

بررسی عملکرد دیوارهای خاک مسلح پله‌ای به عنوان تکیه‌گاه پل‌ها

مجید یزدان دوست* (استادیار)

گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه قم

آناناز بهرامی بلفه تیموری (کارشناسی ارشد)

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد علوم و تحقیقات تهران

مهندسی عمران شریف، (پیاپی ۱۴۰۳)
دروی ۴۰، شماره ۱، صص. ۳-۱۶، (پژوهشی)

علیرغم آنکه امروزه از دیوارهای خاک مسلح با پیکربندی پل‌های بطور گسترده در احداث تکیه‌گاه پل‌ها استفاده می‌شود، اما هنوز تأثیر فاکتورهای نظیر نوع المان تسلیح، نوع اتصال عرشه پل به دیوار و محل قرارگیری آن بر عملکرد این نوع تکیه‌گاه‌ها ناشناخته باقی مانده است. در مطالعه حاضر، با شبیه‌سازی محل استقرار عرشه پل بر تکیه‌گاه خاک مسلح پله‌ای به صورت یک فونداسیون نواری، به بررسی تأثیر همزمان عوامل مذکور پرداخته شده است. نتایج ناشی از پردازش تصاویر نشان داد که استفاده از پیکربندی پله‌ای در تکیه‌گاه پل‌ها از یک سو و کاهش سختی المان تسلیح و اندرکنش آن با خاک از سوی دیگر، از شکل‌گیری سطوح گسیختگی عمیق و گسترش آن به لایه‌های زیرین تکیه‌گاه جلوگیری می‌کند. همچنین، مشخص شد که اگرچه کاهش سختی المان تسلیح و اندرکنش آن با خاک، ظرفیت باربری فونداسیون‌های نواری واقع بر تکیه‌گاه پله‌ای را کاهش می‌دهد، اما این دو عامل نقش چشمگیری در کاهش فشار جانبی ناشی از فونداسیون بازی می‌کنند. از سوی دیگر، ایجاد شرایط لازم برای چرخش آزادانه عرشه به عنوان یک راه حل موثر برای به تعادل فشار جانبی ناشی از آن شناسایی شد. علاوه بر این، مقایسه نتایج با روش‌های تحلیلی نشان داد که استفاده از ساختار پله‌ای در احداث تکیه‌گاه پل‌ها تنها موجب کاهش فشار جانبی در لایه‌های فوقانی دیوار می‌شود.

واژگان کلیدی: دیوار خاک مسلح پله‌ای، روش پردازش تصاویر، سطوح گسیختگی، فشار جانبی، مدل‌سازی فیزیکی.

M.yazdandoust@qom.ac.ir
atanaz.bahrami@srbiau.ac.ir

۱. مقدمه

امروزه استفاده از دیوارهای خاک مسلح^۱ به عنوان تکیه‌گاه پل‌ها، یکی از کاربردهای این دیوارها محسوب می‌شود. با توجه به تغییر شکل‌های قابل توجه تکیه‌گاه‌های ساخته شده از خاک مسلح که با افزایش ارتفاع برجسته‌تر نیز می‌شود، استفاده از پیکربندی پله‌ای می‌تواند راهکاری مناسب جهت تقلیل فشارهای افقی، تغییر شکل جانبی و در نتیجه بهبود عملکرد این نوع تکیه‌گاه‌ها باشد.^[۱] تکیه‌گاه پل ساخته شده از خاک مسلح پله‌ای در دانشگاه علوم و تحقیقات تهران، نمونه‌ای از کاربرد موفقیت‌آمیز این نوع تکیه‌گاه‌ها است. بهبود عملکرد در یک پیکربندی پله‌ای با تقسیم یک دیوار خاک مسلح یکپارچه به دیوارهای کوتاه‌تر و ساختن آن‌ها بر روی یکدیگر با فاصله مشخص به دست می‌آید. مطالعات نشان می‌دهد که استفاده از پیکربندی پله‌ای در

* نویسنده مسئول

تاریخ دریافت: ۱۴۰۱/۱۱/۲۲، اصلاحیه ۱۴۰۲/۵/۱۷، پذیرش ۱۴۰۲/۶/۲۸.

در پیکربندی پله‌ای، فاصله میان دیوارهای مجاور (D) نقش مهمی در رفتار دیواره‌های پله‌ای ایفا می‌کند. از این رو، بخش زیادی از مطالعات بر روی نقش این

استناد به این مقاله:

یزدان دوست، مجید و بهرامی بلفه تیموری، آناناز، ۱۴۰۳. بررسی عملکرد دیوارهای خاک مسلح پله‌ای به عنوان تکیه‌گاه پل‌ها. مهندسی عمران شریف، ۴۰(۱)، صص. ۳-۱۶. 3194.

DOI:10.24200/J30.2023.61741

تمامی جزئیات در پروسه انتخاب اجزاء و ساخت مدل‌ها به حداقل رسانده شود. برای این منظور، از قوانین تشابه پیشنهاد شده توسط وود برای پارامترهای اصلی و از قوانین تشابه تخصصی ارائه شده توسط هوانگ برای شبیه‌سازی المان‌های تسلیح استفاده شد. [۱۳، ۱۴]

۲.۲. تجهیزات آزمایش

برای ساخت مدل‌ها و انجام آزمایشات، از یک دستگاه بارگذاری سطحی با ظرفیت ۴۰ کیلو نیوتن استفاده شد. این دستگاه شامل یک جعبه آزمایش به ابعاد ۱/۲ متر (طول) \times ۰/۹ متر (ارتفاع) \times ۰/۶ متر (عرض) برای ساخت مدل، یک اکچویاتور الکترومکانیک جهت اعمال بار قائم و یک قاب صلب برای بارگذاری در نقاط مختلف جعبه می‌باشد. جهت دستیابی به شرایط کرنش صفحه‌ای در مدل‌ها، اصطکاک میان دیواره‌های جعبه و بدنه مدل با قرار دادن ورقه‌های نازک پوشیده شده با گریس به حداقل رسید. علاوه بر این، برای کاهش تغییر شکل جانبی جعبه آزمایش، از دو مهار جانبی متحرک استفاده شد که در طول ساخت مدل و بارگذاری بر روی جعبه نصب و پس از آن برداشته می‌شدند. تصویری از دستگاه بارگذاری سطحی و مدل دیوار پله‌ای در شکل ۱ ارائه شده است.

همانطور که در شکل ۱ نشان داده شده است، از یک مدل دیوار به ارتفاع ۰/۷۲ متر با ضریب مقیاس ۱:۱۰ به عنوان نماینده یک دیوار خاک مسلح ۷/۲ متری برای ساخت به صورت پله‌ای استفاده شد. با توجه به رفتار پیچیده دیوارهای پله‌ای با عرض پله $(H_1 + H_2)/2$ الی $(H_1 + H_2)/2 \times \tan(90^\circ - \phi_r)$ ، فاصله میان دوپله در مدل‌ها به گونه‌ای انتخاب شد که مدل‌ها در این دسته از دیوارهای پله‌ای قرار گیرند. برای این منظور، از یک پیکربندی یکسان برای تمامی مدل‌ها استفاده شد که شامل

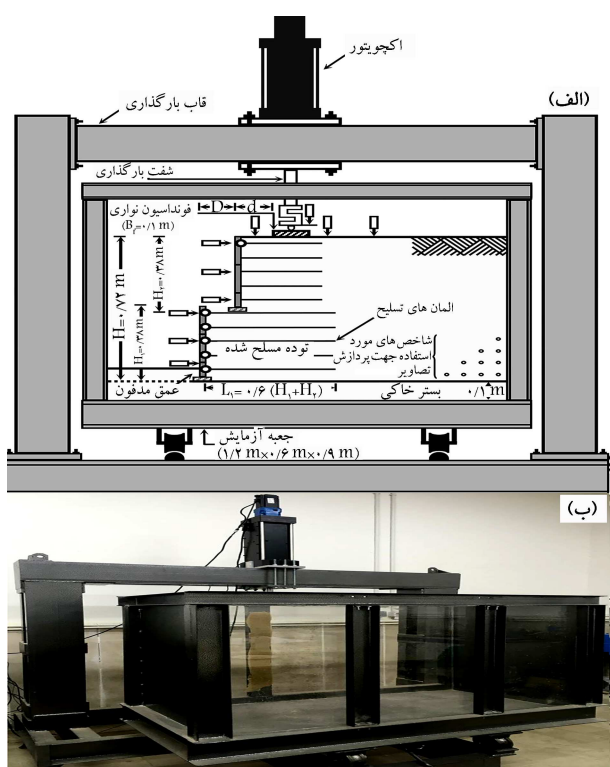
پارامتر کلیدی متمرکز شده است. لشنسکی و هان با استفاده از روش تعادل حدی نشان دادند که نیروی بسیج شده در المان‌های تسلیح به شدت به فاصله میان دیوارهای مجاور وابسته است و افزایش این فاصله می‌تواند راه حل مؤثری برای کاهش طول المان‌های تسلیح مورد نیاز در دیوارهای پله‌ای باشد. [۳] این یافته توسط یو و جونگ با ساخت و ابزارگذاری یک دیوار دو طبقه در مقیاس نیز کاملاً تأیید شد. [۱۱] در مطالعه‌ای مشابه توسط یو و سانگ در سال ۲۰۰۶ و یو در سال ۲۰۱۸ مشخص شد که اهمیت طول المان‌های تسلیح فوقانی در محدود کردن تغییر شکل‌های دیوار پله‌ای به مراتب بیشتر از المان‌های تحتانی است، به ویژه در دیوارهایی با طول المان‌های کمتر از $0.7H$. [۵، ۴] یو و کیم با استفاده از تحقیقات میدانی و عددی نشان دادند که دستورالعمل طراحی FHWA، نیروهای بسیج شده در المان‌های تسلیح را بیش از حد برآورد می‌کند. [۶] این تخمین بیش از حد توسط یانگ و همکاران نیز گزارش شده است. [۷] همچنین یو و همکاران نشان دادند که با افزایش فاصله میان دیوارهای مجاور از مرز $0.7H$ ارتفاع پله تحتانی، سطوح شکست به طور مستقل در هر یک از پله‌ها توسعه می‌یابند. [۸] این مرز توسط محمد و همکاران در سال ۲۰۱۴ و حسینی نیا و اشجعی در سال ۲۰۱۸ نیز جهت رفتار مستقل پله‌های یک دیوار پله‌ای گزارش شده است. [۹، ۱۰]

مطالعه عددی انجام شده توسط ژو و همکاران در سال ۲۰۲۰ یکی از معدود مطالعاتی است که در آن به بررسی اثرات سایر عوامل پرداخته شده است. در این مطالعه نشان داده شد که میزان سختی مسلح‌کننده‌ها بر ظرفیت باربری فونداسیون زمانی تأثیرگذار است که فونداسیون در نزدیکی تاج دیوار قرار داشته باشد. [۱۱] بررسی پیشینه تحقیق نشان می‌دهد که تقریباً تمامی مطالعات بر تأثیر عرض پله‌ها متمرکز شده‌اند و توجه اندکی به سایر پارامترهای سازه‌ای نظیر نوع المان تسلیح، نوع اتصال عرشه پل به دیوار و محل قرارگیری آن شده است. این بدان معنی است که رفتار دیوارهای پله‌ای در این حوزه کاملاً ناشناخته باقی مانده است. با توجه به تنوع المان‌های تسلیح به کار رفته در دیوارهای خاک مسلح و انواع اتصال عرشه به تکیه‌گاه پل (مفصلی یا گیردار)، ضروری است که تأثیر این دو فاکتور بر رفتار تکیه‌گاه‌های پله‌ای تحت بار ناشی از عرشه پل مورد بررسی قرار گیرد. برای این منظور در مطالعه حاضر، سه دیوار خاک مسلح دو پله‌ای (T-TMSEWs) با استفاده از سه المان تسلیح مختلف ساخته و سپس با شبیه‌سازی محل استقرار عرشه پل بر دیوار به صورت یک فونداسیون نواری، در چهار فاصله متفاوت از تاج دیوار تا حد گسیختگی بارگذاری شدند و با ممانعت از دوران فونداسیون و اجازه به آن جهت چرخش آزادانه، تأثیر درجه آزادی فونداسیون نیز به عنوان متغیر سوم مورد بررسی قرار گرفت. در پژوهش حاضر، نتایج به دست آمده از این ۲۴ مدل فیزیکی در قالب منحنی‌های بار-نشست فونداسیون، توزیع فشار جانبی و توسعه باندهای برشی در بدنه مدل‌ها مورد تجزیه و تحلیل قرار گرفته‌اند.

۲. آزمایشات مدل فیزیکی

۲.۱. قوانین شبیه‌سازی

عدم ایجاد شرایط واقعی تنش در مدل‌های کوچک مقیاس یکی از محدودیت‌های اصلی این مدل‌ها است که با انتخاب دقیق اجزای مدل بر اساس قوانین تشابه معتبر و رفتار مدل واقعی تا حد قابل قبولی مرتفع می‌گردد. بنابراین، در این مطالعه تلاش شد تا محدودیت مدل‌های کوچک مقیاس با انتخاب قوانین تشابه معتبر و در نظر گرفتن



شکل ۱. الف) شمای شماتیک از مدل دیوار پله‌ای و ابزارگذاری آن و ب) تصویری از دستگاه بارگذاری سطحی.

جدول ۱. پارامترهای مکانیکی خاک.

پارامتر	مقدار
چسبندگی (kPa)	۴
زاویه اصطکاک پیشینه خاک با دانسیته نسبی ۶۵٪ (°)	۴۱-۴۵
زاویه اصطکاک پیشینه خاک با دانسیته نسبی ۸۵٪ (°)	۴۴-۴۷
زاویه اصطکاک ماندگار خاک با دانسیته نسبی ۶۵٪ (°)	۳۵-۳۷
زاویه اصطکاک ماندگار خاک با دانسیته نسبی ۸۵٪ (°)	۳۸-۴۱



شکل ۲. المان‌های مورد استفاده در بدنه مدل‌ها (الف) تسمه فلزی، (ب) تسمه پلیمری (ج) ژئوگرید.

گرفتن روابط تشابه حاکم بر این دو معیار، المان‌هایی مناسب به عنوان نمایندگان تسمه فلزی، تسمه پلیمری و ژئوگرید در مدل‌های دیوار کوچک مقیاس انتخاب شوند. علاوه بر سختی کششی و مقاومت بیرون کشیدگی، ابعاد چشمه ژئوگرید نیز به عنوان سومین معیار جهت انتخاب المان ژئوگرید کوچک مقیاس در نظر گرفته شد. برای این منظور، از معیار پوشیدار و تاتسوکا استفاده شد. پوشیدار و تاتسوکا در سال ۱۹۹۰ پیشنهاد کردند که نسبت فاصله میان نوارهای عرضی ژئوگرید به اندازه متوسط دانه‌های خاک باید بزرگتر از ۱۰ باشد.^[۱۷] پارامترهای المان‌های تسلیح انتخاب شده در مقیاس واقعی و مدل در جدول ۲ ارائه شده است.

۳.۳.۲. روبه دیوار^۳

اگرچه انتخاب نوع روبه دیوار معمولاً براساس نوع المان تسلیح انجام می‌شود، اما برای کلیه مدل‌ها از یک روبه یکسان استفاده شد تا اثر آن بر روی نتایج حذف شود. از این رو، با استفاده از اتصال طراحی شده توسط باترست جهت نصب المان‌های تسلیح صفحه‌ای به پانل‌های پیش ساخته بتنی، از پانل‌های صلیبی بتنی در مقیاس ۱۰ : ۱ به عنوان روبه دیوار در تمامی مدل‌ها استفاده شد.^[۱۸] پانل‌های صلیبی به عنوان یک روبه کارآمد جهت استفاده در دیوارهای مسلح شده با ژئوگرید یاد شده است.^[۱۹، ۲۰] پانل‌های صلیبی مذکور در ابعاد ۱۵ × ۱۵ × ۱۵ / ۱۵ × ۱۵ / ۱۵ و ملات مورد استفاده در آن بر اساس معیار ظرفیت خمشی انتخاب شد. بر اساس طرح اختلاف این ملات به گونه‌ای انتخاب شد که ظرفیت خمشی پانل‌های کوچک مقیاس ۱۰۰۰ / ۱۰۰ برابر ظرفیت خمشی پانل‌های واقعی باشد. همچنین، مطابق با دستورالعمل‌های FHWA مبنی بر رعایت فواصل مناسب میان المان‌های تسلیح، از ۴ پایه فلزی با فواصل افقی و قائم یکسان (۷۵ / ۰ متر) جهت اتصال المان‌های تسلیح به پانل‌ها استفاده شد. استفاده از این فواصل سبب شد تا مدل‌های ساخته شده معادل یک دیوار پله‌ای

دو پله ۳۸ / ۰ متری با فاصله ۱۱ / ۰ متر از یکدیگر بود. جهت نصب اولین ردیف پانل‌های روبه در هر طبقه، از یک نوار سیمانی پیش ساخته با عرض ۳ / ۰ متر و ضخامت ۱۵ / ۰ متر به عنوان فونداسیون تنظیم استفاده شد. همچنین، مطابق با توصیه‌های FHWA جهت به حداقل رساندن لغزش احتمالی پاشنه دیوار، عمق مدفونی برابر با ۰۶ / ۰ و ۰۴ / ۰ متر به ترتیب برای طبقه‌های پایینی و بالایی در نظر گرفته شد. این اعماق به طور طبیعی با ایجاد حالت مقاوم^۲ در جلوی پاشنه دیوار منجر به کاهش لغزش دیوار می‌شود. از سوی دیگر، با احداث یک بستر خاکی به ضخامت ۱ / ۰ متر در زیر مدل‌ها، شرایط واقعی برای نشست احتمالی و لغزش جانبی مدل‌ها فراهم شد.

به منظور حذف اثر چیدمان المان‌های تسلیح بر نتایج، از یک چیدمان یکسان در تمامی مدل‌ها استفاده شد. از این رو، طول المان‌های تسلیح در پله پایینی و بالایی مدل‌ها مطابق با توصیه‌های FHWA به ترتیب $(H_1 + H_2) / 6$ و $H_2 / 7$ در نظر گرفته شد. پایداری استاتیکی هر مدل نیز با استفاده از روش تعادل حدی، تحلیل اجزاء محدود و دستورالعمل‌های FHWA مورد ارزیابی قرار گرفت. تحلیل‌ها نشان داد که حداقل ضریب ایمنی در تمامی مدل‌ها مربوط به پایداری خارجی بوده و مدل‌های دیوار از پایداری قابل قبولی برخوردار هستند.

۳.۲. اجزای مدل

۱.۳.۲. مصالح خاکی

برای ساخت بخش‌های مختلف مدل‌ها از یک ماسه لای دار با رطوبت ۶ درصد استفاده شد. این خاک با اندازه متوسط ذرات ۲۸۵ / ۰ میلی‌متر، ضریب یکنواختی ۲ / ۶۵۵ و ضریب انحنای ۱ / ۱۴۷ در دسته خاک‌های بد دانه بندی شده طبقه بندی می‌شود. از آنجا که دیوارهای خاک مسلح به عنوان گزینه مطلوب برای بسترهای خاکی با مقاومت ناکافی مطرح می‌باشند، تراکم نسبی بستر خاکی مدل‌ها برابر با ۶۵ درصد در نظر گرفته شد تا معادل یک بستر با تراکم متوسط باشد. همچنین، مطابق آیین‌نامه FHWA، نواحی خاکریز و بخش مسلح شده با تراکم نسبی ۸۵ درصد اجرا شدند. پارامترهای مقاومت برشی خاک مورد استفاده در تراکم‌های نسبی ۶۵ درصد و ۸۵ درصد در جدول ۱ ارائه شده است.

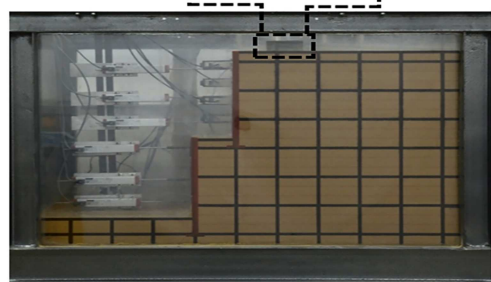
۲.۳.۲. المان‌های تسلیح

سختی محوری المان تسلیح و اندرکنش آن با خاک دو عامل تأثیرگذار بر رفتار توده خاک مسلح شده بوده که اثر بخشی هر یک بر توده مسلح شده وابسته به دیگری می‌باشد. این وابستگی متقابل، تابعی از جنس المان تسلیح (فلزی یا پلیمری) و هندسه آن (نوار، شبکه یا ورق پیوسته) است.^[۱۴] به منظور بررسی تأثیر این دو عامل بر عملکرد دیوارهای پله‌ای، از سه المان تسلیح مختلف (تسمه پلیمری به عنوان المان تسلیح مرجع و نوار فلزی و صفحه ژئوگرید نیز به عنوان المان‌های مقایسه‌ای) استفاده شد که در شکل ۲ نشان داده شده‌اند. از این رو، با مقایسه تسمه‌های پلیمری و نوارهای فلزی با ظرفیت بیرون کشیدگی یکسان و سختی محوری متفاوت ($J_{metal\ strip} \sim 18 \cdot J_{geosynthetic\ strap}$) اثر سختی محوری بر عملکرد دیوارهای پله‌ای مورد بررسی قرار گرفت. همچنین، با مقایسه تسمه‌های پلیمری و ژئوگرید با سختی یکسان و ظرفیت بیرون کشیدگی متفاوت ($J_{R(geogrid)} \sim 18 \cdot PR_{(geosynthetic\ strap)}$)، تأثیر ظرفیت بیرون کشیدگی المان تسلیح بررسی شد.

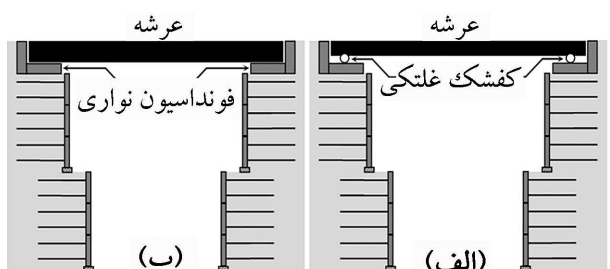
به منظور شبیه سازی المان‌های تسلیح در مقیاس ۱۰ : ۱، سختی کششی و ظرفیت بیرون کشیدگی به عنوان دو معیار اصلی انتخاب شدند.^[۱۵، ۱۶] از این رو، تلاش شد تا با انجام تعدادی آزمایشات کشش و بیرون کشیدگی و همچنین در نظر

جدول ۲. پارامترهای فیزیکی و مکانیکی المان‌های تسلیح.

پارامتر		ژئوگرید		تسمه پلیمری		تسمه فلزی	
		مدل	پرتوتایپ	مدل	پرتوتایپ	مدل	پرتوتایپ
ماده سازنده		الیاف پلی‌استر		الیاف پلی‌استر		الیاف پلی‌استر	
		پلی‌پروپیلن پوشیده شده با پلی‌کربنات پوشیده شده با فسفربرنز فولاد					
		پی‌وی‌سی		پی‌وی‌سی			
ضخامت (mm)		۰/۹	۲	۰/۸	۴/۵	۰/۴	۴
عرض نوارهای طولی و عرضی [mm]		۰/۹، ۰/۶	۱۱، ۲/۵	۵، — — —	۵، — — —	۵، — — —	۵، — — —
ابعاد عرضی و طولی چشمه‌ها [mm]		۷/۵ × ۷/۵	۲۵ × ۳۵	— — —	— — —	— — —	— — —
کرنش طولی در بار نهایی ε_u [%]		۶/۲۸	۶/۰۸	۷/۳۶	۵/۵۳	۰/۴۶	۰/۳۷
سختی کششی در بار نهایی، J [kN/m]		۱۹/۵۶	۲۰/۱۸/۱	۲۰/۱۱	۱۹۴۳/۳	۳۵۶/۸	۳۶۲۱۶
مقاومت بیرون کشیدگی در فشار قائم ۷ و ۷۰ کیلوپاسکال، P_R [kN/m/m]		۱۴/۷۵	۱۵۵/۸۵	۰/۸۰	۹/۲۸	۰/۹۳	۹/۵۸
مقاومت بیرون کشیدگی در فشار قائم ۱۴ و ۱۴۰ کیلوپاسکال، P_R [kN/m/m]		۲۱/۳۷	۲۱۹/۶	۱/۱۹	۱۳/۰۳	۱/۲۰	۱۱/۹۳
جابجایی بیرون کشیدگی در فشار قائم ۷ و ۷۰ کیلوپاسکال، $d_{pullout}$ [mm]		۲/۹۰	۱۴/۲	۵/۷۵	۷۰/۹	۰/۵۷	۴/۷۵
جابجایی بیرون کشیدگی در فشار قائم ۱۴ و ۱۴۰ کیلوپاسکال، $d_{pullout}$ [mm]		۲/۶۷	۱۴/۵	۵/۳۰	۶۹/۱	۰/۴۳	۳/۵۵



شکل ۳. مدل دیوار خاک مسلح پله‌ای.



شکل ۴. انواع اتصال عرشه پل به تکیه‌گاه: (الف) اتصال مفصلی و (ب) اتصال گیردار.

فونداسیون صلب نواری به عرض ۱ متر در مقیاس واقعی بود. از سوی دیگر، با توجه به تأثیر فاصله فونداسیون تا تاج دیوار بر میزان ظرفیت باربری و چرخش آن^[۲۳]، از چهار فاصله مختلف ($H/1$ ، $H/8$ ، $H/5$ ، $H/2$) برای قرارگیری مدل فونداسیون استفاده شد.

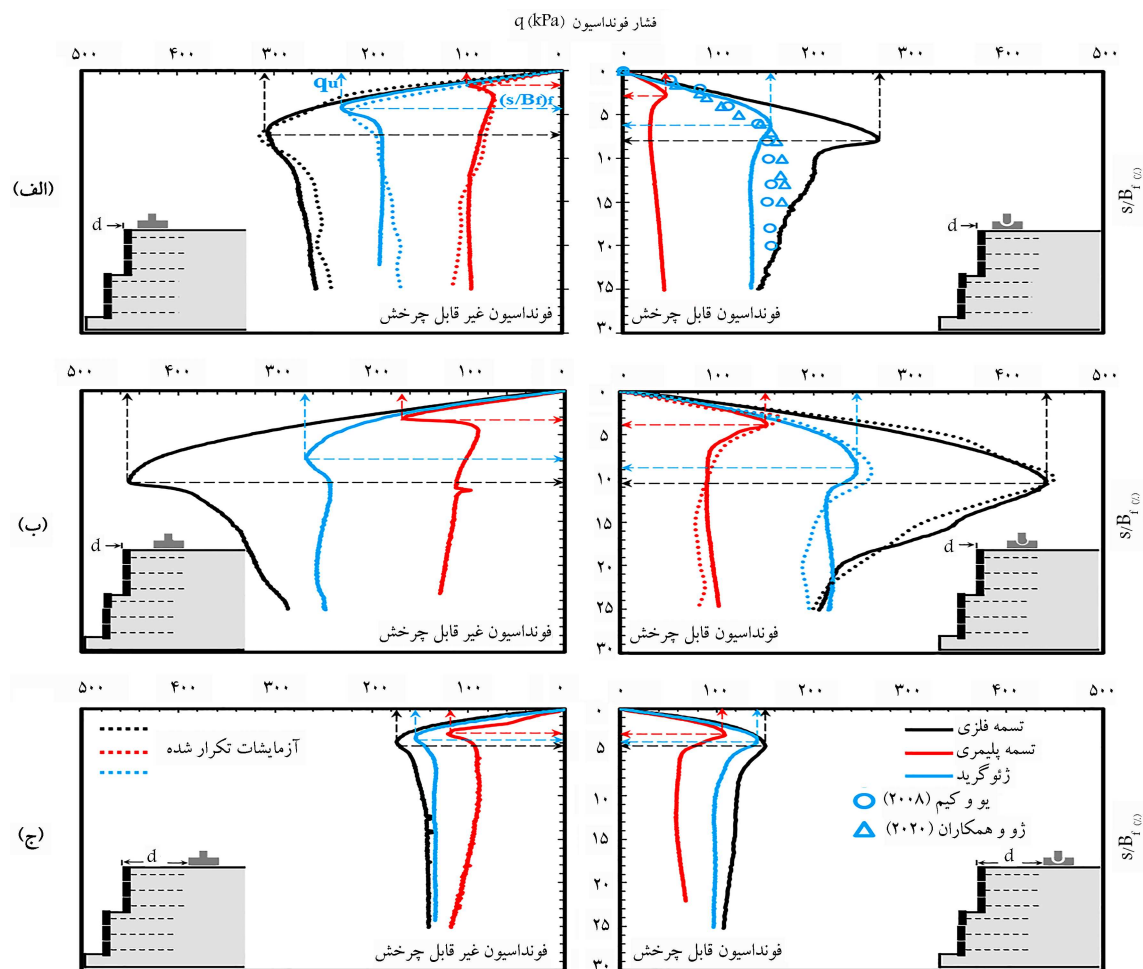
واقعی با المان‌هایی به فواصل ۷۵/۰ متر باشند. جزئیات کامل در خصوص این پانل‌های صلیبی در مطالعه انجام شده توسط یزدان دوست در دسترس می‌باشد.^[۲۱]

۴.۲. روش ساخت مدل

از آنجا که فرایند ساخت می‌تواند تأثیر قابل توجهی بر کیفیت نتایج داشته باشد، تلاش شد تا پروسه ساخت مدل‌ها مطابق با روال ساخت دیوارهای پله‌ای در مقیاس واقعی و با در نظر گرفتن تمامی جزئیات باشد. از این رو، پس از آماده‌سازی بستر خاکی، اجرای پله اول دیوارها با جایگذاری فونداسیون تنظیم و سپس قرار دادن اولین ردیف پانل‌های صلیبی روی آن، اتصال اولین ردیف المان‌های تسلیح به پانل‌ها و اجرای یک لایه خاکریز به ضخامت ۳۷۵/۰ متر آغاز شد. این روند با نصب دومین ردیف المان‌های تسلیح و اجرای خاکریز نظیر آن و سپس ردیف‌های بعدی تا تکمیل پله اول ادامه یافت. پس از تکمیل پله اول، فرایند اجرای پله دوم مشابه با پله اول و با در نظر گرفتن یک فاصله ۱۱/۰ متری از آن آغاز شد. لازم به ذکر است که در خلال ساخت مدل‌ها، با اجرای لایه‌های افقی و عمودی ماسه رنگی در مجاورت دیواره نمای جعبه آزمایش، امکان شناسایی بهتر مکانیسم‌های گسیختگی فراهم شد. تصویر یک مدل دیوار پله‌ای در پایان فرایند ساخت در شکل ۳ نشان داده شده است.

۵.۲. بارگذاری مدل

همانطور که به صورت شماتیک در شکل ۴ نشان داده شده است، عرشه پل در هر تکیه‌گاه توسط یک فونداسیون نواری واقع شده بر روی خاکریز مهار می‌شود. اتصال عرشه به این فونداسیون‌ها یا از طریق کفشک‌های غلتکی (اتصال مفصلی) و یا بدون استفاده از آن‌ها (اتصال گیردار) تأمین می‌شود. بنابراین، نوع اتصال عرشه به فونداسیون نواری باید در طراحی آن در نظر گرفته شود.^[۲۲] از این رو، با انتخاب یک پروفیل فولادی به عرض ۱/۰ و ضخامت ۵/۰ متر به عنوان مدل یک فونداسیون نواری، امکان و عدم امکان دوران آن به ترتیب با استفاده از پین و اتصال گیردار شفت بارگذاری به فونداسیون شبیه‌سازی شد. این پروفیل فولادی معادل یک



شکل ۵. منحنی های بار- نشست فونداسیون با موقعیت الف) $d = \frac{\omega}{2H}$ ، ب) $d = \frac{\omega}{5H}$ ، ج) $d = \frac{\omega}{8H}$.

جدول ۳. برنامه آزمایشات.

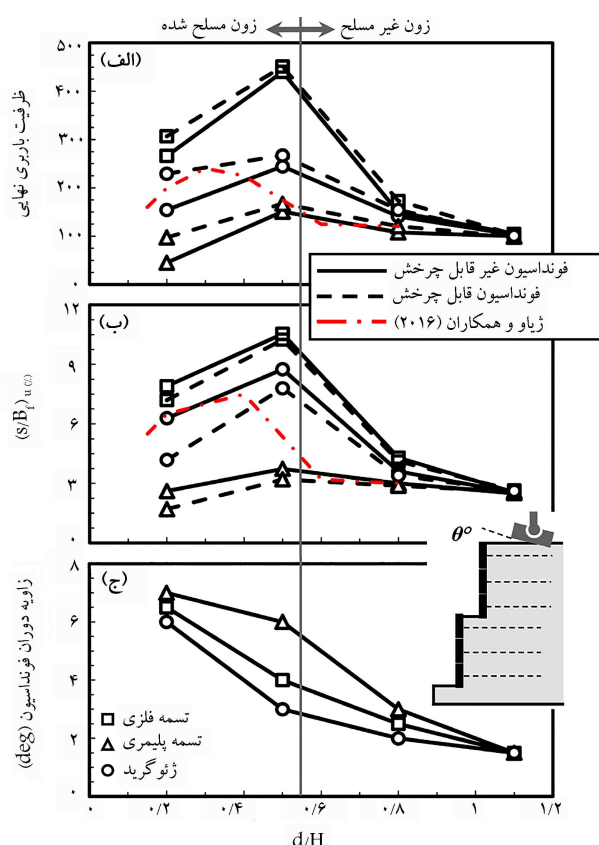
نوع المان فاصله فونداسیون از تاج دیوار تسلیح	نوع فونداسیون نواری	تعداد آزمایش
تسمه فازی	مانعت شده از دوران (NR) مجاز به دوران (R)	۴ + ۱*
تسمه پلیمری	مانعت شده از دوران (NR) مجاز به دوران (R)	۴ + ۱*
ژئوگرید	مانعت شده از دوران (NR) مجاز به دوران (R)	۴ + ۱*

* آزمایشات تکرار شده

۶.۲. ابزار دقیق و تکنیک پردازش تصاویر

برای ثبت پاسخ مدل‌ها به بارگذاری قائم، از سه جابه‌جایی‌سنج (LVDT) با ظرفیت ± 5 میلی‌متر و دقت $\pm 0.05\%$ درصد در ارتفاع‌های مختلف هر پله برای اندازه‌گیری جابه‌جایی افقی آن استفاده شد. همچنین، ۱۰ فشارسنج با ظرفیت ± 10 کیلوپاسکال و دقت $\pm 1\%$ درصد به پشت رویه‌ها در سطوح مختلف برای

فونداسیون با سرعت ۶ میلی‌متر بر دقیقه توسط اکچویاتور تا رسیدن به فشار حداکثر و یا یک حالت ماندگار در رفتار بار- نشست بارگذاری شد. لازم به ذکر است که به منظور ارزیابی قابلیت اطمینان نتایج، آزمایش بر روی برخی از مدل‌ها تکرار شد. نتایج آزمایشات تکرار شده که در شکل ۵ ارائه شده است، نشان داد که خطای ناشی از مدل‌سازی و انجام آزمایش به ۱ الی ۲ درصد محدود می‌شود. برنامه آزمایشات در جدول ۳ ارائه شده است.



شکل ۶. تغییرات الف) ظرفیت باربری نهایی، ب) نشست معادل با آن و ج) میزان دوران فونداسیون در مقابل فاصله قرارگیری فونداسیون تا تاج دیوار.

نقش المان‌های تسلیح در بهبود ظرفیت باربری فونداسیون کم‌رنگ شده تا جایی که ظرفیت باربری نهایی تنها توسط خاک غیرمسلح کنترل می‌شود.

همانطور که در شکل ۶ قسمت الف مشاهده می‌شود، جلوگیری از دوران فونداسیون نقش چشمگیری در بهبود ظرفیت باربری ایفا می‌کند. این بهبود ظرفیت باربری که در هر سه نوع المان تسلیح مشاهده شد، با دور شدن فونداسیون از تاج دیوار به تدریج کم‌رنگ و در $d/H > 0.8$ کاملاً محو شد. این پدیده توسط گبر و هارت نیز گزارش شده است.^[۲۷] کاهش ظرفیت باربری نهایی به دلیل استفاده از یک پیکربندی بدون پله، نکته مهم دیگری بود که با مقایسه نتایج به‌دست آمده از مدل‌های مسلح‌شده با ژئوگرید و نتایج گزارش شده توسط ژیاو و همکاران حاصل شد.^[۲۵] این مقایسه، که در شکل ۷ قسمت الف دیده می‌شود، مزیت استفاده از پیکربندی دو پله را جهت بهبود ظرفیت باربری فونداسیون‌های واقع بر دیوارهای خاک مسلح را نشان می‌دهد.

مقایسه پاسخ بار - نشست فونداسیون‌های واقع بر مدل‌های مسلح شده با تسمه‌های پلیمری و فلزی نشان می‌دهد که افزایش سختی محوری المان تسلیح سبب افزایش ظرفیت باربری نهایی و تأخیر در گسیختگی می‌شود. این مشاهدات هنگام افزایش ظرفیت بیرون‌کشیدگی المان‌های تسلیح ناشی از استفاده از ژئوگرید به جای تسمه پلیمری نیز مشاهده شد. نیاز به یک نشست قابل توجه جهت شروع سازوکار اندرکنش خاک و المان تسلیح می‌تواند دلیل به تعویق افتادن گسیختگی باشد. به منظور تعیین درجه بهبود ظرفیت باربری فونداسیون ناشی از افزایش سختی المان تسلیح و ظرفیت بیرون‌کشیدگی آن، از یک پارامتر بی‌بعد استفاده شد. این پارامتر که ضریب بهبود ظرفیت باربری (I_f) نامیده می‌شود، به دو شکل زیر قابل

اندازه‌گیری توزیع فشار جانبی نصب شد. روش پردازش تصاویر (PIV)، یک روش اندازه‌گیری غیرتهاجمی است که در این تحقیق برای تعیین باندهای برشی در مدل‌ها مورد استفاده قرار گرفت. این روش که کرنش برشی توده خاک را با دنبال کردن حرکت ذرات خاک در تصاویر متوالی اندازه‌گیری می‌کند، برای اولین بار توسط وایت و تیک در سال ۲۰۰۳ و به‌منظور شناسایی سطح شکست بحرانی در توده خاک استفاده شد.^[۲۴] آن‌ها برای این منظور، نرم‌افزار GeoPIV را معرفی کردند که بعدها در مطالعات متعددی از آن استفاده شد. جهت تجزیه و تحلیل تصاویر توسط این نرم‌افزار از پیچ‌های ۳۲ پیکسلی استفاده شد که در فواصل ۸ پیکسلی هم‌پوشانی داشتند. این هم‌پوشانی برابر با $2D_{50}$ انتخاب شد تا در صورت ایجاد جابه‌جایی‌های بزرگ، امکان شناسایی باندهای برشی با جزئیات کافی فراهم شود.^[۲۴] لازم به ذکر است که وجود لایه‌های ماسه‌رنگی در بدنه مدل، علاوه بر ایجاد بافتی متفاوت برای تسهیل پردازش تصاویر، می‌توانست برای اعتبارسنجی نتایج نیز استفاده شود.

۳. نتایج و بحث

۳.۱. رفتار بار - نشست فونداسیون

در شکل ۵ منحنی‌های بار - نشست به‌دست آمده از مدل‌های مختلف نشان داده شده است. مطابقت مناسب میان رفتار بار - نشست مدل‌های مسلح شده با ژئوگرید با آنچه توسط یو و کیم در سال ۲۰۰۸ و ژو و همکاران در سال ۲۰۲۰ گزارش شده است، اولین موضوعی است که در شکل ۵ جلب توجه نموده و نشان دهنده صحت مدل‌سازی می‌باشد. همانطور که در تمامی منحنی‌های بار - نشست مشاهده می‌شود، جهت فعال شدن مکانیسم اندرکنش المان تسلیح با خاک، به یک جابه‌جایی نسبی میان المان و خاک نیاز است که این جابه‌جایی در نشست معادل با 0.2% عرض فونداسیون رخ داد. به عبارت دیگر، تا این میزان نشست، المان‌های تسلیح هیچ نقشی در بهبود ظرفیت باربری خاک ایفا نمی‌کنند. این پدیده که پیش از این نیز توسط سایر محققین گزارش شده بود،^[۲۶، ۲۵] به عنوان یک اشکال عمده در استفاده از المان‌های تسلیح جهت بهسازی خاک مطرح است.

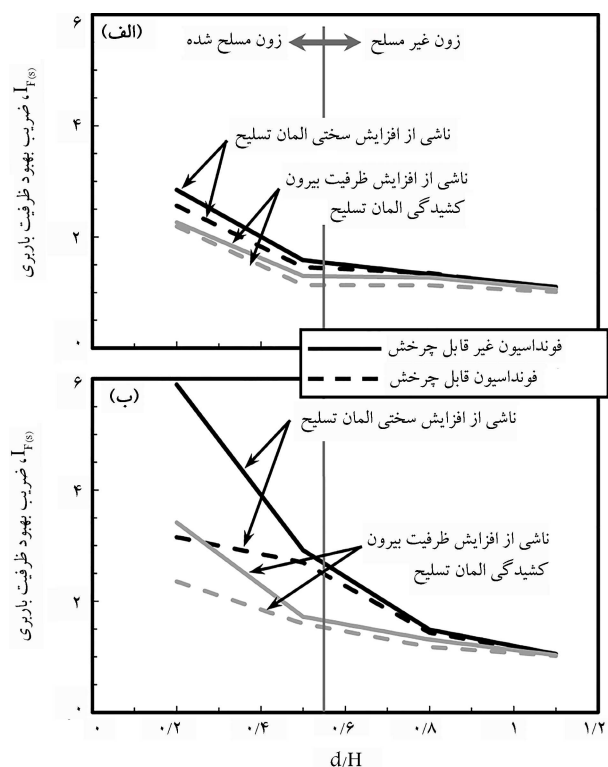
وابستگی میزان تأثیر نوع المان تسلیح بر رفتار بار - نشست به موقعیت فونداسیون، نکته دیگری است که در شکل ۵ مشاهده می‌شود. این وابستگی که در هر دو نوع فونداسیون (قابل چرخش و غیرقابل چرخش) مشاهده شد، با افزایش فاصله فونداسیون تا $0.5H$ پررنگ و پس از آن به تدریج کم‌رنگ شد. این پدیده در نمودارهای ارائه شده در شکل ۶ قسمت الف و ب نیز به وضوح دیده می‌شود. همانطور که در شکل ۶ مشاهده می‌شود، ظرفیت باربری نهایی فونداسیون (q_u) و نشست مورد نیاز برای دستیابی به آن $(s/B_f)_u$ ، تابع موقعیت فونداسیون بوده به‌طوری که با افزایش d/H ، افزایش یافته و در $d/H = 0.5$ به حداکثر مقدار خود می‌رسند و سپس تا رسیدن به یک مقدار ثابت کاهش می‌یابند. بیشینه شدن ظرفیت باربری نهایی در $d/H = 0.5$ که توسط ژیاو و همکاران نیز برای دیوارهای مسلح شده با ژئوگرید گزارش شده است را می‌توان به قرارگیری فونداسیون در لبه توده مسلح شده و تمایل سطح لغزش به توسعه از پشت بالاترین لایه تسلیح به سمت لایه‌های پایینی نسبت داد.^[۲۵] از آنجا که توسعه چنین سطح لغزشی با این ابعاد نیاز به فشار قائم بیشتری دارد، این امر افزایش ظرفیت باربری فونداسیون را در این موقعیت به همراه خواهد داشت. با افزایش d/H و خارج شدن فونداسیون از محدوده مسلح شده،

دوران کمتر بوده و با دور شدن فونداسیون از دیوار نیز به تدریج محو می‌شود. این پدیده حاکی از آن است که در فونداسیون‌های واقع در نزدیکی تاج دیوار، افزایش سختی المان تسلیح گزینه مناسب‌تری جهت بهبود ظرفیت باربری فونداسیون نواری است. از آنجا که فونداسیون عرشه پل در مجاورت تاج تکیه‌گاه‌های پل قرار می‌گیرد، این یافته راه‌حلی کارآمد برای حفظ پایداری تکیه‌گاه‌های پل به حساب می‌آید.

مقدار دوران مجاز فونداسیون عامل موثری است که بر عملکرد و قابلیت سرویس‌دهی سازه‌های متصل به آن تأثیر می‌گذارد. این عامل می‌تواند به طراح کمک کند تا اقدامات احتیاطی را برای جلوگیری از دوران غیرمجاز فونداسیون انجام دهد. برای ارزیابی تأثیر نوع المان تسلیح و موقعیت فونداسیون بر میزان دوران آن، زاویه چرخش (θ) فونداسیون‌های قابل دوران در پایان بارگذاری به کمک تکنیک پردازش تصویر اندازه‌گیری شد و روند تغییرات θ در مقابل d برای هر سه نوع المان تسلیح‌کننده تعیین شد. شکل ۶ قسمت ب نشان می‌دهد که افزایش سختی و ظرفیت بیرون‌کشیدگی المان تسلیح، دو راه حل موثر جهت کاهش میزان کج شدن فونداسیون می‌باشند. با این تفاوت که کاهش ظرفیت بیرون‌کشیدگی به مراتب موثرتر است. از این رو، این دو راه حل را می‌توان به‌عنوان دو روش غیرسازه‌ای برای کاهش کج‌شدگی فونداسیون بدون اعمال محدودیت‌های سازه‌ای بر روی فونداسیون در نظر گرفت. از سوی دیگر، روند تغییرات θ در مقابل d/H نشان داد که افزایش فاصله فونداسیون تا تاج دیوار، علاوه بر کاهش میزان چرخش فونداسیون، به تدریج از کارایی این دو روش می‌کاهد. بنابراین، با کاهش تمایل فونداسیون به کج شدن در $d/H > 0.8$ ، میزان دوران آن مستقل از نوع المان تسلیح می‌شود.

۲.۳. مکانیزم گسیختگی

به‌منظور تعیین مکانیزم گسیختگی دیوارهای خاک مسلح پله‌ای تحت بارگذاری فونداسیون نواری، توسعه باندهای برشی در مدل‌ها با استفاده از دو روش شناسایی شد. در روش اول از اعوجاج لایه‌های ماسه رنگی برای ردیابی باندهای برشی و در روش دوم از تکنیک پردازش تصاویر برای شناسایی دقیق‌تر مناطق برشی در بدنه مدل‌ها استفاده شد. شکل‌های ۸ تا ۱۰ انتشار کرنش برشی تجمعی (ϵ_s) را که توسط تکنیک PIV به‌دست آمده و همچنین سطوح گسیختگی شناسایی شده را که از اعوجاج لایه‌های ماسه‌رنگی ردیابی شده است را نشان می‌دهند. همانطور که در تصاویر مشاهده می‌شود و ژو و همکاران نیز به آن اشاره نمودند،^[۱۱] دو سطح شکست مجزا (کم‌عمق و عمیق) در تمامی مدل‌ها شکل می‌گیرند. سطوح شکست کم‌عمق که با نقطه‌چین سفید مشخص می‌شوند، از لبه‌های فونداسیون به سمت سطح خاکریز توسعه یافته و منجر به تغییر شکل سطح آن (تورم خاکریز) می‌شوند. سطوح شکست عمیق نیز از لبه یک طرف فونداسیون آغاز شده و از میان ردیف‌های المان‌های تسلیح به سمت دیوار گسترش یافته و منجر به تغییر شکل آن می‌شود. این سطوح شکست با خطوط نقطه‌چین سیاه رنگ در شکل‌های ۸ تا ۱۰ مشخص شده است. مشاهدات نشان داد که در صورت قرارگیری فونداسیون نزدیک به تاج دیوار، به غیر از مدل‌های تقویت‌شده با تسمه فلزی که تحت بارگذاری فونداسیون غیرقابل چرخش قرار دارند، سطوح گسیختگی کم‌عمق تنها در سمت خاکریز ایجاد می‌شود. در ادامه، افزایش فاصله فونداسیون تا تاج دیوار به میزان $0.5H$ سبب معکوس شدن مسیر توسعه سطح گسیختگی کم‌عمق در مدل‌های تقویت شده با ژئوگرید و ایجاد سطوح گسیختگی کم‌عمق در دو طرف فونداسیون در دیوارهای مسلح شده با تسمه فلزی شد. با افزایش بیشتر فاصله فونداسیون تا تاج دیوار و قرار گرفتن آن در



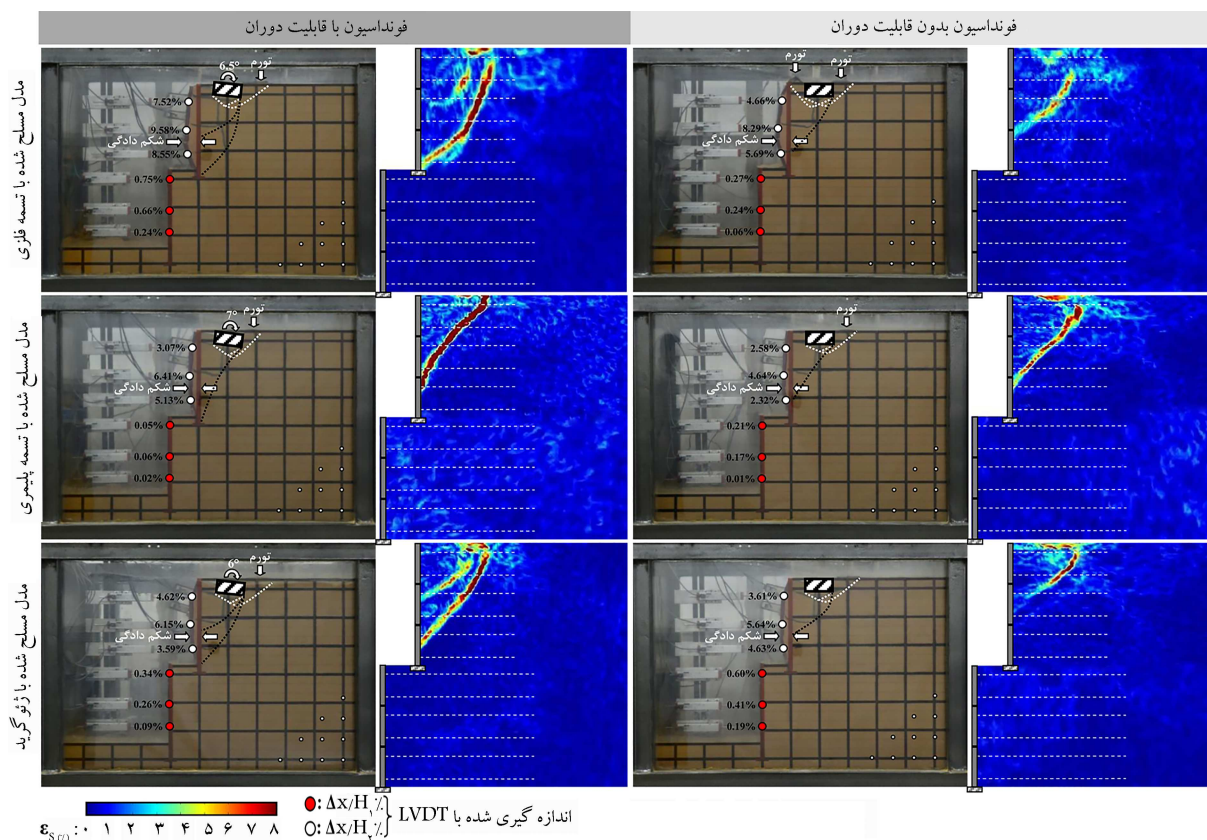
شکل ۷. تغییرات الف) $I_f(s)$ و ب) $I_f(u)$ در مقابل فاصله قرارگیری فونداسیون تا تاج دیوار.

تعریف است:

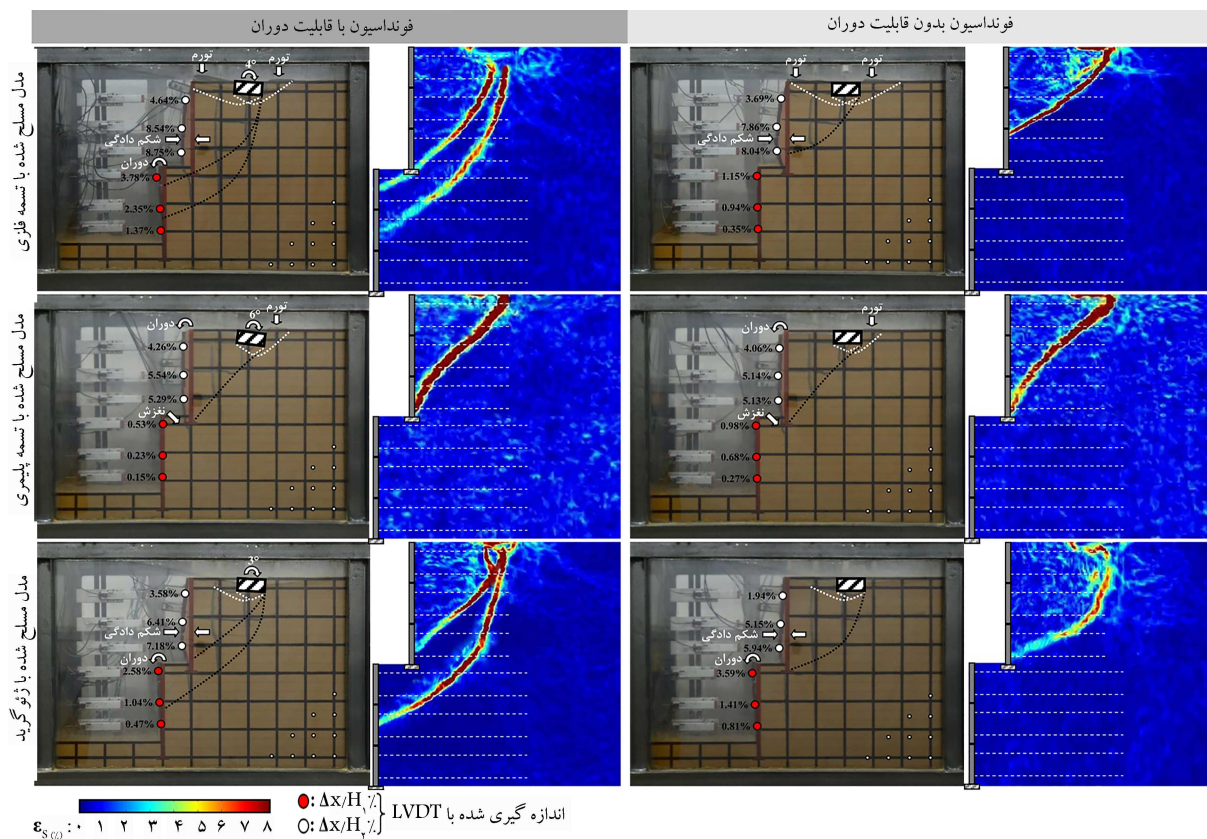
$$I_{f(s)} = \frac{q_s(\text{models reinforced by metal strip or geogrid})}{q_s(\text{models reinforced by geosynthetic strap})} \quad (1)$$

$$I_{f(u)} = \frac{q_u(\text{models reinforced by metal strip or geogrid})}{q_u(\text{models reinforced by geosynthetic strap})} \quad (2)$$

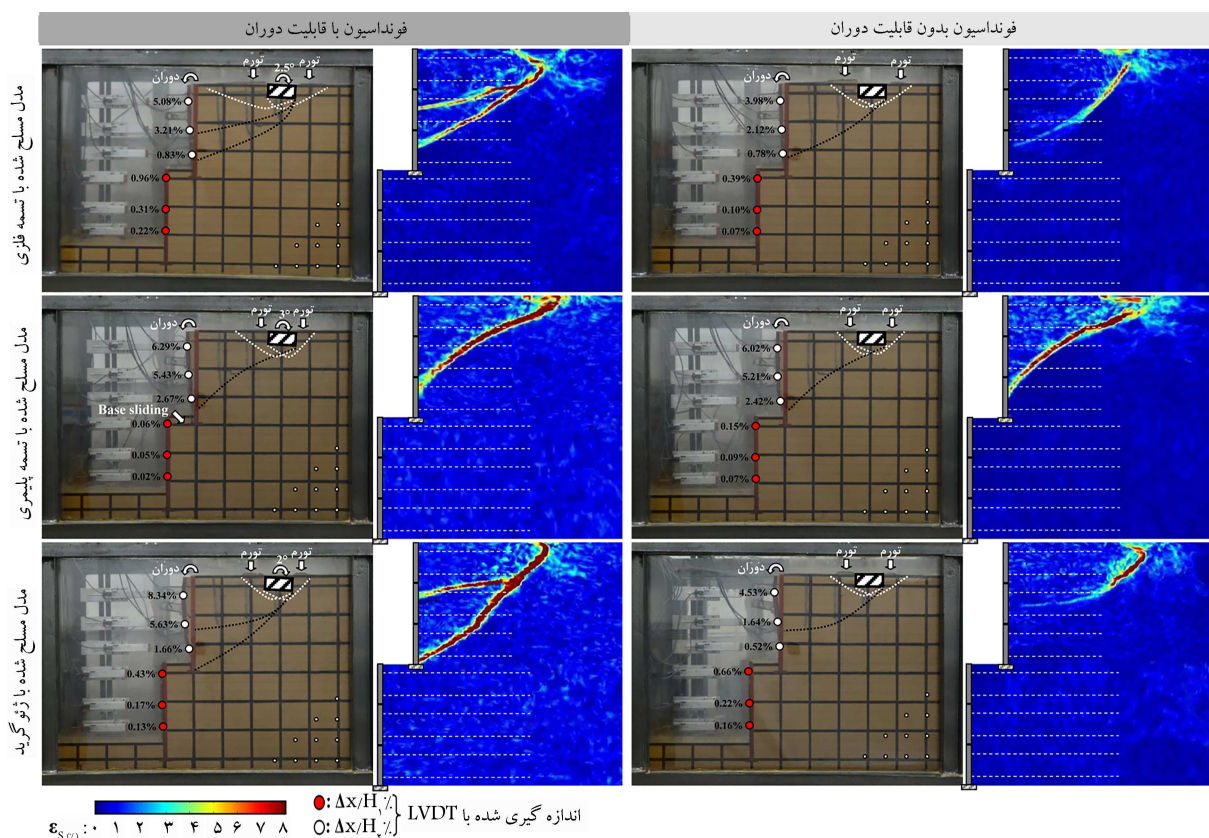
که در آن $I_f(s)$ و $I_f(u)$ به ترتیب ضرایب بهبود ظرفیت باربری متناظر با ظرفیت باربری نهایی (q_u) و ظرفیت باربری در یک نشست معین (q_s) است. از آنجا که نشست برابر با ۳ درصد عرض فونداسیون هم شرایط شکل‌گیری سازگار اندرکنش المان‌های تسلیح با خاک را فراهم می‌کند و هم دارای توجیه عملی است، این نشست برای محاسبه $I_{f(s)}$ استفاده شد. تغییرات $I_{f(s)}$ و $I_{f(u)}$ در مقابل فاصله فونداسیون تا تاج دیوار که در شکل ۷ نشان داده شده است، یک روند نزولی را به تصویر می‌کشد. این بدان معنی است که اثر افزایش سختی المان تسلیح و ظرفیت بیرون‌کشیدگی آن بر بهبود ظرفیت باربری در فونداسیون‌های مجاور تاج دیوار بارزتر است. این را می‌توان به حضور المان‌های تسلیح بیشتر در منطقه گسیختگی زیر فونداسیون در $d < 0.2H$ نسبت داد. کاهش حضور المان‌های تسلیح در منطقه گسیختگی زیر فونداسیون به دلیل دور شدن فونداسیون از دیوار سبب کاهش تأثیرپذیری ظرفیت باربری خاک از المان‌های تسلیح می‌شود. علاوه بر آن، در شکل ۷ مشاهده شد که اثر افزایش سختی المان‌های تسلیح بر بهبود ظرفیت باربری بسیار بیشتر از افزایش ظرفیت بیرون‌کشیدگی المان‌ها است، به‌ویژه در فونداسیون‌های مجاور تاج دیوار و بالاخص در خصوص ظرفیت باربری نهایی و همانطور که مشاهده می‌شود، افزایش سختی المان‌های تسلیح سبب رشد ۶ برابری ظرفیت باربری نهایی فونداسیون‌های مجاور دیوار با قابلیت دوران می‌شود، درحالی‌که افزایش ظرفیت بیرون‌کشیدگی المان‌ها یک رشد ۳/۵ برابری را در q_u به همراه دارد. این تفاوت در فونداسیون‌های منع شده از



شکل ۸. مکانیزم گسیختگی و مُد تغییر شکل دیوارهای پله‌ای تحت بارگذاری ناشی از فونداسیون نواری در فاصله $2H$ از تاج دیوار.



شکل ۹. مکانیزم گسیختگی و مُد تغییر شکل دیوارهای پله‌ای تحت بارگذاری ناشی از فونداسیون نواری در فاصله $5H$ از تاج دیوار.



شکل ۱. مکانیزم گسیختگی و مُد تغییرشکل دیوارهای پله‌ای تحت بارگذاری ناشی از فونداسیون نواری در فاصله $H/8$ از تاج دیوار.

و سختی محوری المان‌ها منجر به کاهش تمایل گوه به حرکت به سمت جلو شد.

همانطور که توسط تاتسوکا و همکاران در سال ۱۹۹۱ اشاره شد، میان سطوح گسیختگی عمیق فونداسیون‌ها با قابلیت و بدون قابلیت دوران تفاوت قابل توجهی وجود دارد که از اندرکنش میان خاک و فونداسیون نشأت می‌گیرد.^[۲۹] آن‌ها نشان دادند که جلوگیری از دوران فونداسیون سبب تحمیل یک گسیختگی اجباری به خاک در راستایی که لزوماً راستای ضعیف نبود، می‌شود. با فراهم کردن شرایط لازم جهت دوران فونداسیون، فونداسیون از شکست پیش‌رونده در خاک پیروی کرده و خاک را در ضعیف‌ترین راستا دچار گسیختگی می‌کند. این امر سبب می‌شود که هندسه سطح لغزش در فونداسیون‌ها با و بدون قابلیت دوران متفاوت باشد و ظرفیت باربری نیز در فونداسیون‌ها غیرقابل دوران بیشتر شود. علاوه بر این، در شکل‌های ۸ تا ۱۰ مشاهده شد که اجازه دادن به فونداسیون برای دوران سبب تشکیل دو سطح لغزش عمیق مجزا در مدل‌های مسلح شده با تسمه فلزی و ژئوگرید شد. این پدیده با افزایش درجه انعطاف‌پذیری المان‌های تسلیح و نیز کاهش ظرفیت بیرون‌کشیدگی در مدل‌های مسلح شده با تسمه پلیمری کاملاً متغی شد.

برخلاف آنچه که توسط دستورالعمل‌های FHWA پیش‌بینی شده است، سطوح گسیختگی عمیق تنها در پله فوقانی مدل‌ها تشکیل می‌شود. وقوع چنین فرمی از گسیختگی دیوارهای پله‌ای نشان‌دهنده عملکرد مستقل پله فوقانی در شرایط بارگذاری سطحی می‌باشد، حتی در دیوارهای پله‌ای که فاصله پله‌ها از یکدیگر محدود می‌باشد. در چنین مواردی، سهم پله تحتانی در پایداری دیوار به حداقل می‌رسد و حفظ پایداری به‌طور کامل به پله فوقانی واگذار می‌شود. چیدمان مناسب

خارج از محدوده مسلح‌شده، امکان ایجاد سطوح گسیختگی کم‌عمق در دو طرف فونداسیون برای تمام المان‌های تسلیح فراهم شد. با این تفاوت که در فونداسیون‌ها با قابلیت دوران، تمایل سطح گسیختگی به توسعه به سمت دیوار حدود دو برابر توسعه به سمت خاکریز بود. این امر که منجر به تشکیل سطوح گسیختگی کم‌عمق نامتقارن شد را می‌توان به عدم شکل‌گیری کامل یک منطقه مقاوم در سمت خاکریز نسبت داد. همچنین، مشاهده شد که استفاده از المان‌های تسلیح با ظرفیت بیرون‌کشیدگی اندک می‌تواند توسعه سطوح گسیختگی کم‌عمق را کاهش دهد.

الگوی توسعه کرنش برشی در مدل‌ها نشان داد که فارغ از موقعیت و نوع فونداسیون، هندسه سطح گسیختگی عمیق از یک منحنی محدب در مدل‌های مسلح‌شده با تسمه فلزی و ژئوگرید به یک منحنی مقعر در مدل‌های مسلح‌شده با تسمه پلیمری تغییر یافت. این تغییر را که در اثر کاهش هم‌زمان سختی محوری و ظرفیت بیرون‌کشیدگی المان‌های تسلیح رخ داده است، می‌توان به تغییر در تمایل گوه گسیختگی به حرکت رو به جلو و یا رو به پایین نسبت داد. توفنکجیان و ووستیک نشان دادند که یک سطح لغزش مقعر زمانی رخ می‌دهد که تمایل حرکت گوه به سمت جلو بیشتر از حرکت به سمت پایین باشد و در غیر این صورت یک سطح لغزش محدب شکل خواهد گرفت.^[۲۸] بنابراین، در مدل‌های مسلح شده با تسمه پلیمری که ظرفیت بیرون‌کشیدگی و سختی محوری تسمه‌ها کمتر از تسمه فلزی و ژئوگرید است، جابه‌جایی گوه گسیختگی به سمت خارج آسان‌تر از مدل‌های دیگر بوده و تمایل گوه به حرکت به سمت جلو بیشتر از حرکت به سمت پایین است. این امر سبب تشکیل یک سطح لغزش مقعر در مدل‌های مسلح شده با تسمه پلیمری شد. این پدیده در مورد مدل‌های مسلح شده با تسمه فلزی و ژئوگرید کاملاً معکوس بود، به‌طوری‌که افزایش ظرفیت بیرون‌کشیدگی

المان‌های تسلیح‌کننده در پله تحتانی می‌تواند دلیل دیگری برای به حداقل رساندن نفوذ سطح گسیختگی به این قسمت از دیوارهای پله‌ای باشد. افزایش عمق نفوذ سطح لغزش و رسیدن آن به پله تحتانی نکته دیگری بود که در مدل‌های مسلح شده با تسمه فلزی و ژئوگرید هنگام قرارگیری فونداسیون در فاصله $0.5H$ از تاج دیوار مشاهده شد. این افزایش نفوذ که با استفاده از تسمه‌های پلیمری از آن ممانعت شد، نشان‌دهنده افزایش یکپارچگی پله‌های تحتانی و فوقانی به دلیل استفاده از المان‌های تسلیح با سختی و ظرفیت بیرون‌کشیدگی مناسب است. از سوی دیگر، استفاده از یک پیکربندی پله‌ای در دیوارهای خاک مسلح، عامل دیگری در جلوگیری از توسعه سطوح لغزش عمیق در پله تحتانی بود. این یافته که با مقایسه مدل‌ها با دیوارهای یکپارچه در مطالعات ژیاو و همکاران و اسکجیک و همکاران حاصل شد، تأییدی است بر مزیت استفاده از پیکربندی پله‌ای در دیوارهای خاک مسلح. [۳۰،۳۵]

تفاوت میان مد تغییر شکل پله‌های تحتانی و فوقانی مدل‌ها نکته مهم دیگری است که در تصاویر اخذشده از مدل‌ها در پایان بارگذاری دیده می‌شود. همانطور که مشاهده می‌شود، مد تغییر شکل پله‌های تحتانی و فوقانی کاملاً مستقل از یکدیگر می‌باشند، به طوری که با تغییر نسبت d/H ، ضمن ثابت ماندن مد تغییر شکل پله تحتانی، مد تغییر شکل پله فوقانی تغییر می‌کند. شکل ۸ نشان می‌دهد که با قرارگیری فونداسیون در مجاورت تاج دیوار ($d/H = 0.2$)، شکم‌دادگی به عنوان مد غالب برای تمامی المان‌های تسلیح نمایان می‌شود. این مشاهده مشابه گزارش ارائه شده توسط یو و جانگ در سال ۲۰۰۴ و یو و کیم در سال ۲۰۰۸ برای یک دیوار پله‌ای مسلح‌شده با ژئوگرید است. [۲۹] با افزایش فاصله فونداسیون تا تاج دیوار، مد شکم‌دادگی به تدریج محو شده و چرخش حول پنجه دیوار (واژگونی) به عنوان مد غالب نمایان می‌شود (شکل‌های ۹ و ۱۰). از سوی دیگر، واژگونی به عنوان تنها مد تغییر شکل پله تحتانی در تمامی موقعیت‌های فونداسیون مشاهده شد. این مد تغییر شکل که بیشتر هنگام بارگذاری دیوار با فونداسیون‌های قابل چرخش مشاهده می‌شود، در $d/H = 0.5$ محسوس‌تر بود.

۳.۳. توزیع فشار جانبی

محاسبه فشار جانبی ناشی از قرارگیری فونداسیون بر روی دیوارهای حائل، مرحله‌ای پیچیده و مهم در طول تحلیل و طراحی این دیوارها است. انعطاف‌پذیری دیوارهای خاک مسلح و حضور المان‌های تسلیح در توده خاک، پیچیدگی محاسبه فشار جانبی را برای این نوع از دیوارهای حائل افزایش می‌دهد. این در حالی است که تا کنون هیچ رابطه جامعی برای محاسبه فشار جانبی در دیوارهای خاک مسلح ارائه نشده است و روش‌های موجود نیز تنها به چند رابطه ساده محدود می‌شوند. [۳۲،۳۱]

به منظور ارزیابی فشار جانبی ناشی از فونداسیون نواری در دیوارهای خاک مسلح پله‌ای، فشار پشت دیوار در هر پله توسط پنج فشارسنج در ارتفاع‌های مختلف اندازه‌گیری شد. با هم‌سنج کردن مقادیر اندازه‌گیری‌شده به فشار ناشی از فونداسیون، تلاش شده تا ضریب فشار جانبی (k_q) در هر مدل تعیین شود. نمودارهای توزیع فشار جانبی هم‌سنج شده در پشت رویه مدل‌ها در شکل ۱۱ نشان می‌دهند که فشار جانبی ناشی از فونداسیون نواری را می‌توان با فراهم آوردن شرایط لازم برای دوران فونداسیون و همچنین استفاده از المان‌های تسلیح انعطاف‌پذیر با ظرفیت بیرون‌کشیدگی اندک به‌طور چشمگیری کاهش داد. دلیل

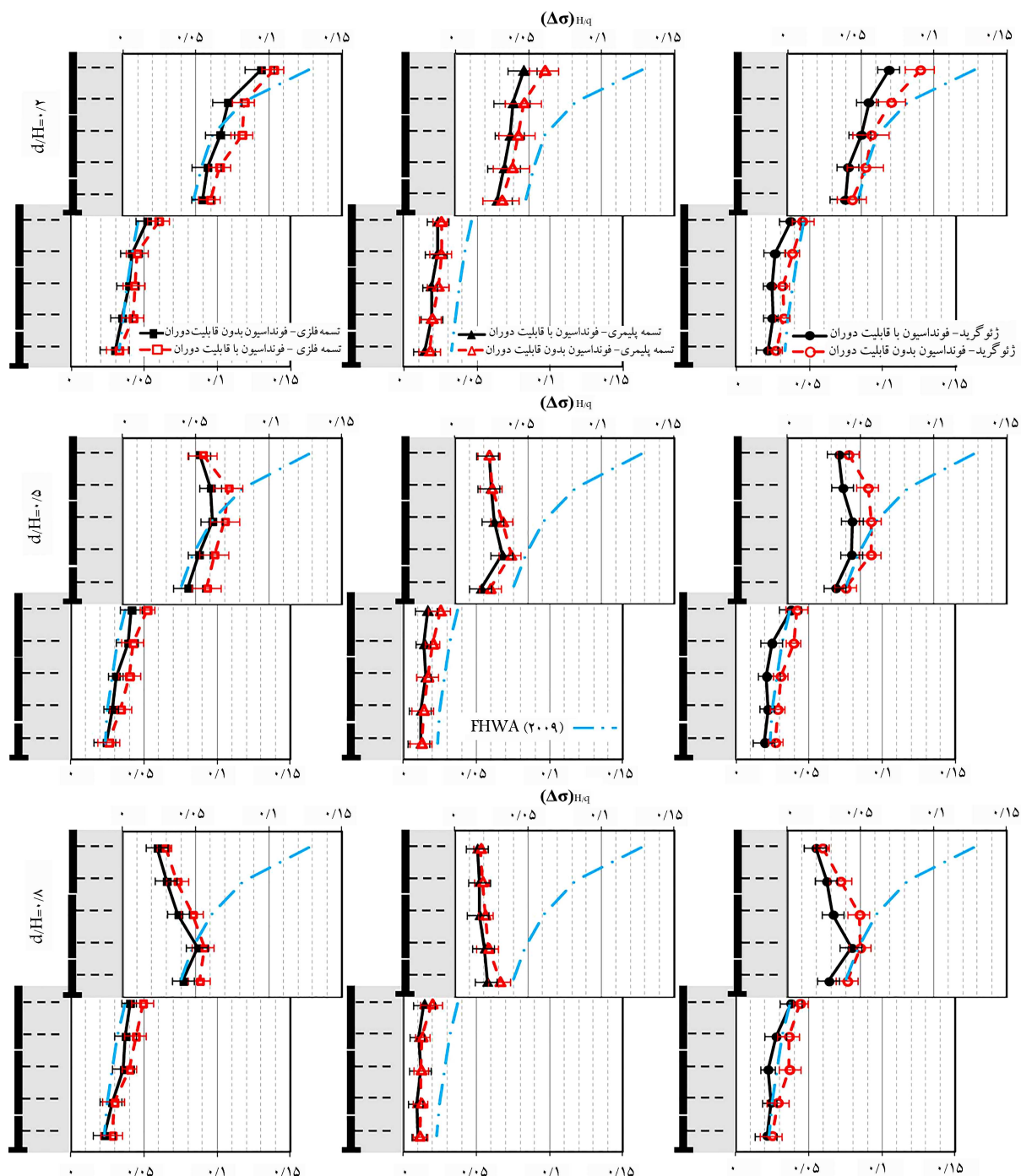
اصلی کاهش فشار جانبی در یک توده خاک مسلح شده، وجود یک رابطه معکوس میان درجه بسیج شدن مقاومت در توده خاک و خواص مکانیکی المان‌های تسلیح است. لشنسکی و ولوا نشان دادند که کاهش سختی المان تسلیح و کاهش میزان اندرکنش آن با خاک، امکان حرکت ذرات خاک را در مقابل یکدیگر افزایش داده و متعاقباً سبب افزایش درجه بسیج مقاومت در توده خاک می‌شود. [۳۳] از این رو، بخش بیشتری از فشار فونداسیون توسط مقاومت بسیج شده در توده خاک مهار و در نتیجه سهم کمتری به فشار افقی تبدیل می‌شود. افزایش فشار جانبی در توده خاک مسلح شده در اثر با افزایش سختی المان تسلیح، افزایش اندرکنش آن با خاک و کاهش فاصله میان المان‌ها پیش از این توسط لیو گزارش شده بود. [۳۴] مقایسه اثرات استفاده از تسمه‌های پلیمری به جای ژئوگریدها و استفاده از تسمه‌های پلیمری به جای تسمه‌های فلزی نشان داد که کاهش ظرفیت بیرون‌کشیدگی نقش مؤثرتری در کاهش فشار جانبی ایفا می‌کند.

به منظور مقایسه نتایج به‌دست آمده با روش‌های تحلیلی پیشنهاد شده برای محاسبه فشار جانبی ناشی از بار فونداسیون‌های نواری، از رابطه پیشنهادی توسط FHWA استفاده شد. این رابطه به صورت زیر است:

$$(\Delta\sigma_h)_z = \frac{k_a Q}{D_1}; \begin{cases} D_1 = B_f + z; z \leq 2 \left(d - \frac{B_f}{2} \right) \\ D_1 = \frac{B_f + z}{2} + d; z > 2 \left(d - \frac{B_f}{2} \right) \end{cases} \quad (3)$$

که در آن k_a ضریب فشار محرک، Q بار فونداسیون، z عمق از سطح خاک‌رین، B_f عرض فونداسیون نواری و d فاصله فونداسیون تا تاج دیوار می‌باشند. مقایسه نتایج به‌دست آمده با روش پیشنهادی توسط FHWA در شکل ۱۱ نشان می‌دهد که این روش مقدار $\Delta\sigma_{h/q}$ را در نیمه بالایی پله فوقانی بیش‌برآورد تعیین می‌کند. همانطور که مشاهده می‌شود، میزان اختلاف میان نتایج تحلیلی و آزمایشگاهی با کاهش سختی و ظرفیت بیرون‌کشیدگی المان تسلیح و همچنین افزایش فاصله فونداسیون تا تاج دیوار برجسته‌تر شد. این تخمین دست‌بالای فشار جانبی را می‌توان به پیکربندی پله‌ای دیوارها و عدم در نظر گرفتن نوع المان تسلیح در روش‌های تحلیلی نسبت داد. فرض رفتار الاستیک برای توده خاک نیز می‌تواند دلیل دیگری برای این بیش‌برآورد باشد. این در حالی است که در پله تحتانی دیوارها، پروفیل‌های $\Delta\sigma_{h/q}$ تطابق قابل قبولی با روش پیشنهادی FHWA دارند و یک توزیع یکنواخت را در امتداد ارتفاع پله به تصویر می‌کشند. همانطور که در شکل ۱۱ مشاهده می‌شود، ضریب فشار جانبی ناشی از فونداسیون نواری (k_q) در پله فوقانی تابعی از عمق می‌باشد، درحالی‌که مقدار آن در پله تحتانی ۰/۱ تا ۰/۰۶ حدود می‌شود.

از نقطه اثر نیروی برآیند فشار جانبی (R) می‌توان جهت شناسایی ردیف‌هایی از المان تسلیح که در خلال بارگذاری فونداسیون تحت کشش بیشتری قرار می‌گیرند، استفاده نمود. با محاسبه موقعیت نیروی برآیند فشار جانبی برای هر مدل و ترسیم R در مقابل d/H در شکل ۱۲ مشخص شد که افزایش فاصله فونداسیون تا تاج دیوار، فراهم آوردن شرایط لازم برای دوران فونداسیون، کاهش سختی و ظرفیت بیرون‌کشیدگی المان‌های تسلیح سبب کاهش ارتفاع نقطه اثر نیروی در پله فوقانی می‌شود، درحالی‌که در پله تحتانی، مقدار R مستقل از این عوامل بوده و در محدوده ۰/۵۴ قرار می‌گیرد. از سوی دیگر، مقایسه مقادیر R با مقادیر پیشنهاد شده توسط FHWA نشان داد که استفاده از این روش برای محاسبه موقعیت نقطه اثر نیرو در پله فوقانی می‌تواند منجر به طراحی بیش



شکل ۱۱. پروفیل توزیع فشار جانبی ناشی از فونداسیون نواری واقع بر دیوار پله‌ای در موقعیت‌های مختلف.

دادن به آن جهت دوران آزادانه، اثرات موقعیت فونداسیون و درجه آزادی آن نیز مورد بررسی قرار گرفت. یافته‌ها حاکی از آن است که اگر چه کاهش سختی المان تسلیح و ظرفیت بیرون‌کشیدگی آن موجب کاهش ظرفیت باربری فونداسیون می‌شود، اما این امر نقش چشم‌گیری در کاهش فشار جانبی در دیوارهای پله‌ای تحت بار ناشی از فونداسیون ایفا می‌کند. همچنین، مشخص شد که اثر افزایش سختی المان تسلیح و ظرفیت بیرون‌کشیدگی آن بر بهبود ظرفیت باربری فونداسیون‌های نزدیک به تاج دیوار بارزتر بود. علاوه بر این، فراهم‌آوردن شرایط لازم جهت دوران آزادانه فونداسیون به‌عنوان یک راه حل موثر جهت به حداقل رساندن فشار جانبی ناشی از فونداسیون

از حد محافظه‌کارانه و شناسایی نادرست ردیف‌های بحرانی المان‌های تسلیح

شود.

۴. نتیجه‌گیری

در مطالعه حاضر، عملکرد دیوارهای پله‌ای مسلح‌شده با سه المان تسلیح مختلف تحت بار ناشی از فونداسیون نواری مورد ارزیابی قرار گرفت. با اعمال بار قائم در چهار فاصله مختلف از تاج دیوار و همچنین ممانعت از دوران فونداسیون و اجازه

شکم‌دادگی به عنوان مد غالب تغییر شکل پله فوقانی هنگام قرارگیری فونداسیون در مجاورت تاج دیوار مشاهده شد که با دور شدن فونداسیون از تاج دیوار، این مد محو و جای خود را به دوران حول پنجه (واژگونی) داد. این در حالی بود که واژگونی به عنوان تنها مد تغییر شکل در پله تحتانی، تحت تمامی شرایط بارگذاری شناسایی شد.

مقایسه نتایج به دست آمده با روش‌های تحلیلی ارائه شده جهت محاسبه فشار جانبی ناشی از بار فونداسیون نشان داد که احداث دیوارهای خاک مسلح به صورت پله‌ای، فشار جانبی را در پله فوقانی به شدت کاهش می‌دهد. این کاهش فشار که با افزایش فاصله میان فونداسیون و تاج دیوار افزایش یافت، با کاهش اندرکنش خاک با المان تسلیح و همچنین کاهش سختی المان‌ها برجسته‌تر شد. همچنین مشخص شد که استفاده از روش پیشنهادی توسط FHWA جهت محاسبه محل نقطه اثر نیروی برآیند فشار جانبی در پله فوقانی می‌تواند منجر به شناسایی نادرست ردیف‌های بحرانی المان‌های تسلیح شود.

۵. محدودیت‌های تحقیق

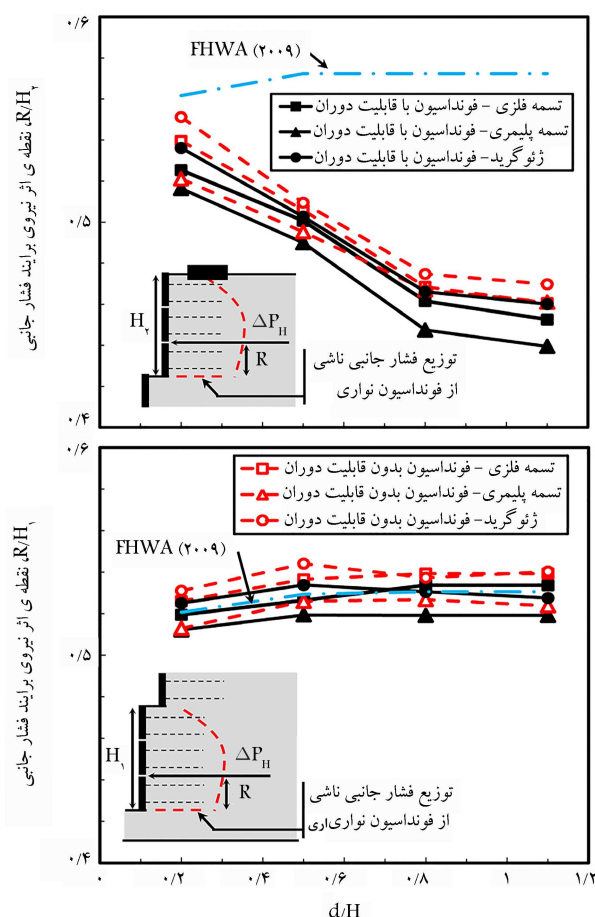
با وجود تلاش‌های انجام شده در این تحقیق جهت لحاظ نمودن تمامی جزئیات در فرایند شبیه‌سازی اجزای مدل و ساخت مدل‌ها، به دلیل عدم ایجاد شرایط تنش واقعی در مدل‌های کوچک مقیاس، نتایج کمی به دست آمده نمی‌تواند مطابقت دقیقی با مدل‌های واقعی داشته باشند. این نقص می‌تواند با ارائه نتایج در قالب پارامترهای هم‌سنگ شده تا حد قابل قبولی مرتفع گردد. [۲۱، ۱۵، ۱۳، ۹، ۸، ۵، ۲] با تکیه بر این رویکرد، تفسیر نتایج به دست آمده در این تحقیق بر پایه پارامترهای هم‌سنگ شده نظیر I_f ، R/H ، d/H ، $\Delta\sigma_h/q$ انجام شد. شکل‌گیری اصطکاک میان بدنه مدل‌ها با دیواره جعبه آزمایش، یکی دیگر از عواملی است که می‌تواند به عدم تطابق میان نتایج مدل‌های آزمایشگاهی با مدل‌های واقعی دامن بزند. در این تحقیق تلاش شد تا این اصطکاک ناخواسته با استفاده از یک لایه نازک گریس میان بدنه مدل و جعبه آزمایش به حداقل برسد. [۳۰، ۲۸، ۲۵، ۲۰، ۱۹] از سوی دیگر، از آنجایی که حرکت نسبی مورد نیاز میان المان تسلیح و خاک برای تشکیل اندرکنش میان آن‌ها به ابعاد ذرات خاک و المان تسلیح بستگی ندارد، [۲۰، ۱۹] میزان نشست مورد نیاز برای شروع این اندرکنش در مدل‌های کوچک مقیاس تقریباً برابر با نمونه واقعی است. این در حالی است که بر اساس قوانین مقیاس، مقدار این نشست باید کمتر از مدل واقعی باشد. این نقص نیز می‌تواند با استفاده از نشست هم‌سنگ شده بر عرض فونداسیون (s/B_f) تا حد قابل توجهی مرتفع گردد.

پانویس‌ها

1. Mechanically Stabilized Earth (MSE) Wall
2. Passive
3. Facing

منابع (References)

1. Yoo, C. and Jung, H.-S., 2004. Measured behavior of a geosynthetic-reinforced segmental retaining wall in a tiered configuration. *Geotext Geomembr*, 22, pp. 359-



شکل ۱۲. تغییرات نقطه اثر نیروی برآیند فشار جانبی در مقابل فاصله فونداسیون تا تاج دیوار.

شناسایی شد. پردازش تصاویر نشان داد که استفاده از یک پیکربندی دو پله در دیوارهای خاک مسلح، علاوه بر تغییر هندسه سطح لغزش از یک منحنی محدب به منحنی مقعر، می‌تواند از ایجاد سطوح لغزش عمیق در پله تحتانی پایین نیز جلوگیری کند. این جلوگیری که نقش برجسته‌ای در کاهش تغییر شکل‌های جانبی پله تحتانی داشت، موجب شد این بخش از دیوار تنها یک تغییر شکل ساده برشی جزئی را در امتداد سطح افقی تجربه کند.

376. DOI.org/10.1016/S0266-1144(03)00064-5.

2. FHWA (Federal Highway Administration). 2009. Design and construction of mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes. Vol. 1. FHWA-NHI-10-243. Washington, DC: FHWA.
3. Leshchinsky, D. and Han, J., 2004. Geosynthetic reinforced multitiered walls. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 130 (12), pp. 1225-1235. DOI.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2004)130:12(1225).
4. Yoo, C. and Song, A.R., 2006. Effect of foundation yielding on performance of two-tier geosynthetic-reinforced segmental retaining walls: a numerical inves-

- tigation. *Geosynthetics International*, 13(5), pp.181-194. DOI.org/10.1680/gein.2006.13.5.181.
5. Yoo, C., 2018. Serviceability state deformation behaviour of two-tiered geosynthetic reinforced soil walls. *Geosynth Int.*, 25(1), pp. 12-25. DOI.org/10.1680/jgein.17.00030.
6. Yoo, C. and Kim, S.B., 2008. Performance of a two-tier geosynthetic reinforced segmental retaining wall under a surcharge load: Full-scale load test and 3D finite element analysis. *Geotext Geomembr*, 26(6), pp. 447-518. DOI.org/10.1016/j.geotexmem.2008.05.008.
7. Yang, G.Q., Liu, H., Zhou, Y.T. and Xiong, B.L., 2014. Post-construction performance of a two-tiered geogrid reinforced soil wall backfilled with soil-rock mixture. *Geotextiles and Geomembranes*, 42(2), pp. 91-97. DOI.org/10.1016/j.geotexmem.2014.01.007.
8. Yoo, C., Jang Y.S. and Park I.J., 2011. Internal stability of geosynthetic-reinforced soil walls in tiered configuration. *Geosynth Int.*, 18(2), pp. 74-83. DOI.org/10.1680/gein.2011.18.2.74.
9. Mohamed, S.B.A., Yang, K.-H. and Hung, W.-Y., 2014. Finite element analyses of two-tier geosynthetic-reinforced soil walls: Comparison involving centrifuge tests and limit equilibrium results. *Computers and Geotechnics*, 61, pp. 67-84. DOI.org/10.1016/j.compgeo.2014.04.010.
10. Seyedi Hosseininia, H. and Ashjaee, A., 2018. Numerical simulation of two-tier geosynthetic-reinforced-soil walls using two-phase approach. *Computers and Geotechnics*, 100, pp. 15-29. DOI.org/10.1016/j.compgeo.2018.04.003.
11. Xu, P., Hatami, K., Bao, J.J. and Li, T., 2020. Bearing capacity and failure mechanisms of two-tiered reinforced soil retaining walls under footing load. *Comput. Geotech.*, 128, pp. 103833. DOI.org/10.1016/j.compgeo.2020.103833.
12. Wood, D.M., 2004. Geotechnical modeling. Version 2.2. London: Taylor & Francis Group.
13. Huang, C.C., 2016. Settlement of footings at the crest of reinforced slopes subjected to toe unloading. *Geosynthetics International*, 23(4), pp. 247-256. DOI.org/10.1680/jgein.15.00045.
14. El-Emam, M.M. and Bathurst, R.J., 2007. Influence of reinforcement parameters on the seismic response of reduced-scale reinforced soil retaining walls. *Geotext. Geomembranes*, 25(1), pp. 33-49. DOI.org/10.1016/j.geotexmem.2006.09.001.
15. Xu, P., Hatami, K. and Jiang G., 2020. Shaking table study of the influence of facing on reinforced soil wall connection loads. *Geosynth. Int.*, 27(4), pp. 364-378. DOI.org/10.1680/jgein.20.00001.
16. Yazdandoust, M. and Ghalandarzadeh, A., 2020. Pseudo-static coefficient in reinforced soil structures. *Int. J. Phys. Model. Geotech.*, 20(6), pp. 320-337. DOI.org/10.1680/jphmg.18.00013.
17. Yoshida, T., and Tatsuoka, F., 1990. Deformation property of shear band in sand subjected to plane strain compression and its relation to particle characteristics. In *Vol. 1 of Proc., 12th Int. Conf. Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 237-240. Rotterdam, Netherlands: A.A. Balkema.
18. Bathurst, R.J. 1990. Instrumentation of geogrid-reinforced soil wall. *Transp. Res. Rec.*, 1277, pp. 102-111.
19. Viswanadham, B.V.S., Razeghi, H.R., Mamaghani, J. and Manikumar, C.H.S.G., 2017. Centrifuge model study on geogrid reinforced soil walls with marginal backfills with and without chimney sand drain. *Geotext. Geomembr.*, 45(5), pp. 430-446. DOI.org/10.1016/j.geotexmem.2017.06.005.
20. Razeghi, H.R., Viswanadham, B.V.S. and Mamaghani, J., 2019. Centrifuge and numerical model studies on the behaviour of geogrid reinforced soil walls with marginal backfills with and without geocomposite layers. *Geotext. Geomembr.*, 47(5), pp. 671-684. DOI.org/10.1016/j.geotexmem.2019.103470.
21. Yazdandoust, M., 2017. Investigation on the seismic performance of steel-strip reinforced-soil retaining walls using shaking table test. *Soil Dyn. Earthquake Eng.* 97, pp. 216-232. DOI.org/10.1016/j.soldyn.2017.03.011.
22. Tatsuoka, F., Hirakawa, D., Nojiri, M., Aizawa, H., Nishikiori, H., Soma, R., Tateyama, M. and Watanabe, K., 2009. A new type of integral bridge comprising geosynthetic-reinforced soil walls. *Geosynth. Int.*, 16(4), pp. 301-326. DOI.org/10.1680/gein.2009.16.4.301.
23. Zhao, L., Yang, F. and Dan, H., 2014. The influence of horizontal confinement on the bearing capacity factor N_y of smooth strip footing. *Comput. Geotech.*, 61, pp.127-131. DOI.org/10.1016/j.compgeo.2014.05.010.
24. White, D.J., Take, W.A. and Bolton, M.D., 2003. Soil deformation measurement using particle image velocimetry (PIV) and photogrammetry. *Geotechnique*, 53(7), pp.619-631. DOI.org/10.1680/geot.2003.53.7.619.
25. Xiao, C., Han, J. and Zhang Z., 2016. Experimental study on performance of geosynthetic-reinforced soil model walls on rigid foundations subjected to static footing loading. *Geotext. Geomembr.*, 44(1), pp.81-94. DOI.org/10.1016/j.geotexmem.2015.06.001.
26. Xie, Y., Leshchinsky B. and Han J., 2019. Evaluation of bearing capacity on geosynthetic-reinforced soil structures considering multiple failure mechanisms. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 145(9), pp.04019040. DOI.org/10.1016/0266-1144(96)89796-2.
27. Gabr, M.A. and Hart, J.H., 2000. Elastic modulus of geogrid-reinforced sand using plate load tests. *Geotech. Test. J.*, 23(2), pp.245-250. DOI.org/10.1520/GTJ11049J.
28. Tufenkjian, M.R. and Vucetic, M., 2000. Dynamic failure mechanism of soil-nailed excavation models in centrifuge. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 126(3), pp.227-235. DOI.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2000)126:3(227).
29. Tatsuoka, F., Huang, C.C., Morimoto T. and Tani, K., 1991. Discussion on Bearing capacity of footings adjacent to slopes by Swami Saran, V.K. Sud, and Handa S.C. (April, 1989, Vol. 115, No. 4). *J. Geotech. Eng.*, 117(7), pp. 1127-1131. DOI.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1991)117:7(1127).
30. Skejic, A., Medic, S. and Dolarevic, S., 2018. Influence of wire mesh characteristics on reinforced soil model wall failure mechanisms-Physical and numerical modelling. *Geotext. Geomembr.*, 46, pp. 726-738. DOI.org/10.1016/j.geotexmem.2018.07.004.

31. Kumar, A. and Mandal, J.N., 2022. Parametric studies on two-tiered model fly ash wall. *Int. J. Geotech. Eng*, 16(7), pp. 815-825. DOI.org/10.1080/19386362.2019.1648713.
32. Houy, A., 1986. Dimensionnement des ouvrages en palplanches en acier. Metz, France: Gueblez.
33. Leshchinsky, D. and Vulova, C., 2001. Numerical investigation of the effects of geosynthetic spacing on failure mechanisms in MSE block walls. *Geosynth. Int*, 8(4), pp. 343-365. DOI.org/10.1680/gein.8.0199.
34. Liu, H., 2012. Long-term lateral displacement of geosynthetic-reinforced soil segmental retaining walls. *Geotext. Geomembr*, 32, pp. 18-27. DOI.org/10.1016/j.geotexmem.2011.12.001.