable, since for each random model seismic response of the structure is variable, especially for higher seismic demands.
2. Uncertainties due to plastic hinge parameters can highly affect the structure's response. For instance, for mean model, collapse occurs in the range of 0.6 to 2.3g, but for other models this range is 0.4 to 3.25 g.

3. Difference in fragility curves is more obvious for IO level and for the other CP and GI levels this difference is reduced. Overall, the epistemic uncertainties mostly affect the IO state of the structure. However, when the number of random models increase, the uncertainties decrease.

A Study on the Effects of Aleatory and Epistemic Uncertainties on Fragility Curves of Steel Moment Frames

AmirHossein Gorji¹

Ehsan Darvishan²

Hossein Babajanian Bisheh³

1. Introduction

In the last several earthquakes damage occurred in structures that were designed by the latest design codes. Studies showed that uncertainties in design of such structures play an important role in their seismic behavior. These can be categorized into aleatory and epistemic uncertainties. Aleatory uncertainties originate from uncertainty in earthquake phenomenon while epistemic uncertainties are due to errors and simplified assumptions in structural modeling.

IDA analysis can only model record-to-record (aleatory) uncertainties. Recently extended IDA has been introduced that can model both aleatory and epistemic uncertainties. The aim of this study was to investigate the effects of both aleatory and epistemic uncertainties on steel moment frames using extended IDA analysis.

2. Modeling and record selection

The structure used for analysis is a 5-story steel moment frame with 5m-length bays. It was located in Tehran with very high seismicity and was designed by Iranian design codes. A 2D frame of the building was modeled in OpenSees for analysis. Plastic hinges were modeled by concentrated elasticity using zero-length element. Bilin material was used to define moment-rotation behavior of the plastic hinges based on modified Ibarra-Krawinkler model. Moreover, beam and column elements were modeled by elastic Beam Column element. Forty far-field ground motions were selected for analysis. The records were selected randomly to obtain the desired dispersion in the characteristics of these records.

3. Uncertainty modeling

To model epistemic uncertainties, first a hysteresis model for plastic hinges is needed. As mentioned before, Ibarra-Krawinkler model (Figure 1) was used in this study with the statistical parameters shown in Tables 1 and 2. Based on this hysteresis model, 50 random models were generated as well as a model with mean parameters. Next, IDA analysis was conducted on these models and IDA curves were plotted (Figure 2).

To be able to interpret the results, 16%, 50% and 84% fractiles are also calculated. In the mean model, the first and the last IDA curves reach global instability at 0.6 and 2.3 g while other models collapse at 0.4 and 3.25 g levels. Also, when the structures reach high levels of spectral

intensity, dispersion in IDA curves increases. Most of the 84% fractiles show a similar trend near collapse state of the structure, but a large dispersion is observed in 16% fractiles.

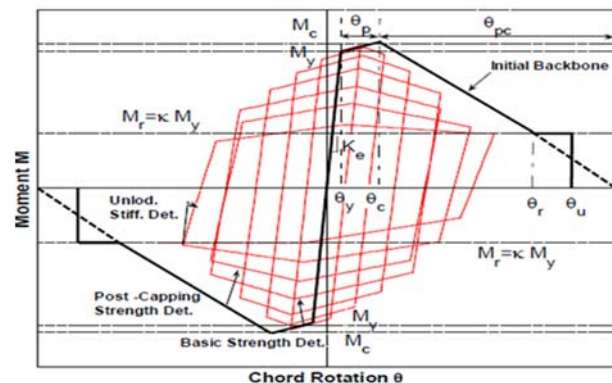


Figure 1. Ibarra-Krawinkler model for dynamic analyses

Table 1. Statistical parameters of plastic hinges

parameter	θ_p	θ_{pc}	Λ	$\frac{M_y}{M_{y,p}}$	$\frac{M_c}{M_y}$
distribution	Log-normal	Log-normal	Log-normal	normal	normal
mean	calculated	calculated	calculated	1.17	1.11
Standard dev.	0.32	0.25	0.35	0.21	0.05

Table 2. Statistical parameters of plastic hinge parameters

parameter	θ_p	θ_{pc}	Λ	$M_y / M_{y,p}$	M_c / M_y
θ_p	1.00	0.69	0.44	0	0
θ_{pc}	0.69	1.00	0.67	0	0
Λ	0.44	0.67	1.00	0	0
$M_y / M_{y,p}$	0	0	0	1.00	0
M_c / M_y	0	0	0	0	1.00

4. Fragility curves

To plot fragility curves, IO, CP, and GI limit states were defined based on FEMA350 definition. Next, the assumption of lognormal distribution of the spectral accelerations was controlled. For this reason, KS statistical test was employed and P-values were calculated. If the P-value is more than the significance level (i.e. 0.05), the assumption of lognormal distribution is confirmed.

¹. MSc, Islamic Azad University, Roudehen Branch, Roudehen, Iran.

² Corresponding Author. Assistant Professor, Islamic Azad University, Roudehen Branch, Roudehen, Iran.
Email: darvishan@riau.ac.ir

³ Postdoctoral Researcher, Iran University of Science and Technology, Tehran, Iran

CONTENTS

A Study on the Effect of Aleatory and Epistemic Uncertainties on Fragility Curves of Steel Moment Frames	A. Gorji - E. Darvishan H. Babajanian Bisheh	1
Probabilistic Analysis of Immediate Settlement of a Rectangular Foundation Using Various Reliability Software	H. Fattahi - F. Jiryaee - S. Mehrnia	17
The Role of chute Blocks Geometry in Current Erosion Power Loss	S. Moradi - H. Shahsavari - K. Esmaili	32
The Numerical Study of Energy Piles Performance by Using of Thermo-Mechanical and Mechanical Constitutive Models	M. Khodaparast - S. A. Ghoreishian Amiri A. Jamaloo	49
Experimental Evaluation of the Effect of Contact Surfaces on Friction Resistance of Bolt Connections	M. Mahmoudi - M. Kosari - M. Lorestani	69
Experimental and Numerical Study of Load-Bearing and Settlement Behavior of Circular Skirted foundations Compared to other Types of Foundations	S. Gholipour - M. Makarchian	85



FERDOWSI CIVIL ENGINEERING

Ferdowsi University of Mashhad

General Director: F. Irani

Editor-Chief: M. R. Esfahani

Published: Ferdowsi University of Mashhad

Editorial Board:

M. Reza Esfahani	Professor	Ferdowsi University of Mashhad
F. Irani	Professor	Ferdowsi University of Mashhad
K. badv	Professor	Urmia University
J. Bolouri Bazaz	Associate Professor	Ferdowsi University of Mashhad
A. Pouya	Professor	Ecole des Ponts Paris tech
S. M. Hosseini	Professor	Ferdowsi University of Mashhad
N. Hafezi Moghaddas	Professor	Ferdowsi University of Mashhad
E. Seyedi Hosseininia	Associate Professor	Ferdowsi University of Mashhad
Sh. Danesh	Associate Professor	Ferdowsi University of Mashhad
Gh. Rakhshandehro	Professor	Shiraz University
M. H. Sebt	Professor	Amirkabir University of Technology
F. Shahabian Moghadam	Professor	Ferdowsi University of Mashhad
A. Kavussi	Professor	Tarbiat Modares University
H. Ganji Doost	Professor	Tarbiat Modares University
M. Faghfour Maghrebi	Professor	Ferdowsi University of Mashhad
F. Moghadas Nejad	Professor	Amirkabir University of Technology
M. Kianoush	Professor	University of Ryerson

Text Editor: Yousef Bina

Administrative Director: T. Hooshmand

Typist: A. Noie – T. Hooshmand

Journal of Ferdowsi 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

Ferdowsi Civil Engineering

Serial No. 31

A Study on the Effect of Aleatory and Epistemic Uncertainties on Fragility Curves of Steel Moment Frames	1
A. Gorji - E. Darvishan - H. Babajanian Bisheh	
Probabilistic Analysis of Immediate Settlement of a Rectangular Foundation Using Various Reliability Software	17
H. Fattahi - F. Jiryaei - S. Mehrnia	
The Role of chute Blocks Geometry in Current Erosion Power Loss	32
S. Moradi - H. Shahsavari - K. Esmaili	
The Numerical Study of Energy Piles Performance by Using of Thermo-Mechanical and Mechanical Constitutive Models	49
M. Khodaparast - S. A. Ghoreishian Amiri A. Jamalloo	
Experimental Evaluation of the Effect of Contact Surfaces on Friction Resistance of Bolt Connections	69
M. Mahmoudi - M. Kosari - M. Lorestani	
Experimental and Numerical Study of Load-Bearing and Settlement Behavior of Circular Skirted foundations Compared to other Types of Foundations	85
S. Gholipour - M. Makarchian	

Vol. 33, No. 3
Autumn, 2020