

Seismic Behaviour of Shallow Foundation Adjacent to Slope Evaluation by Numerical - Laboratory Methods

Sahar Jalili¹, Hossein Javaheri Koupaei², Hassan Sharafi^{3*}

1- Ph.D. Student, Department of Civil Engineering, Science and Research Branch, Islamic Azad University, Tehran, Iran

2- Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Science and Research Branch, Islamic Azad University, Tehran, Iran

3- Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, Razi University, Kermanshah, Iran

ABSTRACT

Seismic behaviour of shallow foundation on adjacent of the sand slope crest is evaluated in this article. The foundation of various engineering structures has been made of Shallow foundation adjacent to soil slopes. While the shallow foundation is placed in the slope or out of the slope the amount of static and dynamic bearing capacity is reduced. Static bearing capacity and dynamic bearing capacity (Seismic) have been made up of respective coefficients. In fact, when the ground slope is increased the quantitative amount of bearing capacity coefficient of shallow foundation is reduced. Bearing capacity of the shallow foundation has been investigated by various researchers. Respective researchers evaluate this problem when respective shallow foundation is on the slope in static circumstance. In respective condition, the sloe and shallow foundation are under seismic vertical, horizontal loads as well as the combination of respective loads. Seismic vertical and horizontal load effect analysis under horizontal and vertical seismic load condition could be evaluated by critical state methods in quasi-static loading technique. Two-dimensional finite element method, as well as the computational framework of the plane surface, have been used for numerical simulation in current research hypothesis. Shallow foundations have been placed at a certain distance from slope crest. The slope studied in this research has a 25-degree angle (2:1 - V: H).The respective slope has been constructed by sandy materials with medium density. Constitutive elastic models such as Mohr-Coulumb (MC) and Hardening Soil Model (HSM) have been selected for hardening effect evaluation. Actual seismic behaviour of the slope, shallow foundation as well as the direction of seismic response have been investigated innovatively. Research results are presented that two constitutive models (MC and HSM) have completely different response in the zone of the structural element of shallow foundation behaviour and geotechnical performance of dry sandy slope.

ARTICLE INFO

Receive Date: 16 January 2020

Revise Date: 30 April 2020

Accept Date: 02 May 2020

Keywords:

Shallow foundation;

Dry sandy slope;

Seismic loading;

Numerical model;

Physical model.

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: 10.22065/JSCE.2020.215828.2049

*Corresponding author: Hassan Sharafi

Email address: h_sharafi@razi.ac.ir

ارزیابی رفتار لرزه‌ای پی سطحی مجاور شیب به کمک شبیه سازی های عددی

سحر جلیلی^۱، حسین جواهری کوپائی^۲، حسن شرفی^{۳*}

۱- دانشجوی دکتری، گروه مهندسی عمران، واحد علوم و تحقیقات، دانشگاه آزاد اسلامی، تهران، ایران

۲- استادیار، گروه مهندسی عمران، واحد علوم و تحقیقات، دانشگاه آزاد اسلامی، تهران، ایران

۳- استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشگاه رازی، کرمانشاه، ایران

چکیده

کاهش ظرفیت باربری استاتیکی و لرزه‌ای از مهمترین مشکلات پی‌های واقع در مجاورت یا درون شیب است. همچنین راه حل‌های تحلیل حدی ارائه شده در مطالعات پیشین متمرکز بر راه حل کران بالا هستند. اما در این مطالعات، اثر بارگذاری لرزه‌ای واقعی همانند اثرات فرکانس بارگذاری، دامنه‌ی شتاب بالای $g_{0.3}$ در حوزه‌ی زمان، تحلیل‌های دینامیکی غیر-خطی و ... در نظر گرفته نشده است. برای این منظور در این مقاله رفتار لرزه‌ای پی‌های سطحی در مجاورت تاج شیب ماسه‌ای مطالعه می‌شود. برای مدلسازی عددی مسأله‌ی تحقیق از روش اجزای محدود دو بعدی و چارچوب محاسباتی کرنش مسطح استفاده شده است. پی‌های سطحی در فاصله‌ی مجاورت مشخصی نسبت به تاج شیب قرار داده شده‌اند. شیب مورد مطالعه در این تحقیق، شیبی با زاویه‌ی ۲۵ درجه (شیب ۲:۱ قائم به افقی) است. شیب مورد تحلیل از مصالح ماسه‌ای با تراکم متوسط تشکیل شده است. مدل‌های رفتاری ارتجاعی خمیری کامل موهر-کولمب (MC) و خاک سخت شونده (HSM) برای بررسی اثر سخت شوندگی مصالح خاکی شیب در نظر گرفته شده‌اند. در این مطالعه، رفتار لرزه‌ای واقعی شیب، پی سطحی و جهت پاسخ‌های لرزه‌ای مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج تحقیق نشان می‌دهد که دو مدل رفتاری MC و HSM پاسخ‌های کاملاً متفاوتی در دو حوزه‌ی رفتار المان سازه‌ای پی سطحی و عملکرد ژئوتکنیکی شیب ماسه‌ای خشک بدست می‌دهند.

کلمات کلیدی: پی سطحی، شیب ماسه‌ای خشک، بارگذاری لرزه‌ای، مدل عددی، مدل فیزیکی

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	10.22065/JSCE.2020.215828.2049	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2020.215828.2049	۱۴۰۰/۰۶/۳۱	۱۳۹۹/۰۲/۱۳	۱۳۹۹/۰۲/۱۳	۱۳۹۹/۰۲/۱۱	۱۳۹۸/۱۰/۲۶
				حسن شرفی		*نویسنده مسئول:
				h_sharafi@razi.ac.ir		پست الکترونیکی:

۱- مقدمه

پی‌های سطحی مجاور شیب‌های خاکی، شالوده‌ی سازه‌های مهندسی متعددی را تشکیل می‌دهند. به طور معمول با قرار گرفتن پی سطحی در درون یا مجاورت شیب‌های خاکی، از هر دوی ظرفیت‌های باربری استاتیکی و لرزه‌ای (دینامیکی) آن کاسته می‌شود. این مساله عموماً بدین علت است که شرایط محصورشدگی خاک و گوه‌های گسیختگی تشکیل شده در زیر پی سطحی در زمین‌های مسطح و شیب‌دار در حالت کلی متفاوت از یکدیگر است. تمامی ضرایب ظرفیت باربری که تشکیل دهنده‌ی روابط محاسبه‌ی ظرفیت باربری استاتیکی یا دینامیکی (لرزه‌ای) هستند، در این شرایط (یعنی وجود شیب) کاهش می‌یابند. در واقع با افزایش شیب زمین، از مقادیر کمی ضرایب ظرفیت باربری پی سطحی کاسته می‌شود. نیروهای لرزه‌ای می‌توانند در راستاهای افقی، قائم یا ترکیبی از این راستاها بر شیب و پی سطحی مجاور آن اثر کنند. در حال حاضر، تحلیل مساله‌ی اثر بارهای لرزه‌ای افقی و قائم توسط ضرایب بار لرزه‌ای افقی و قائم k_v و k_h در تکنیک بارگذاری شبه-استاتیکی و در قالب روش‌های تعادل حدی و تحلیل حدی صورت می‌گیرد. مطالعات تحلیلی، عددی و آزمایشگاهی مختلف نشان داده‌اند که با قرار گرفتن پی‌های سطحی در درون یا مجاورت شیب‌های خاکی، عموماً از ظرفیت باربری استاتیکی [۱] و لرزه‌ای [۲-۵] آنها کاسته می‌شود. مساله‌ی اندرکنش لرزه‌ای (یا استاتیکی) پی سطحی و شیب بیشتر به وسیله‌ی روش تحلیل حدی و یا تعادل حدی مطالعه شده است. در اغلب مطالعات قبلی از تحلیل‌های شبه-استاتیکی برای حل این مساله استفاده شده است [۲-۵]. برای مثال در مطالعه‌ی عسکری و فرزانه راه حل‌های کران بالا برای محاسبه‌ی ظرفیت باربری شالوده‌ی مجاور شیب مورد استفاده قرار گرفته است [۲]. محاسبه‌ی ظرفیت باربری لرزه‌ای یا استاتیکی شالوده‌های درون یا مجاور شیب‌های خاکی به کمک برآورد ضرایب ظرفیت باربری از قبیل N_c ، N_q و N_γ موضوع بیشتر مطالعات قبلی را تشکیل می‌دهد [۶-۲۲]. مطالعات میرهوف [۲۳ و ۲۴] از اولین مطالعات صورت گرفته برای برآورد ظرفیت باربری شالوده‌های سطحی در حالت وجود شیب در حین بارگذاری استاتیکی است. به طور خاص راه حل‌های تحلیل حدی ارائه شده در مطالعات پیشین متمرکز بر راه حل کران بالا بوده‌اند [۲۵-۲۸] چنانچه که می‌توان بارهای گسیختگی مجموعه‌ی شالوده و شیب را به کمک آنها بدست آورد.

برای مثال در مطالعه‌ی سینیشی اوغلو و ارکلی (۲۰۱۸) [۳۰] ظرفیت باربری لرزه‌ای شالوده‌های سطحی، در زمین‌های شیب دار با خاک چسبنده مورد مطالعه قرار گرفته است. در این مطالعه ضرایب ظرفیت باربری زهکشی نشده برای شالوده‌ی سطحی مجاور شیب متشکل از خاک رسی محاسبه شده است. در این تحقیق از روش بارگذاری لرزه‌ای شبه-استاتیکی در قالب تحلیل‌های عددی اجزای محدود دو بعدی استفاده شده است. در مقاله‌ی مویدی و حیاتی (۲۰۱۸) [۳۱] مدل‌سازی و بهینه‌سازی ظرفیت باربری نهایی استاتیکی شالوده‌ی نواری نزدیک به شیب توسط روش‌های مختلف در چارچوب محاسبات نرم انجام گرفته است. محاسبات نرم این مقاله، بر اساس ۹۰ مجموعه اطلاعاتی حاصل از تحلیل‌های اجزای محدود شالوده‌ی نواری مجاور پنج نوع شیب ماسه‌ای صورت گرفته است. در مطالعه‌ی ژنگ و همکاران (۲۰۱۹) [۳۲] بررسی ظرفیت باربری نهایی شالوده‌های نواری واقع بر لایه‌های ماسه‌ای مستقر بر رس تحت تاثیر سربارهای مایل (مولفه‌های افقی و قائم همزمان بار) در دستورکار قرار گرفته است. در این مطالعه با استفاده از روش بهینه‌سازی طرح وارده‌ی ناپیوستگی (DLO) ظرفیت باربری شالوده‌ی سطحی تحت اثر نسبت‌های مختلف سربار افقی به قائم (H/V) روی آن، بدست آمده است. در تحقیقات ژو و همکاران (۲۰۱۸) [۳۳] ظرفیت باربری لرزه‌ای نهایی و سازوکارهای گسیختگی شیب، برای شالوده‌های نواری واقع در مجاورت شیب‌ها بررسی شده است. در این مطالعه نیز از روش تحلیل لرزه‌ای شبه-استاتیکی برای شیب‌های با زوایای مختلف استفاده شده است. خاک مورد مطالعه از نوع ماسه‌ای-چسبنده و ضرایب ظرفیت باربری برای زوایای شیب مختلف از ۱۵ تا ۶۰ درجه توسط روش DLO محاسبه شده‌اند.

در مطالعه‌ی لی و همکاران (۲۰۲۰) [۳۴] ظرفیت باربری شالوده‌ی سطحی به عرض ۲ متر تحت اثر بار قائم دارای خروج از مرکزیت واقع در بالای شیب، مورد مطالعه قرار گرفته است. تمامی تحلیل‌های این مطالعه توسط روش FELA انجام شده که ترکیبی از امکانات روش‌های اجزای محدود و نظریه‌ی حالت حدی خمیری است. در این تحقیق به کمک روش FELA ظرفیت باربری نهایی P_u پی سطحی برای چسبندگی‌ها و زوایای اصطکاک داخلی خاک مختلف و نیز خروج از مرکزیت‌های بار e گوناگون نسبت به مرکز سطح شالوده،

بدست آمده است. در مقاله‌ی کشاورز و همکاران (۲۰۱۹) [۳۵] ظرفیت باربری لرزه‌ای زهکشی نشده‌ی شالوده‌ی نواری واقع بر شیب‌های خاکی همگن و غیرهمگن، توسط روش تحلیل حدی اجزای محدود FELA استخراج شده است. بارگذاری لرزه‌ای در این روش، از نوع شبه-استاتیکی و با ضرایب بار لرزه‌ای افقی (K_H) در محدوده‌ی صفر تا 0.3 و شیب‌های 10 تا 50 درجه انجام شده است.

اما عموماً در این تحقیقات [۳۰ و ۳۵]، اثر بارگذاری لرزه‌ای واقعی همانند اثرات فرکانس بارگذاری، دامنه‌ی شتاب بالای $0.3g$ در حوزه‌ی زمان، تحلیل‌های دینامیکی غیر-خطی، تاثیر تغییرات مقادیر سربار استاتیکی بر رفتار دینامیکی مجموعه‌ی شالوده و شیب، اثرات انتخاب نوع مدل رفتاری با توجه به تراکم نسبی خاک ماسه‌ای و موارد متعدد دیگری، در نظر گرفته نشده است. همچنین دیدگاه کلی مطالعات حاضر غالباً معطوف به بحث استخراج ضرایب ظرفیت باربری و مکانیزم‌های گسیختگی شیب بوده [۲۹-۳۵] و کمتر به موضوع تعقیب رفتار لرزه‌ای تاریخچه‌ی زمانی شیب و شالوده‌ی سطحی پرداخته شده است. سعی این مطالعه بر آن بوده که این موارد در چارچوبی مشخص مورد بررسی و جستجو قرار بگیرند.

۲- روش شناسی اجرای تحقیق

در این تحقیق برای مدلسازی‌های عددی، از روش اجزا محدود دو بعدی استفاده شده است. پی سطحی از نوع پی‌های نواری در نظر گرفته شده است. با توجه به هندسه‌ی شیب ماسه‌ای و پی سطحی، از منطق کرنش مسطح برای مدلسازی‌های دو بعدی استفاده شده است. در این شرایط کرنش‌ها در راستای عمود بر صفحه‌ی مدلسازی دو بعدی ناچیز و قابل صرف نظر کردن هستند. پی نواری بتن مسلح و دارای رفتار مکانیکی ارتجاعی-خطی است. در واقع بتن تشکیل دهنده‌ی پی در حین بروز تغییرشکل‌های لرزه‌ای وارد فاز غیرارتجاعی یا خمیری نمی‌شود و ذرات جامد خاک وارد فاز خمیری می‌شوند. مشخصات پی نواری بتن مسلح عبارتند از ضخامت 1 متر ($t=1.0m$) و عرض 2 متر ($b=2.0m$).

۲-۱- معرفی جزئیات هندسه‌ی مدل مورد تحلیل

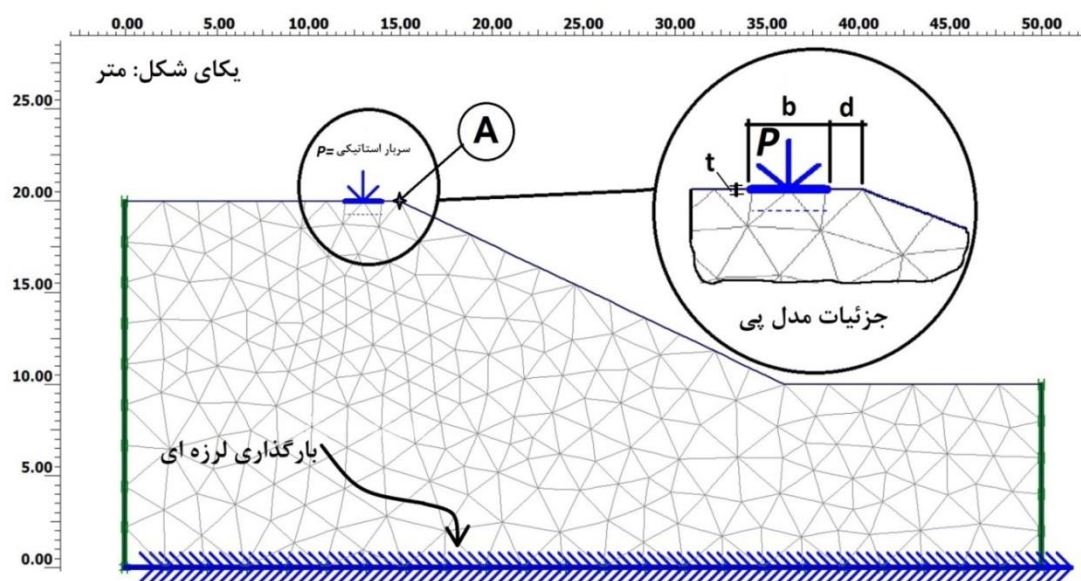
فاصله‌ی لبه‌ی خارجی پی سطحی تا لبه‌ی تاج شیب (d) ثابت و معادل $b/2$ فرض شده است. در واقع راستای استقرار پی سطحی نسبت به تاج شیب متغیر است. مدول ارتجاعی خطی بتن در پی سطحی برابر $E_{RC}=25GPa$ فرض شده و نسبت پواسون آن معادل $\nu=0.15$ (برای بتن با مقاومت بالا) است. وزن مخصوص بتن مسلح پی نیز معادل $\gamma_{RC}=25kN/m^3$ منظور شده است (با لحاظ اثر آرماتورهای مدفون در جسم پی سطحی). برای مدلسازی خاک خشک ماسه‌ای از معیار ارتجاعی-خمیری کامل موهر-کولمب در حالت جریان خمیری غیرهمراه (غیروابسته) (با فرض زاویه‌ی اتساع صفر برای ماسه) استفاده شده است. تراکم نسبی ماسه‌ی تشکیل دهنده‌ی شیب در حد متوسط است و دانه بندی آن نیز از نوع ریز است. تراکم نسبی این ماسه عددی در محدوده‌ی بین 50 تا 60 درصد است. پارامترهای خاک ماسه‌ای که از آزمایش‌های مقاومت برشی بدست آمده اند، در جدول ۱ ارائه شده اند. برای ایجاد مش بندی اجزای محدود به منظور عبور مناسب امواج لرزه‌ای از مش بندی ریز (fine) استفاده شده است. تاثیر حساسیت مش بندی اجزا محدود بر نتایج لرزه‌ای حاصل شده توسط استفاده از مش بندی‌های خیلی ریز و متوسط سنجیده شده است. شیب ماسه‌ای خشک در حالت استاتیکی پایدار است و ضریب اطمینان پایداری آن بزرگ‌تر از یک بدست آمده است. در واقع ناپایداری شیب و پی سطحی مجاور تاج آن، در حین اعمال بارگذاری لرزه‌ای بروز می‌کند.

در شکل ۱ هندسه‌ی کل مدل مورد بررسی مقاله نمایش داده شده است. نقطه‌ی مرجع A درست در لبه‌ی تاج شیب به عنوان یک نقطه‌ی کلیدی در ثبت پاسخ‌های تاریخچه‌ی زمانی در بخش‌های بعدی مقاله مورد استفاده قرار گرفته است. مطابق شکل ۱ پی سطحی به عرض b در فاصله‌ی d از تاج یک شیب ماسه‌ای خشک قرار گرفته است. به علت ماهیت پارامتری مدلسازی‌های عددی مطالعه‌ی حاضر و پرداختن به دیگر متغیرهای مهمی همانند تغییرات سربار استاتیکی و نوع مدل رفتاری، فاصله‌ی d در تمام این مطالعه ثابت و برابر $0.5b$ یعنی یک متر در نظر گرفته شده است. بر اساس آنچه در شکل ۱ نشان داده شده است، بار دینامیکی لرزه‌ای به شکل رکورد تاریخچه‌ی زمانی شتاب زلزله‌ی نزدیک-گسل طبس، در سنگ بستر مدل عددی شیب و در پایین‌ترین تراز اعمال شده است. مدلسازی عددی مساله

در سه فاز مجزا و پی در پی انجام شده است. در فاز اول مدل استاتیکی شیب تعریف شده است. در فاز دوم مدل استاتیکی شیب، شالوده‌ی سطحی و سربار استاتیکی تولید شده است. در فاز سوم، بارگذاری لرزه ای (دینامیکی) به مدل نهایی فاز دوم اعمال شده است. شرایط مرزی استاتیکی در فازهای استاتیکی اول و دوم شامل تکیه گاه غلتکی در کناره‌های قائم مدل عددی و تکیه‌گاه گیردار در کف مدل است. شرایط مرزی دینامیکی در فاز سوم مدلسازی عددی، شامل مرزهای جذب در دیواره‌ها و کف مدل عددی است. مرزهای جذب برای جلوگیری از بازگشت امواج لرزه‌ای مرزی به داخل مدل عددی و ایجاد خطا در نتایج آن، به مدل مساله اعمال شده‌اند.

جدول ۱: معرفی پارامترهای بکاربرده شده برای تعریف ریاضی مدل‌های رفتاری مصالح شیب ماسه‌ای خشک.

پارامتر خاک ماسه ای	نماد و یکا مدل MC	نماد و یکا مدل HSM	مقدار کمی
زاویه ی اصطکاک داخلی خاک	φ ، درجه	φ_{pk} ، درجه	۳۲
چسبندگی خاک	C (kPa)	C (kPa)	۰
مدول ارتجاعی خاک سکانت	E (MPa)	E_{50} (MPa)	۴۲/۵
نسبت پواسون خاک	ν	ν	۰/۲۰
زاویه ی اتساع خاک	ψ ، درجه	ψ ، درجه	۰/۰
وزن مخصوص خاک ماسه ای خشک	γ ، kN/m^3	γ ، kN/m^3	۱۶/۰
مدول ارتجاعی تانژانت یا ادنومتر	-	E_{oe} (MPa)	۳۴/۰
مدول ارتجاعی بارگذاری-باربرداری	-	E_{ur} (MPa)	۱۰۲/۰
ضریب فشار جانبی حالت سکون	-	K_0	۰/۴۷
ضریب وابستگی سختی به سطح تنش	-	m	۰/۵۰

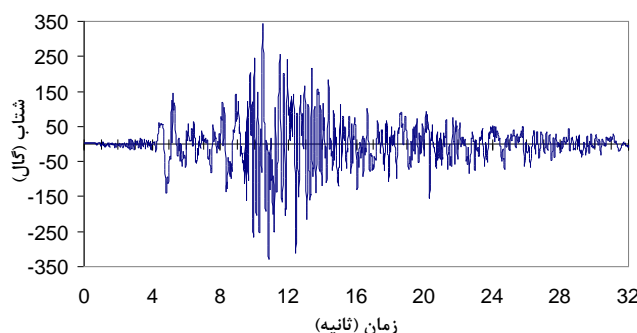


شکل ۱: تعریف هندسه‌ی مساله و شرایط مرزی و اولیه استاتیکی-لرزه‌ای.

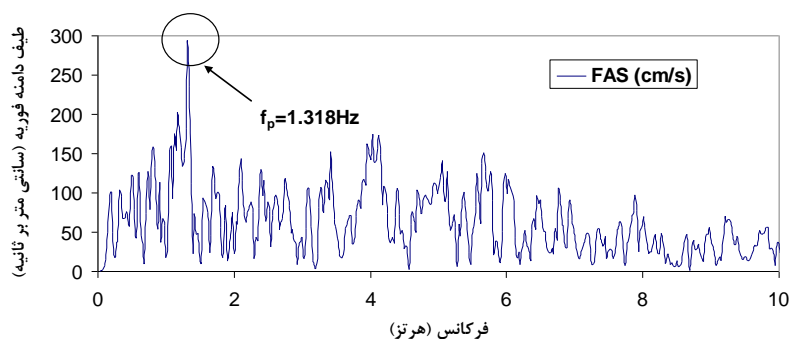
۲-۲- جزئیات بارگذاری لرزه‌ای ورودی

در مقالات پیشین مرتبط با این موضوع [۶-۲۰]، عموماً از بارگذاری ساده شده‌ی شبه-استاتیکی استفاده شده و ضریب بار لرزه‌ای افقی (K_H) به طور معمول کمتر از ۰/۳ و در محدوده‌ی ۰/۱ تا ۰/۲۵ در نظر گرفته شده است. در این تحقیق بارگذاری لرزه‌ای واقعی مورد استفاده قرار گرفته و از تحلیل‌های تاریخچه‌ی زمانی غیر-خطی استفاده شده است. بدین منظور مطابق شکل ۲، رکورد مولفه‌ی طولی زلزله‌ی طبس در ایستگاه نزدیک-گسل طبس، به مقدار دامنه‌ی شتاب $0.35g$ مقیاس شده است. طیف دامنه‌ی فوری‌ی این زلزله در شکل

2b قابل مشاهده است. مطابق شکل 2b به طور کلی حدود فرکانس غالب این زلزله بین ۱ تا ۱/۵ هرتز است. تداوم زمانی این زلزله حدود ۳۳ ثانیه است.



الف



ب

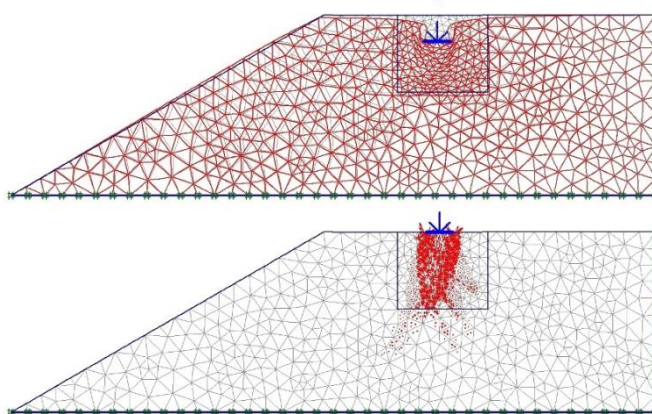
شکل ۲: نمودارهای تاریخی زمانی و توزیع فرکانسی شتاب حرکت ورودی: (آ) شتاب، (ب) طیف فوریه.

۳- صحت سنجی روش و نرم افزار مدل سازی های عددی

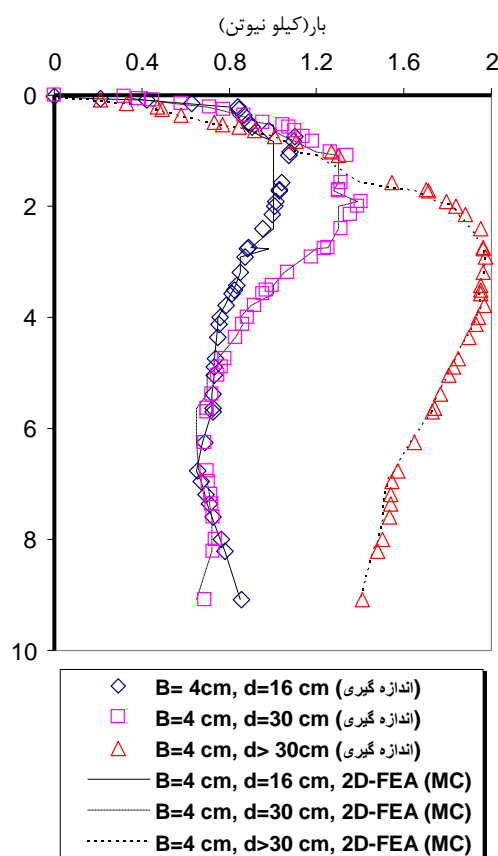
۳-۱- صحت سنجی فاز تحلیل استاتیکی مدل های عددی

برای صحت سنجی نتایج حاصل از مدل سازی های عددی مقاله حاضر، از نزدیک ترین مطالعه موجود به موضوع این تحقیق استفاده شده است. برای این منظور از نتایج مطالعه آزمایشگاهی انجام شده توسط کاستیلی و لنتینی (۲۰۱۲) [۱] استفاده شده است. مطابق این مرجع، یک شیب ماسه ای ۳۰ درجه، مدل آزمایشگاهی مطالعه آنها را تشکیل می دهد. ماسه خشک با دانسیته نسبی ۰.۷۸ و زاویه اصطکاک داخلی ۳۸ درجه درون جعبه ای مدل سازی فیزیکی به صورت لایه لایه پر شده است. حداکثر وزن مخصوص خشک خاک ماسه ای برابر 17.5 kN/m^3 اندازه گیری شده است. دو مدل پی مربعی و نواری در مطالعه کاستیلی و لنتینی (۲۰۱۲) [۱] مورد استفاده قرار گرفته است، که برای صحت سنجی نتایج عددی مقاله حاضر از نمودارهای خروجی مربوط به مدل پی سطحی نواری، برای نزدیک شدن هر چه بیشتر به مدل های عددی پی نواری تحقیق حاضر استفاده شده است. پی های سطحی مدل در مطالعه کاستیلی و لنتینی (۲۰۱۲) [۱] از نوع صفحات فولادی با سطح زبر هستند. تمامی آزمایش ها بر نمونه های شیب خشک ساخته شده از ماسه ای Playa Catania گردآوری شده از کشور ایتالیا اجرا شده اند. عرض شالوده های نواری B معادل ۴ سانتی متر در نظر گرفته شده است. صفحات کاغذ سنباده (sandpaper) به کف مدل های پی سطحی فولادی چسبانده شده است تا اصطکاک کافی بین پی و خاک ماسه ای خشک فراهم گردد. مدل سازی عددی تعدادی از مدل های فیزیکی این مطالعه، به منظور صحت سنجی نتایج عددی این مطالعه، اجرا شده است. در جریان انجام صحت سنجی، برای مدل سازی پی مدل صفحه ای فولادی از معیار ارتجاعی-خطی استفاده شده است و مدل رفتاری خاک نیز مدل مور-کولمب در نظر گرفته شده است.

در شکل ۳ نمونه ای از مدل عددی ایجاد شده برای انجام صحت سنجی مقاله‌ی حاضر نمایش داده شده است. شکل ۳ مربوط به ارائه‌ی نتایج تغییرشکل و توزیع کرنش‌های برشی برای مدل صحت سنجی با ابعاد $d=16\text{cm}$ و $B=4\text{cm}$ است. سه فاصله‌ی مجاورت برابر ۱۶، ۳۰ و بزرگ تر از ۳۰ سانتی متر برای پارامتر d در نظر گرفته شده است. مطابق شکل ۴ منحنی بار-نشست حاصل از صحت سنجی مدل آزمایشگاهی مطالعه‌ی کاستیلی و لنتینی (۲۰۱۲) [۱] توسط مدلسازی عددی مقاله‌ی حاضر نمایش داده شده است. بنابر شکل ۴ توافق خوبی بین نتایج آزمایشگاهی حاصل از مطالعه‌ی کاستیلی و لنتینی (۲۰۱۲) [۱] و یافته‌های عددی تحقیق حاضر برای شالوده‌ی نواری مدل وجود دارد.



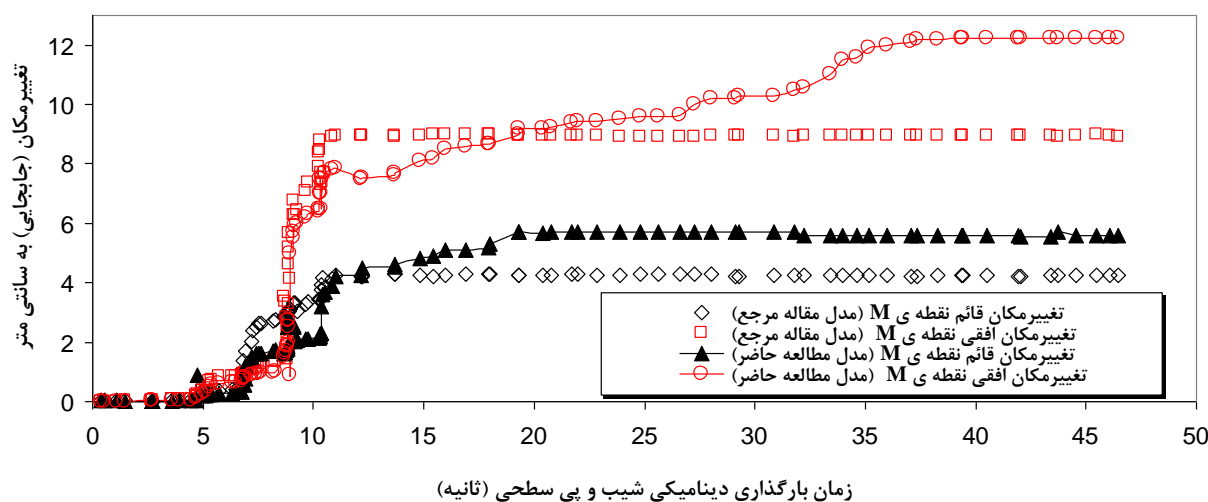
شکل ۳: نتایج تغییرشکل و توزیع کرنش‌های برشی برای مدل صحت سنجی با ابعاد $B=4\text{cm}$ و $d=16\text{cm}$.



شکل ۴: منحنی بار-نشست حاصل از صحت سنجی مدل آزمایشگاهی مطالعه‌ی کاستیلی و لنتینی (۲۰۱۲) [۱].

۳-۲- صحت سنجی فاز تحلیل دینامیکی مدل های عددی

برای راستی آزمایی مدل های عددی تحقیق و نیز نرم افزار و روش عددی منتخب مطالعه ی حاضر در فاز بارگذاری لرزه ای از نتایج تغییرشکل های افقی و قائم یک مدل لرزه ای استفاده شده است. برای این منظور از مدل مشابه و نزدیک به مدل عددی تحقیق حاضر مطرح در مقاله ی اوسیلیو و زیمارو (۲۰۱۵) [۲۹] که در آن طراحی لرزه ای پی سطحی با عرض ۲ متر واقع در لبه ی شیب سنگی توسط مدل رفتاری ارتجاعی-خمیری هوک-براون و با پارامترهای مشابه مدل موهر-کولمب، مدنظر قرار گرفته، استفاده شده است. بار لرزه ای این مدل شامل رکورد زلزله ی نورتریچ در سال ۱۹۹۴ میلادی (در ایستگاه گریفیث پارک-USGS 141 LA) با تداوم زمانی حدود ۴۵ ثانیه است. حداکثر شتاب این زلزله برای بارگذاری لرزه ای معادل $PGA=0.289g$ مقیاس شده است. پریود میانگین بارگذاری لرزه ای انتخاب شده معادل 0.428 ثانیه و شدت آریاس آن $1/518 m/s$ است. در استخراج نمودارهای پاسخ لرزه ای هر دوی تغییرمکان های افقی و قائم نقطه ی M مدنظر مقاله ی مرجع قرار گرفته است [۲۹]. پارامترهای اصلی مدل هوک-براون برای مدل مقاله ی مرجع برابر $GSI=50$ ، $m_f=10$ و $\sigma_c=10MPa$ است. این پارامترها به کمک روابطی (نسبتاً طولانی) قابل تبدیل به پارامترهای مدل موهر-کولمب هستند. ضریب شتاب بحرانی محاسبه شده برای شیب معادل $k_p=0.105$ بدست آمده است. شالوده ی مجاور شیب، یک پی نواری در نظر گرفته شده است. در مدل مرجع، سطح لغزش (گسیختگی) شیب از نوع متداول لگاریتمی-اسپیروال فرض شده و نقطه ی M در انتهای محل برخورد سطح لغزش شیب و گوشه ی دور از رویه ی شیب شالوده قرار دارد. دو مدل رفتاری هوک-براون و موهر-کولمب شباهت های بسیاری به هم دارند، بجز-آنکه معیار شکست مدل هوک-براون غیر-خطی و معیار شکست مدل موهر-کولمب از نوع خطی است. فاصله ی گوشه ی خارجی پی از لبه ی شیب یا D_0 نیز معادل صفر منظور شده است. همچنین شیب انتخاب شده یک شیب سنگی ۴۵ درجه است که پی سطحی، درست در لبه ی آن واقع شده است. مشخصات کامل تر این مدل در مقاله ی مرجع [۲۹] آورده شده است. نمودار تغییرشکل های افقی و قائم نقطه ی M در مدل این شیب [۲۹] بر حسب زمان بارگذاری لرزه ای و یکای سانتی متر استخراج و ترسیم شده است. وزن مخصوص مصالح سنگی برابر ۲۰ کیلونیوتن بر مترمکعب است. سربار استاتیکی خطی روی پی برابر ۸۲۰۰ کیلونیوتن بر متر منظور شده، بنابراین بار روی پی برابر ۴۱۰۰ کیلونیوتن خواهد بود. در شکل ۵ توافقی نسبتاً مناسب بین نتایج تغییرشکل مدل مقاله ی مرجع [۲۹] و یافته های مدل سازی اجزای محدود دو بعدی مطالعه ی حاضر مشاهده می شود. از طرفی اختلاف موجود در نتایج می تواند به علت اثرات مش بندی و نیز شرایط مرزی استاتیکی و دینامیکی مدل سازی های عددی صورت گرفته باشد.



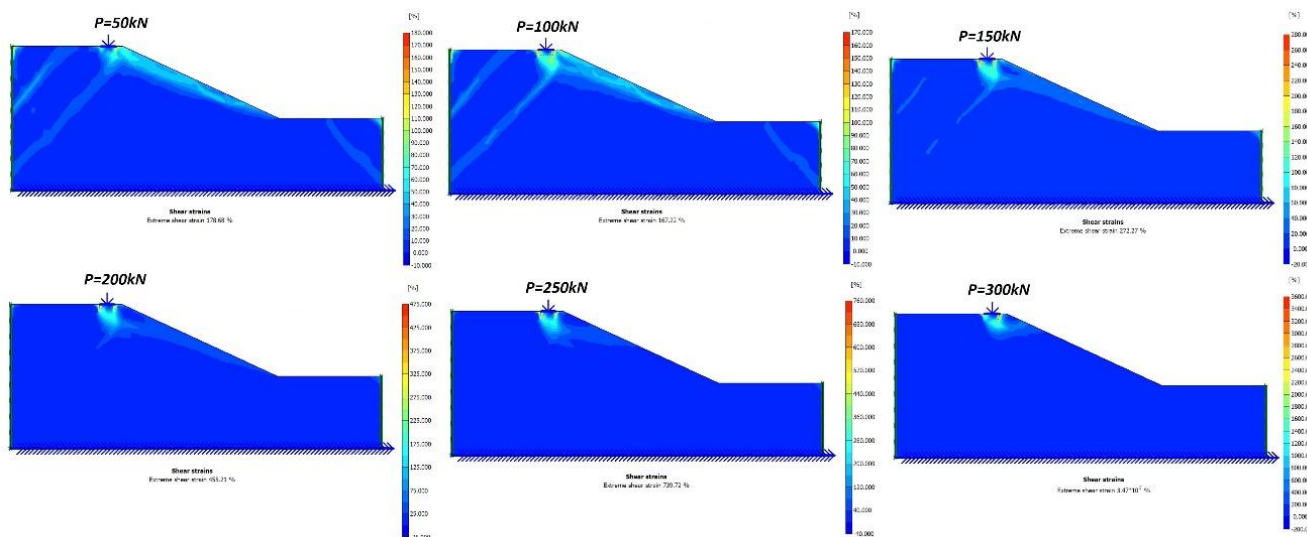
شکل ۵: مقایسه ی نتایج صحت سنجی مدل مقاله ی مرجع و مدل اجزای محدود اجرا شده در تحقیق حاضر.

۴- مطالعه‌ی خروجی‌های مدل‌سازی‌های عددی تحقیق

گسترش زون‌های خمیری در نواحی زیر پی سطحی و رویه‌ی شیب، می‌تواند اطلاعات مناسبی از رفتار استاتیکی و لرزه‌ای مجموعه‌ی پی سطحی-شیب در دسترس قرار دهد. از این رو، شکل ۶ نحوه‌ی گسترش زون‌های کرنش برشی اطراف پی سطحی و رویه‌ی شیب با افزایش سربار را نشان می‌دهد.

۴-۱- گسترش زون‌های خمیری در نواحی زیر پی سطحی و رویه‌ی شیب

کانتورهای ارائه شده در شکل ۶ در حالت فایل پیش تحلیل استاتیکی و مدل موهر-کولمب قبل از بارگذاری لرزه‌ای است. بر اساس شکل ۶ با افزایش سربار استاتیکی، ناحیه‌ی با کرنش برشی حداکثر از رویه‌ی شیب به سمت زیر پی سطحی منتقل و متمرکز می‌شود. نحوه‌ی گسترش زون‌های خمیری اطراف پی سطحی و رویه‌ی شیب با افزایش سربار نیز بررسی شده است. مطابق این حالت، با افزایش سربار استاتیکی، گوه‌ی مثلثی شکل زیر شالوده‌ی سطحی نواری گسترش بیشتری پیدا می‌کند و نقاط بیشتری از آن دچار رفتار خمیری می‌شوند. همچنین در تمام حالات سه گوه‌ی مثلثی شکل هم مرکز، در زیر شالوده‌ی سطحی شکل گرفته است. گوه‌ی اول (کوچک) درست در زیر شالوده‌ی سطحی نواری تشکیل شده است. گوه‌ی دوم در محیط گوه‌ی اول و گوه‌ی سوم نیز به همین ترتیب در محیط گوه‌ی دوم تشکیل می‌شود. علاوه بر گوه‌های زیر پی سطحی، مطابق یافته‌های شکل ۶ نقاط بیشتری از رویه‌ی شیب با افزایش سربار، دچار تسلیم خمیری می‌شوند. همچنین نحوه‌ی گسترش زون‌های خمیری اطراف پی سطحی و رویه‌ی شیب، با افزایش سربار در مدل HSM مطالعه شده است. در این حالت نیز بیشتر بخش شیب دار مدل عددی، دچار سخت شوندگی خمیری می‌شوند. در این مدل رفتاری، خروجی نقاطی از شیب که دچار سخت شوندگی خمیری شده‌اند، با مربع‌های سبز رنگ مشخص شده‌است. همچنین زون خمیری کامل موهر-کولمب زیر پی سطحی (مربع‌های توخالی قرمز رنگ) با افزایش سربار استاتیکی گسترش بیشتری در ناحیه‌ی زیر پی پیدا کرده است.

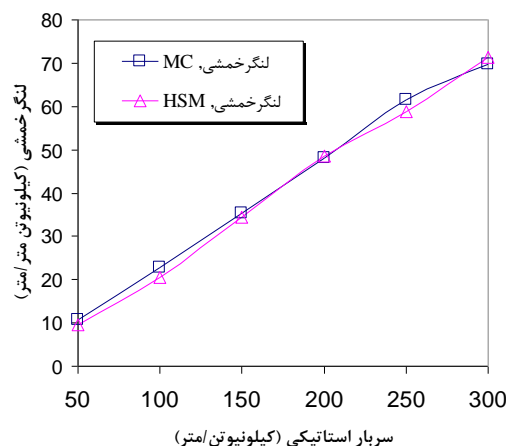


شکل ۶: نحوه‌ی گسترش زون‌های کرنش برشی اطراف پی سطحی و رویه‌ی شیب با افزایش سربار.

۴-۲- بررسی رفتار سازه‌ای بار-تغییرشکل پی سطحی نواری بتن مسلح

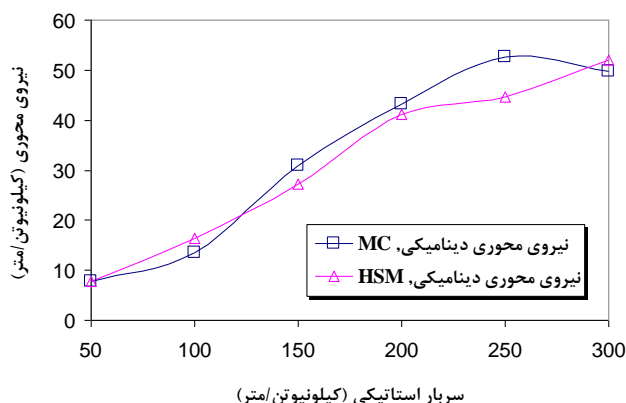
برای بررسی رفتار بار-تغییرشکل پی سطحی خروجی‌های سازه‌ای مدنظر قرار گرفته است. خروجی‌های سازه‌ای به طور عمده شامل توزیع لنگر خمشی، نیروی محوری و نیروی برشی می‌گردد. همچنین خروجی‌های تغییرشکل و کرنش برشی زیر پی سطحی نیز رفتار اندرکنشی پی سطحی و شیب را به خوبی روشن می‌سازد. در شکل ۷ تغییرات لنگر خمشی دینامیکی تولیدشده در شالوده به ازای

تغییرات سربار استاتیکی نمایش داده شده است. مطابق این شکل لنگر خمشی مدل MC در بیشتر سربارهای استاتیکی اندکی بیشتر از لنگر خمشی ایجاد شده توسط مدل HSM است. در واقع علت آن است که به علت بروز کرنش‌های سخت شوندگی انرژی لرزه‌ای بیشتری به خاک رسیده است و سهم شالوده برای ایجاد تلاش‌های داخلی همانند لنگر خمشی کمتر شده است. مطابق شکل ۷ با افزایش سربار استاتیکی، لنگر خمشی دینامیکی در شالوده بایک روند صعودی افزایش می‌یابد.

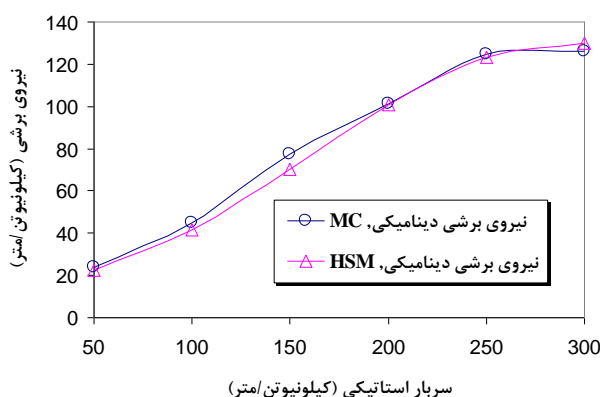


شکل ۷: تغییرات لنگر خمشی دینامیکی تولید شده در شالوده به ازای تغییرات سربار استاتیکی.

در شکل ۸ تغییرات نیروی محوری دینامیکی تولید شده در شالوده به ازای تغییرات سربار استاتیکی و در شکل ۹ تغییرات نیروی برشی دینامیکی تولید شده در شالوده به ازای تغییرات سربار استاتیکی ارائه شده است. مطابق دو شکل ۸ و ۹ و در مقایسه با نمودارهای درون شکل قبلی ۷ رفتار نیروهای محوری و برشی در شالوده‌ی سطحی نیز مشابه لنگر خمشی آن شده است. نیروهای محوری و برشی بدست آمده توسط مدل MC اندکی بیشتر از مدل HSM است، که دلیل و توجیه آن مشابه موارد گفته شده در خصوص لنگر خمشی در شکل ۷ است. مطابق شکل‌های ۸ و ۹ با افزایش سربار استاتیکی، به ترتیب نیروی محوری و برشی دینامیکی در شالوده‌ی صلب بایک روند صعودی افزایش می‌یابد. علت اصلی این موضوع آنست که با افزایش سربار استاتیکی، عکس العمل‌ها و تلاش‌های داخلی شالوده برای مقابله با اثر بارگذاری سربار خارجی و ایجاد تعادل جدید بین نیروهای داخلی و خارجی پی سطحی در مدل، بسیج شده و به میزان بیشتری از نیروهای داخلی شامل نیروهای محوری و برشی در این حالت برای ایجاد تعادل جدید بین نیروهای موثر بر مدل شالوده-شیب نیاز است.

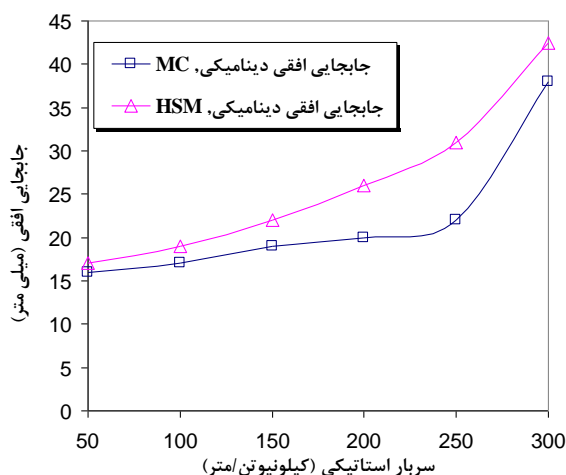


شکل ۸: تغییرات نیروی محوری دینامیکی تولید شده در شالوده به ازای تغییرات سربار استاتیکی.



شکل ۹: تغییرات نیروی برشی دینامیکی تولید شده در شالوده به ازای تغییرات سر بار استاتیکی.

در شکل ۱۰ تغییرات تغییر مکان افقی (جانبی) استاتیکی تولید شده در شیب به ازای تغییرات سر بار استاتیکی برای دو مدل رفتاری مختلف نشان داده شده است. آنچه که در توجیه شکل های ۷ تا ۹ در قبل گفته شده، در نمودارهای ترسیم شده در شکل های ۱۰ تا ۱۲ واقعیت یافته است. بطوری که در تمامی موارد تغییر شکل ها و کرنش های برشی تولید شده توسط مدل HSM بزرگ تر از مدل متداول MC بدست آمده اند. در واقع رفتار لرزه ای و پاسخ های دو مدل رفتاری MC و HSM در مقایسه ی گروهی شکل های ۷ تا ۹ و ۱۰ تا ۱۲ کاملاً متفاوت و دقیقاً برعکس هم بدست آمده است. در شکل ۱۱ تغییرات تغییر مکان قائم (نشست) استاتیکی تولید شده در شالوده به ازای تغییرات سر بار استاتیکی و در شکل ۱۲ تغییرات کرنش های برشی استاتیکی تولید شده در زیر شالوده به ازای تغییرات سر بار استاتیکی نشان داده شده است. در توجیه علت بروز اختلاف در پاسخ های دو مدل MC و HSM در شکل ۱۰ بایستی گفت که در حالت کلی، مدل رفتاری MC در برآورد رفتار تغییر شکل های جانبی (افقی) به صورت بنیادی و عملکردی ضعیف تر از مدل HSM عمل می کند و مقادیر تغییر شکل های جانبی را کمتر از حالتی که سخت شوندگی مصالح ماسه ای نیمه متراکم در نظر گرفته می شود، بدست می آورد. در واقع فاز تغییر شکل های خمیری جانبی بعد از نقطه ی اوج (پست پیک) در منحنی تنش-کرنش دینامیکی در مدل MC به دلیل ماهیت اولیه ارتجاعی-خمیری کامل این مدل قابل لحاظ کردن نیست.

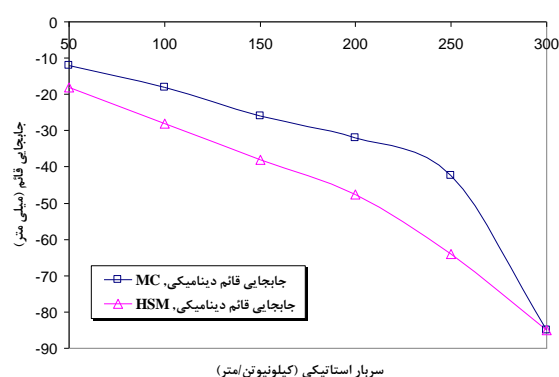


شکل ۱۰: تغییرات تغییر مکان افقی (جانبی) تولید شده در شیب به ازای تغییرات سر بار استاتیکی.

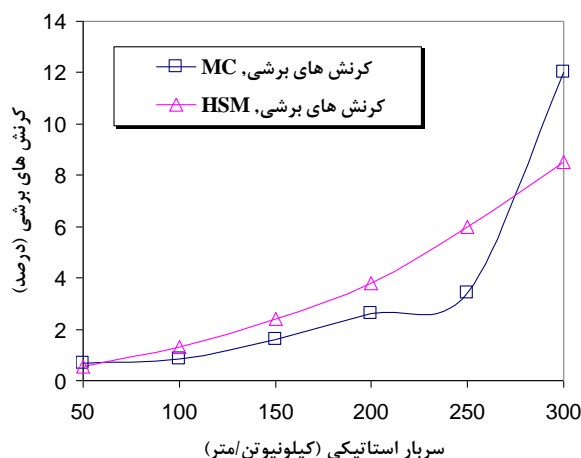
همچنین مطابق شکل ۱۱ برای تمامی سر بارهای استاتیکی تغییر مکان های قائم لرزه ای مدل MC بیشتر از مدل HSM بدست آمده اند. مدل MC میزان کمی تغییر شکل های قائم را نیز بر خلاف تغییر شکل های افقی بیش برآورد می کند (نتایج محافظه کارانه). علت

اصلی این موضوع نیز عدم لحاظ فرآیند سخت شونده‌گی ماسه در حین بروز انقباض و تراکم لرزه ای مصالح ماسه ای خشک در شیب خاکی است. در واقع خاک ماسه ای با محدوده های تراکم نسبی کم و متوسط در حین رخداد برش لرزه ای دچار اتساع خمیری نمی شود و درگیر تراکم انقباضی می گردد. حال آنکه مدل MC قادر به در نظر گرفتن اثرات تراکم انقباضی و برش غیراتساعی در حین اعمال بارگذاری لرزه ای نیست.

در ادامه و در شکل ۱۲ نیز کرنش های برشی دینامیکی مدل HSM در غالب موارد بزرگ تر از مدل رفتاری MC شده است. علت رخداد این موضوع آنست که کرنش های برشی دینامیکی حاصل از مدل HSM برخلاف مدل MC حاصل جمع (برآیند کلی) کرنش های دو فاز قابل مدلسازی قبل از اوج-اوج و پس از اوج نمودار تنش-کرنش مصالح است. فازهای وقوع کرنش قبل از اوج و اوج-ثابت در مدل موهر-کولمب MC قابل اندازه گیری هستند، اما فاز اساسی پس از میل نمودار تنش-کرنش به نقطه ی اوج (قله ی تنش-کرنش) در این مدل رفتاری به طور کلی قابل اندازه گیری نیست و مقادیر کمی کرنش های این بخش از رفتار مصالح ماسه ای خشک در دسترس نخواهد بود.



شکل ۱۱: تغییرات تغییرمکان قائم (نشست) تولیدشده در شالوده به ازای تغییرات سربار استاتیکی.

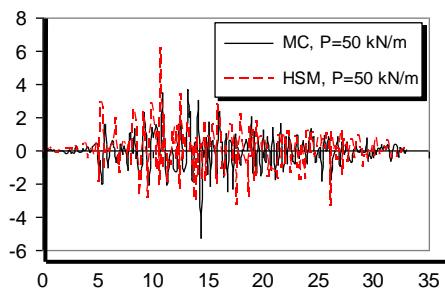


شکل ۱۲: تغییرات کرنش های برشی تولیدشده در زیر شالوده به ازای تغییرات سربار استاتیکی.

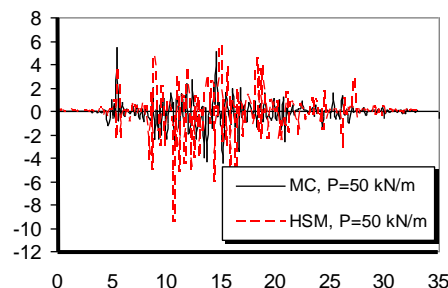
۴-۳- مطالعه ی رفتار لرزه ای تاج شیب ماسه ای

در این بخش رفتار پاسخ های شتاب و تغییرمکان لرزه ای دو مدل رفتاری ارتجاعی-خمیری کامل مور-کولمب و مدل خاک سخت شونده، مورد مقایسه و بررسی قرار می گیرد. جهت مقایسه ی هرچه بهتر نتایج حاصل شده تغییرات سربار قائم استاتیکی نیز در نظر گرفته شده است. برای این منظور سه سربار متفاوت 50kN، 200kN و 300kN در استخراج خروجی های این بخش در نظر گرفته شده اند. در شکل

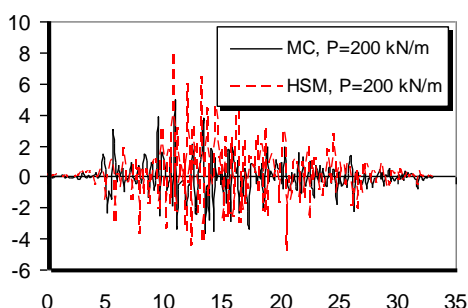
۱۳ مقایسه‌ی پاسخ‌های زمانی شتاب افقی و قائم دو مدل MC و HSM برای سربارهای استاتیکی مختلف ارائه شده است. مطابق بخش‌های مختلف این شکل معمول پاسخ شتاب‌های افقی و قائم مدل HSM بزرگ‌تر از مدل MC است. بزرگ بودن شتاب‌های پاسخ مدل HSM در مقایسه با مدل MC به علت وقوع سخت‌شوندگی هندسی در شیب و نیز وقوع سخت‌شوندگی کرنشی مصالح در این مدل است.



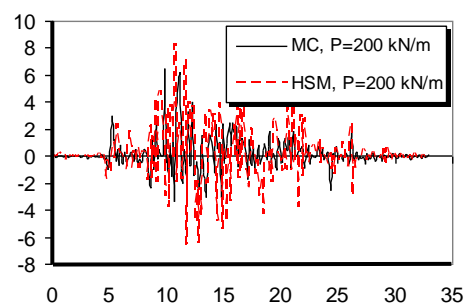
الف



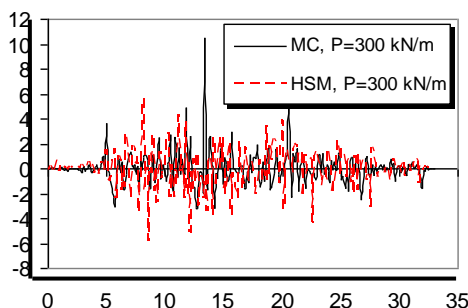
ب



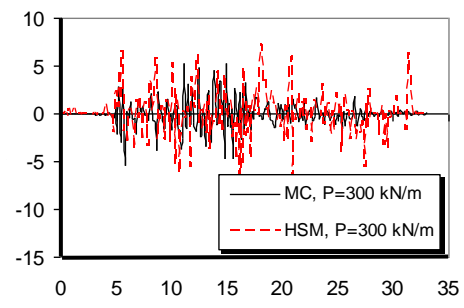
ج



د



ه



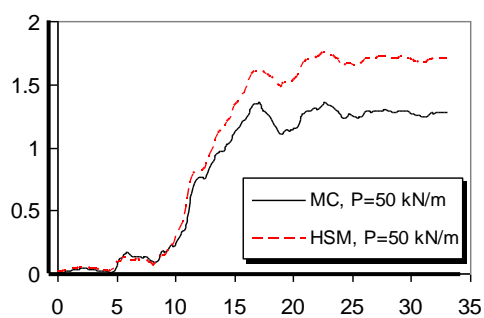
و

شتاب افقی (متر بر مجذور ثانیه) - زمان (ثانیه)

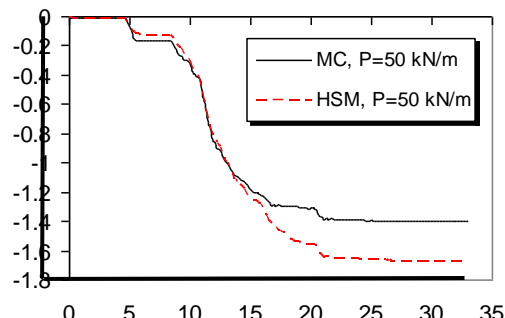
شتاب قائم (متر بر مجذور ثانیه) - زمان (ثانیه)

شکل ۱۳: مقایسه‌ی پاسخ‌های زمانی شتاب افقی و قائم دو مدل MC و HSM برای سربارهای استاتیکی مختلف.

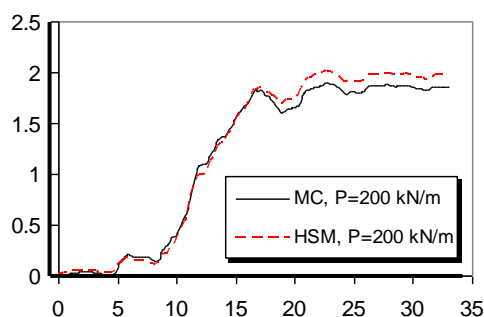
در شکل ۱۴ مقایسه‌ی پاسخ‌های زمانی تغییرمکان افقی و قائم دو مدل MC و HSM برای سربارهای استاتیکی مختلف ارائه شده است. با مقایسه‌ی دو شکل مشخص می‌شود که مدل خاک سخت‌شونده همواره پاسخ‌های تغییرشکل افقی و قائم بزرگ‌تری نسبت به مدل ارتجاعی-خمیری کامل از خود نشان می‌دهد. دلیل این موضوع آنست که محدوده‌ی کرنش‌های مدل HSM وارد مرحله‌ی سخت‌شوندگی کرنشی شده و تغییرشکل‌های بزرگ‌تری ایجاد می‌کند، اما در مقابل مدل MC چنین گام کرنشی در حین بارگذاری لرزه‌ای ندارد.



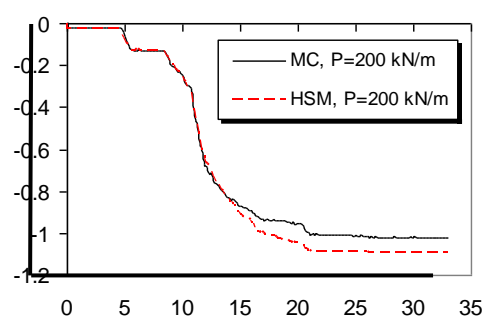
الف



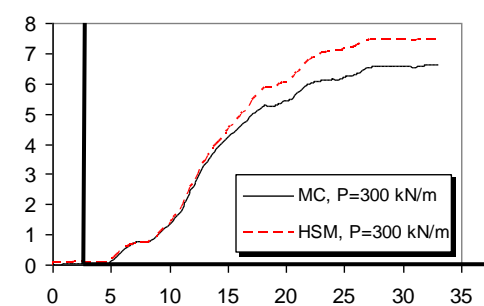
ب



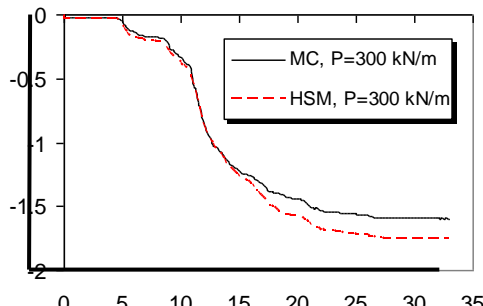
ج



د



ه



و

جابجایی افقی (متر) - زمان (ثانیه)

جابجایی قائم (متر) - زمان (ثانیه)

شکل ۱۴: مقایسه‌ی پاسخ‌های زمانی تغییر مکان افقی و قائم دو مدل MC و HSM برای سربارهای استاتیکی مختلف.

۵- خلاصه و نتیجه گیری

در این مطالعه به شکل خاصی رفتار دینامیکی واقعی پی سطحی مستقر بر شیب ماسه‌ای خشک مورد مطالعه قرار گرفته است. برای انجام مطالعه‌ی حاضر و صحت سنجی یافته‌های آن، از نتایج مدلسازی‌های عددی و آزمایشگاهی مرتبط استفاده شده است. مدل‌های اجزای محدود دو بعدی کرنش مسطحی از پی سطحی نواری مجاور تاج شیب ماسه‌ای خشک ایجاد شده است. عمق استقرار پی برابر صفر و درست در سطح زمین در نظر گرفته شده است. دو مدل رفتاری MC و HSM برای مدلسازی خاک ماسه‌ای خشک تشکیل دهنده‌ی شیب با تغییرات سربار استاتیکی شالوده‌ی نواری در نمونه‌های 50kN در نظر گرفته شده است. نتایج و یافته‌های کلی حاصل از مطالعات عددی مقاله‌ی حاضر به شرح زیر هستند:

۱- در این تحقیق بر خلاف برخی مطالعات ارزشمند قبلی، تمرکز اصلی تحقیق تنها معطوف به موضوع استخراج ضرایب ظرفیت باربری لرزه‌ای به کمک بارگذاری لرزه‌ای شبه-استاتیکی برای مدل شیب-پی سطحی نبوده و به بحث در خصوص رفتارهای تاریخیچه‌ی زمانی

مدل پی-شیب تحت اثر بارگذاری لرزه ای واقعی پرداخته شده است. همچنین اثر تغییرات رفتار مصالح خاکی ماسه ای در حین بروز کرنش های خمیری توسط دو مدل رفتاری شامل و فاقد سخت شوندگی کرنشی، در تمامی مدلسازی های عددی مطالعه ی حاضر لحاظ شده است.

۲- با افزایش سربار استاتیکی، ناحیه ی با کرنش برشی حداکثر از رویه ی شیب به سمت زیر پی سطحی منتقل و متمرکز می شود. این نتیجه در مقایسه و هم سنجی یافته های هر دو مدل رفتاری MC و HSM قابل مشاهده است. مزیت این تحقیق در حصول این نتیجه ی مشترک برای دو مدل رفتاری مختلف استفاده شده می باشد.

۳- بیشتر بخش شیب دار مدل عددی دچار سخت شوندگی خمیری می شوند. همچنین زون خمیری کامل موهر-کولمب زیر پی سطحی با افزایش سربار استاتیکی گسترش بیشتری در ناحیه ی زیرین پی پیدا کرده است. افزایش سربار استاتیکی روی پی سطحی، زمینه ی اولیه برای ایجاد و گسترش زون های خمیری لرزه ای را فراهم می کند. با توجه به انتخاب معیار تسلیم خاک سخت شونده HSM در این مطالعه، بروز زون های خمیری در حین بارگذاری لرزه ای در اطراف پی سطحی با دقت زیادی قابل پیگیری است.

۴- پاسخ تلاش های سازه ای داخلی در شالوده ی سطحی نواری بتن مسلح همانند لنگر خمشی، نیروی محوری و نیروی برشی در مدل HSM معمولاً کوچک تر از مدل MC است. علت این امر تفاوت در ماهیت رفتار سخت شوندگی کرنشی مدل HSM نسبت به مدل معمول MC است. در واقع مطابق یافته های این تحقیق، سهم سخت شوندگی کرنشی بیشتر در مدل HSM باعث می شود که بخش سازه ای مدل (یعنی پی سطحی بتن مسلح) نیروهای عکس العملی کمتری به عنوان تلاش های داخلی ایجاد و نیز دریافت کند.

۵- پاسخ های تغییر شکل افقی و قائم و کرنش برشی مدل HSM معمولاً بزرگ تر از مدل MC است. دلیل این امر بروز کرنش های خمیری در محدوده ی سخت شوندگی رفتار تنش-کرنش غیرارتجاعی-خمیری خاک است. رفتار تنش-کرنش استاتیکی-لرزه ای پست پیک (پسا-اوج) در مدل HSM به علت فرض کرنش های خمیری سخت شونده با توجه به انتخاب خاک ماسه ای با تراکم نسبی متوسط در این تحقیق، به خوبی قابل رصد است.

۶- پاسخ های شتاب افقی و قائم مدل HSM در بیشتر لحظات بارگذاری لرزه ای بیشتر از مدل MC است. در واقع الگوی کلی رفتار لرزه ای پاسخ شتاب مدل های HSM و MC مشابه پاسخ های لرزه ای آنها در زمینه ی تغییر شکل ها و کرنش برشی لرزه ای است. بر اساس یافته های نموداری مقایسه ای این مطالعه، به طور مشخصی دو نوع رفتار کاملاً متمایز برای دو دسته پارامترهای خاکی و سازه ای برای دو مدل HSM و MC قابل مشاهده و تفکیک است.

۷- نوآوری اساسی مقاله ی حاضر استفاده از تحلیل های دینامیکی تاریخچه ی زمانی غیر-خطی در کنار تغییرات مدل رفتاری و شرایط پارامتری سربار استاتیکی روی پی است، که در برخی مطالعات قبلی کمتر بطور همزمان به این موارد پرداخته شده است. همچنین در مطالعات قبلی در این زمینه، عموماً از تحلیل های شبه-استاتیکی در چارچوب روش عددی اجزای محدود برای حل این مساله استفاده شده است.

مراجع

- [1] Castelli, F., and Lentini, V. (2012). Evaluation of the bearing capacity of footings on slopes. *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*, 12(3), 112-118.
- [2] Askari, F., and Farzaneh, O. (2003). Upper-bound solution for seismic bearing capacity of shallow foundations near slopes. *Geotechnique*, 53(8), 697-702.
- [3] Castelli, F. and Motta, E. (2010). Bearing capacity of strip footings near slopes. *Geotechnical and Geological Engineering*, 28(2), pp.187-198.
- [4] Ausilio, E., (2014). Seismic bearing capacity of strip footings located close to the crest of geosynthetic reinforced soil structures. *Geotechnical and Geological Engineering*, 32(4), pp.885-899.
- [5] Bowles, J. E. (1996). *Foundation analysis and design*, 5th Ed., McGraw-Hill, New York.

- [6] Budhu, M., and Al-Karni, A. (1993). Seismic bearing capacity of soils. *Geotechnique*, 43(1), 181-187.
- [7] Choudhury, D., and Subba Rao, K. S. (2005). Seismic bearing capacity of shallow strip footings. *J. Manuf. Syst.*, 24(1), 117-127.
- [8] Dormieux, L., and Pecker, A. (1995). Seismic bearing capacity of foundations on cohesionless soil. *J. Geotech. Eng.*, 121(3), 300-303.
- [9] Kumar, J., and Kumar, N. (2003). Seismic bearing capacity of rough footings on slopes using limit equilibrium. *Geotechnique*, 53(3), 363-369.
- [10] Kumar, J., and Rao, V. B. K. M. (2002). Seismic bearing capacity factors for spread foundations. *Geotechnique*, 52(2), 79-88.
- [11] Kumar, J., and Rao, V. B. K. M. (2003). Seismic bearing capacity of foundations on slopes. *Geotechnique*, 53(3), 347-361.
- [12] Paolucci, R., and Pecker, A. (1997). Seismic bearing capacity of shallow strip foundations on dry soils. *Soils Found.*, 37(3), 95-105.
- [13] Richards, R., Elms, D. G., and Budhu, M. (1993). Seismic bearing capacity and settlements of foundations. *J. Geotech. Eng.*, 119(4), 662-674.
- [14] Sarma, S. K. (1999). Seismic bearing capacity of shallow strip footings adjacent to a slope. *Proc., 2nd Int. Conf. Earthquake Geotechnical Engineering*, Lisbon, Portugal, Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 309-313.
- [15] Sarma, S. K., and Iossifelis, I. S. (1990). Seismic bearing capacity factors of shallow strip footings. *Geotechnique*, 40(2), 265-273.
- [16] Sawada, T., Nomachi, S. G., and Chen, W. F. (1994). Seismic bearing capacity of a mounded foundation near a downhill slope by pseudostatic analysis. *Soils Found.*, 34(1), 11-17.
- [17] Soubra, A. H. (1997). Seismic bearing capacity of shallow strip footings in seismic conditions. *Proc. Inst. Civ. Eng., Geotech. Eng.*, 125(4), 230-241.
- [18] Hansen, J. B. (1970). A revised and extended formula for bearing capacity. *Geoteknisk Inst., Bull.*, 28, 5-11.
- [19] Kumar, J. (2003). N_{γ} for rough strip footing using the method of characteristics. *Can. Geotech. J.*, 40(3), 669-674. doi: 10.1139/T03-009
- [20] Morrison, E. E., Jr., and Ebeling, R. M. (1995). Limit equilibrium computation of dynamic passive earth pressure. *Can. Geotech. J.*, 32, 481-487.
- [21] Richards, R., Elms, D. G., and Budhu, M. (1990). Dynamic fluidization of soils. *J. Geotech. Eng.*, 116(5), 740-759.
- [22] Saran, S., Sud, V. K., and Handa, S. C. (1989). Bearing capacity of footings adjacent to slopes. *J. Geotech. Eng.*, 115(4), 553-573.
- [23] Meyerhof, G. G. (1957). The ultimate bearing capacity of foundations on slopes. *Proc., 4th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, London, Vol. 1, 334-386.
- [24] Meyerhof, G. G. (1963). Some recent research on the bearing capacity of foundations. *Can. Geotech. J.*, 1(1), 16-26.
- [25] Soubra, A. H. (1999). Upper bound solutions for bearing capacity of foundations. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 125(1), 59-68.
- [26] Subba Rao, K. S., and Choudhury, D. (2005). Seismic passive earth pressures in soils. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 131(1), 131-135.
- [27] Vesic, A. S. (1973). Analysis of ultimate loads of shallow foundations. *J. Soil Mech. Found. Div.*, 99(1), 45-73.

- [28] Zhu, D. Y. (2000). The least upper-bound solutions for bearing capacity factor N_γ . *Soils Found.*, 40(1), 123-129.
- [29] Ausilio E., Zimmaro, P. (2015). Displacement-based seismic design of a shallow strip footing positioned near the edge of a rock slope. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 76, 68-77. <http://dx.doi.org/10.1016/j.ijrmms.2015.02.010>
- [30] Cinicioglu, O., Erkli, A. (2018). Seismic bearing capacity of surficial foundations on sloping cohesive ground. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 111, 53-64. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2018.04.027>
- [31] Moayedi, H., Hayati, S. (2018). Modelling and Optimization of Ultimate Bearing Capacity of Strip Footing near a Slope by Soft Computing Methods. *Applied Soft Computing Journal*. <https://doi.org/10.1016/j.asoc.2018.02.027>
- [32] Zheng, G., Zhao, J., Zhou, H., Zhang, T. (2019). Ultimate bearing capacity of strip footings on sand overlying clay under inclined loading. *Computers and Geotechnics*, 106, 266-273. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2018.11.003>
- [33] Zhou, H., Zheng, G., Yang, X., Li, T., and Yang, P. (2018). Ultimate Seismic Bearing Capacities and Failure Mechanisms for Strip Footings Placed Adjacent to Slopes. *Can. Geotech. J.* , 1-25.
- [34] Li, C., Zhou, A., Jiang, P. (2020). Eccentric bearing capacity of embedded strip footings placed on slopes. *Computers and Geotechnics*, 119, 103352. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2019.103352>
- [35] Keshavarz, A., Beygi, M., Vali, R. (2019). Undrained seismic bearing capacity of strip footing placed on homogeneous and heterogeneous soil slopes by finite element limit analysis. *Computers and Geotechnics* 113, 103094. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2019.103094>