

بررسی عملکرد دیوارهای خاک مسلح پلهای بعنوان تکیه‌گاه پل‌ها

چکیده:

علیرغم آنکه امروزه از دیوارهای خاک مسلح با پیکربندی پلهای بطور گسترده در احداث تکیه‌گاه پل‌ها استفاده می‌شود، اما هنوز تأثیر فاکتورهایی نظیر نوع المان تسلیح، نوع اتصال عرشه پل به دیوار و محل قرارگیری آن بر عملکرد این نوع تکیه‌گاه‌ها ناشناخته باقی مانده است. از اینرو در مطالعه حاضر با شبیه‌سازی محل استقرار عرشه پل بر تکیه‌گاه خاک مسلح پلهای به صورت یک فونداسیون نواری، به بررسی تأثیر توأمان فاکتورهای 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 تقلیل 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 باعث کاهش فشار جانبی در لایه‌های فوقانی دیوار می‌شود.

واژگان کلیدی:

مدلسازی فیزیکی، دیوار خاک مسلح پلهای، روش پردازش تصاویر، سطوح گسیختگی، فشار جانبی

Investigation on the behavior of two-tiered MSE walls as bridge abutments

Abstract:

Mechanically stabilized earth (MSE) walls are commonly used as bridge abutments to support bridge deck loads. In this type of abutments, the use of a tiered configuration can play a prominent role in reducing induced horizontal stress, reducing lateral deformation, and consequently, improving the performance of bridge abutments. Despite the importance of this issue, the influence of various factors on the performance of tiered MSE abutments under deck loads is not yet fully understood. Therefore, by simulating a bridge deck on a tiered MSE abutment in the form of a strip footing, the effects of the reinforcement type, the connection type of deck to abutment, and the deck location were investigated. For this purpose, three two-tiered mechanically stabilized earth walls (T-TMSEWs) were constructed using three different reinforcements and then loaded with strip footings at three different distances from the wall crest. By preventing and allowing the footings to tilt, the influence of the degree of footing freedom was also examined as the third variable. Particle image velocimetry showed that the use of a two-tiered configuration in MSE abutments and a decrease in the soil–reinforcement interaction and stiffness changed the slip surface geometry and prevented the development of deep slip surfaces in the lower tier. It was found that although the decrease in reinforcement stiffness and its interaction with soil decreased the bearing capacity of the strip footings on two-tiered MSE abutments, they also reduced the lateral pressure induced in T-TMSEWs by strip footing. Also, allowing the footing to tilt was found to be an effective solution for minimizing the deformation of the backfill surface and the induced lateral pressure. Moreover, comparison of the results with analytical methods showed that the construction of MSE abutments in a two-tiered configuration reduced the lateral pressure in the upper tier. This became more noticeable with a decrease in the soil–reinforcement interaction and reinforcement tensile stiffness and an increase in the distance from the footing to the wall crest.

Keywords: Physical model test; Tiered mechanically stabilized earth wall; Particle image velocimetry (PIV); Failure surfaces; Lateral pressure.

۱- مقدمه و تاریخچه تحقیقات

امروزه استفاده از دیوارهای خاک مسلح^۱ به عنوان تکیه‌گاه پل-ها به عنوان یکی از کاربردهای این دیوارها بشمار می‌رود. 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 موفقیت آمیز این نوع تکیه‌گاه-ها است. بهبود عملکرد در یک پیکربندی پله‌ای با تقسیم یک دیوار خاک مسلح یکپارچه به دیوارهای کوتاه‌تر و ساختن آنها بر روی یکدیگر با یک فاصله مشخص به دست می‌آید. مطالعات نشان می‌دهد که استفاده از یک پیکربندی پله‌ای در ساخت دیوارهای بلند، علاوه بر تسهیل فرایند ساخت، فشار جانبی وارد بر رویه را نیز کاهش می‌دهد [۲]. این کاهش فشار می‌تواند نقش قابل توجهی در کاهش حجم مورد نیاز توده مسلح شده و در نتیجه کاهش هزینه‌های اجرا داشته باشد. از سوی دیگر، کاهش تنش قائم ناشی از اجرای پله‌ای دیوار می‌تواند نیاز به اجرای فونداسیون مستقل و یا بهسازی خاک بستر را به طور کامل مرتفع سازد. علیرغم تمامی این مزایا، از دست دادن بخشی از فضای مفید بدلیل اجرای فاصله‌دار پله‌ها، از معایب اصلی پیکربندی پله‌ای است. تخصیص این فاصله که نیازمند فضای اضافی برای ساخت دیوارهای پله‌ای است، از معضلات اساسی در مناطق شهری متراکم محسوب می‌شود [۳].

در پیکربندی پله‌ای، فاصله بین دیوارهای مجاور (D) نقش مهمی در رفتار دیواره‌های پله‌ای بازی می‌کند. از این رو، بخش اعظم مطالعات بر روی نقش این پارامتر کلیدی متمرکز شده است. لشنسکی و هان^۲ با استفاده از روش تعادل حدی نشان دادند که نیروی بسیج شده در المان‌های تسلیح به شدت به فاصله بین 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^۲ با ساخت و ابزارگذاری یک دیوار دو طبقه در مقیاس نیز کامل تأیید شد [۱]. در مطالعه‌ای مشابه توسط یو و سانگ^۴ 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 المان-های تحتانی است. به ویژه در دیوارهایی با طول المان‌های کمتر از ۰٫۷H [۴ و ۵]. یو و کیم^۵ 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^۶ و همکاران نیز گزارش شده است [۷]. یو و همکاران همچنان نشان دادند که با افزایش فاصله بین دیوارهای مجاور از مرز ۰٫۷ ارتفاع پله تحتانی، سطوح شکست به طور مستقل در هر یک از پله‌ها توسعه می‌یابند [۸]. این مرز توسط محمد^۷ 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 و ۱۰].

مطالعه عددی انجام شده توسط ژو^۸ 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 مسلح کننده‌ها بر ظرفیت باربری فونداسیون زمانی تاثیرگذار است که فونداسیون در نزدیکی تاج دیوار قرار داشته باشد [۱۱].

بررسی پیشینه تحقیق نشان می‌دهد که تقریباً تمامی مطالعات بر روی تأثیر عرض پله‌ها متمرکز شده‌اند و توجه کمی 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 بکار رفته در دیوارهای خاک مسلح و انواع اتصال عرشه به تکیه‌گاه پل (مفصلی یا گیردار)، ضروری است

^۲. Yoo and Jung

^۴. Yoo and Song

^۵. Yoo and Kim

^۶. Yang

^۷. Mohamed

^۸. Xu

^۱. Mechanically Stabilized Earth (MSE) wall

^۲. Leshchinsky and Han

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 می شدند. 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 0.72 متر با ضریب مقیاس $1:10$ به عنوان نماینده یک دیوار خاک مسلح $7/2$ متری برای ساخت بصورت پله‌ای استفاده شد. با توجه به رفتار پیچیده دیوارهای پله‌ای با افست بین $20 / (H_1 + H_2)$ و $(H_1 \times \tan(90 - \phi))$ ، فاصله بین 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 دو پله 0.38 متری با فاصله 0.11 متر از یکدیگر بود. جهت نصب اولین ردیف پانل‌های رویه در هر طبقه از یک نوار سیمانی پیش ساخته با عرض 0.03 متر و ضخامت 0.15 متر به عنوان فونداسیون تنظیم استفاده شد. همچنین مطابق با توصیه‌های FHWA جهت به حداقل رساندن لغزش احتمالی پاشنه دیوار، عمق مدفونی برابر با 0.06 و 0.04 متر به ترتیب برای طبقه‌های پایینی و بالایی در نظر گرفته شد. این اعماق به طور طبیعی با ایجاد حالت مقاوم^۳ در جلوی پاشنه دیوار منجر به کاهش لغزش دیوار می شود. از سوی دیگر، با احداث یک بستر خاکی به ضخامت 0.1 متر در زیر مدلها، شرایط واقعی برای نشست احتمالی و لغزش جانبی مدلها فراهم شد.

بمنظور 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 $0.6(H_1 + H_2)$ و $0.7(H_2)$ 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 همه مدل‌ها

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. 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. نتایج بدست آمده از این 24 مدل فیزیکی در قالب منحنی‌های بار-نشست فونداسیون، توزیع فشار جانبی و توسعه باندهای برشی در بدنه مدل‌ها در مقاله حاضر مورد تجزیه و تحلیل قرار می‌گیرند.

۲- آزمایشات مدل فیزیکی

۲-۱- قوانین شبیه سازی

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. لذا در این مطالعه تلاش شد تا این محدودیت مدل‌های کوچک مقیاس با انتخاب قوانین تشابه معتبر و در نظر گرفتن تمامی جزئیات در پروسه انتخاب اجزاء و ساخت مدل‌ها به حداقل رسانده شود. برای این منظور از قوانین تشابه پیشنهاد شده توسط وود^۱ برای پارامترهای اصلی و از قوانین تشابه تخصصی ارائه شده توسط هوانگ^۲ برای شبیه سازی المان‌های تسلیح استفاده شد [۱۲ و ۱۳].

۲-۲- تجهیزات آزمایش

برای ساخت مدل‌ها و انجام آزمایشات، از یک دستگاه بارگذاری سطحی با ظرفیت 40 کیلو نیوتن استفاده شد. این دستگاه شامل یک جعبه آزمایش به ابعاد $1/2$ متر (طول) \times 0.9 متر (ارتفاع) \times 0.6 متر (عرض) برای ساخت مدل، یک اکچوپیتور الکترومکانیک جهت اعمال با قائم و یک قاب صلب برای بارگذاری در نقاط مختلف جعبه می باشد. جهت دستیابی به شرایط کرنش صفحه‌ای در مدلها، اصطکاک بین دیواره‌های جعبه و بدنه مدل با

^۱.Wood

^۲.Huang

^۳.Passive

مربوط به پایداری خارجی بوده و مدل‌های دیوار از پایداری قابل قبولی برخوردار هستند.

۲-۴-۲ اجزای مدل ۲-۴-۱ مصالح خاکی

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

برای ساخت بخش‌های مختلف مدل‌ها از یک ماسه لای‌دار با رطوبت ۶ درصد استفاده شد. این خاک با اندازه متوسط ذرات $0.285/$ میلی‌متر، ضریب یکنواختی $2/655$ و ضریب انحنای $1/147$ در دسته خاک‌های بد دانه بندی شده طبقه بندی می‌شود.

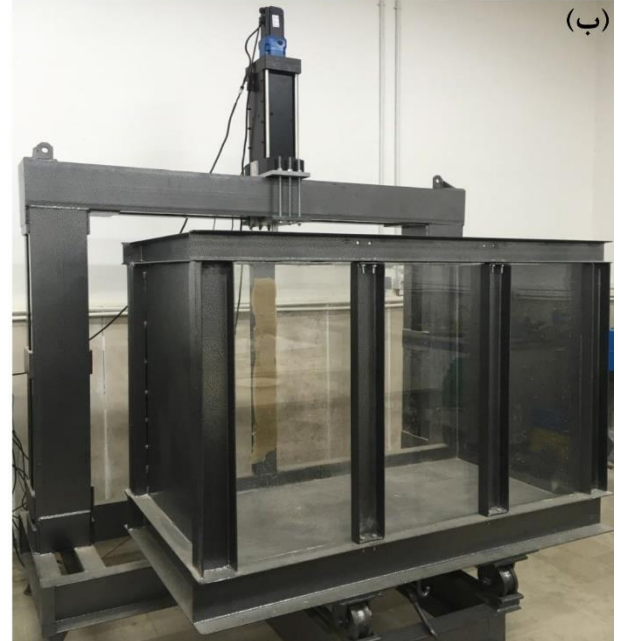
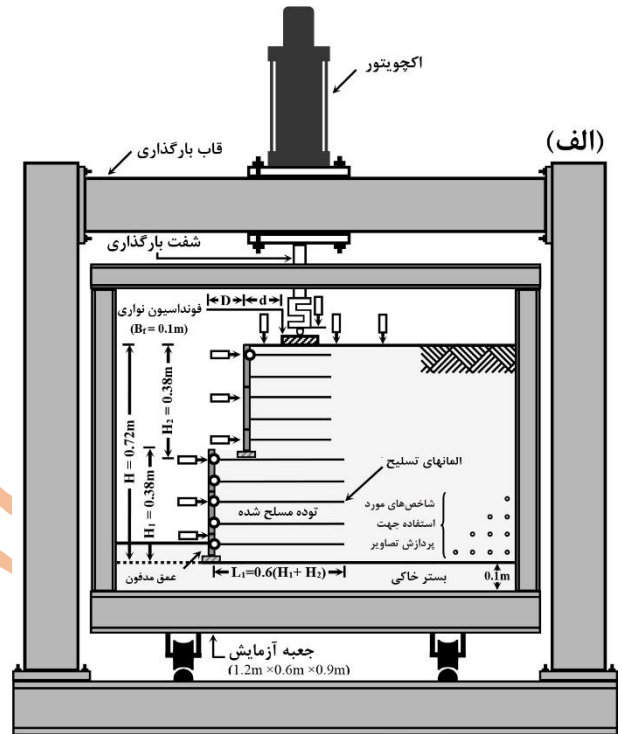
از آنجا که دیوارهای خاک مسلح به عنوان گزینه مطلوب برای بسترهای خاکی با مقاومت ناکافی مطرح می‌باشند، تراکم نسبی بستر خاکی مدل‌ها برابر با ۶۵٪ در نظر گرفته شد تا معادل یک بستر با تراکم متوسط باشد. همچنین، مطابق آیین‌نامه FHWA، نواحی خاکریز و بخش مسلح‌شده با تراکم نسبی ۸۵٪ اجرا شدند. پارامترهای مقاومت برشی خاک مورد استفاده در تراکم‌های نسبی ۶۵٪ و ۸۵٪ درصد در جدول (۱) ارائه شده است.

جدول ۱: پارامترهای مکانیکی خاک

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

۲-۴-۲-۲ المان‌های تسلیح

سختی محوری المان تسلیح و اندرکنش آن با خاک دو عامل تاثیرگذار بر رفتار توده خاک مسلح شده بوده که اثربخشی هر یک بر توده مسلح شده وابسته به عامل دیگر می‌باشد. این وابستگی متقابل تابعی از جنس المان تسلیح (فلزی یا پلیمری) و هندسه آن (نوار، شبکه یا ورق پیوسته) می‌باشد [۱۴]. بمنظور 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 $J_{\text{metal strip}} \sim 18 J_{\text{geosynthetic strap}}$ ، اثر سختی محوری بر عملکرد دیوارهای پله‌ای مورد بررسی قرار گرفت و همچنین با مقایسه تسمه‌های پلیمری و ژئوگرید با سختی یکسان و ظرفیت بیرون



کشیدگی متفاوت $P_{R(\text{geosynthetic strap})} \sim 18.P_{R(\text{geogrid})}$ ، تاثیر ظرفیت بیرون کشیدگی المان تسلیح بررسی شد.

بمنظور شبیه سازی المان‌های تسلیح در مقیاس ۱:۱۰، سختی کششی و ظرفیت بیرون کشیدگی به عنوان دو معیار اصلی انتخاب شدند [۱۶ و ۱۵]. از این رو، کوشش شد تا با انجام یکسری آزمایشات کشش و بیرون کشیدگی و همچنین در نظر 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 یوشیدا و تاتسوکا استفاده شد. یوشیدا و تاتسوکا (۱۹۹۰) پیشنهاد کردند که نسبت فاصله بین 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.

پانلهای پیش‌ساخته بتنی، از پانل‌های صلیبی بتنی در مقیاس ۱:۱۰ به عنوان رویه دیوار در تمامی مدل‌ها استفاده شد [۱۸]. پانل‌های صلیبی به عنوان یک رویه کارآمد جهت استفاده در دیوارهای مسلح شده با ژئوگرید یاد شده است [۱۹ و ۲۰]. پانل‌های صلیبی مذکور در ابعاد $0.15 \times 0.15 \times 0.15$ تهیه و ملات مورد استفاده در آن بر اساس معیار ظرفیت خمشی انتخاب شد. بر اساس معیار ظرفیت خمشی ارائه شده توسط وود ($M_{\text{Prototype}} = N^4 \times M_{\text{Model}}$)، طرح اختلاف این ملات به گونه‌ای انتخاب شد که ظرفیت خمشی پانل‌های کوچک مقیاس ۰/۰۰۰۱ ظرفیت خمشی پانل‌های واقعی باشد. همچنین، مطابق با دستورالعمل‌های FHWA مبنی بر رعایت فواصل مناسب بین المان‌های تسلیح، از ۴ پایه فلزی با فواصل افقی و قائم یکسان (۰/۷۵ متر) جهت اتصال المان‌های تسلیح به پانل‌ها استفاده شد. استفاده از این فواصل سبب شد تا مدل‌های ساخته شده معادل یک دیوار پله‌ای واقعی با المان‌هایی به فواصل ۰/۷۵ متر باشند. جزئیات کامل در خصوص این پانل‌های صلیبی در مطالعه انجام شده توسط یزدان دوست در دسترس می‌باشد [۲۱].

۲-۵- روش ساخت مدل

از آنجا که فرآیند ساخت می‌تواند تأثیر قابل توجهی بر کیفیت نتایج داشته باشد، کوشش 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 آماده سازی 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 ۰/۳۷۵ 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 ۰/۱۱ 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.



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

۲-۴-۳- رویه دیوار^۱

اگرچه انتخاب نوع رویه دیوار معمولاً بر اساس نوع المان تسلیح انجام می‌شود، اما برای مدل‌ها از یک رویه یکسان استفاده شد تا اثر آن بر روی نتایج حذف شود. از این رو، با استفاده از اتصال طراحی شده توسط باترست^۲ جهت نصب المانهای تسلیح صفحه‌ای به

^۱ Facing

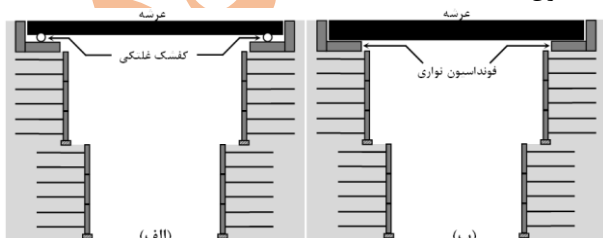
^۲ Bathurst

تصویر یک مدل دیوار پله‌ای در پایان فرایند ساخت در شکل (۳) نشان داده شده است.

جدول ۲: پارامترهای فیزیکی و مکانیکی المان‌های تسلیح

پارامتر	ژئوگرید		تسمه پلیمری		تسمه فلزی	
	مدل	پرتوتایپ	مدل	پرتوتایپ	مدل	پرتوتایپ
ماده سازنده	پلی پروپیلن پوشیده شده با الیاف پلی استر	الیاف پلی استر	پلی کربنات پوشیده شده با الیاف پلی استر	الیاف پلی استر	فسفر برنز فولاد	فولاد
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	۱۹/۴۳/۳	۳۵/۶/۸	۳۶۲/۱۶
مقاومت بیرون کشیدگی در فشار قائم ۷ و ۷۰ کیلو پاسکال، 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 کیلو پاسکال، 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 کیلو پاسکال، $d_{pullout}$ [mm]	۲/۹۰	۱۴/۲	۵/۷۵	۷۰/۹	۰/۵۷	۴/۷۵
جابجایی بیرون کشیدگی در فشار قائم ۱۴ و ۱۴۰ کیلو پاسکال، $d_{pullout}$ [mm]	۲/۶۷	۱۴/۵	۵/۳۰	۶۹/۱	۰/۴۳	۳/۵۵

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 اینرو، با انتخاب یک تسمه فولادی به عرض ۰/۱ متر و ضخامت ۰/۰۵ 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 تسمه فولادی معادل یک 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 برای قرارگیری مدل فونداسیون استفاده شد.



شکل ۴: انواع اتصال عرشه پل به تکیه‌گاه: (الف) اتصال مفصلی و (ب) اتصال گیردار
فونداسیون با سرعت ۶ میلی‌متر بر دقیقه توسط اکچویاتور تا رسیدن به فشار حداکثر و یا یک حالت ماندگار در رفتار بار-نشست



شکل ۳: مدل دیوار خاک مسلح پله‌ای

۲-۶- 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

بارگذاری شد. لازم به ذکر است که بمنظور 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 تا ۲ درصد محدود می‌شود. برنامه آزمایشات در جدول (۳) ارائه شده است.

جدول ۳: برنامه آزمایشات

تعداد آزمایش	نوع المان فاصله فونداسیون از تاج دیوار	نوع فونداسیون نواری	تسلیح
۴+۱*	ممانعت شده از دوران (NR)	۰,۲H*, ۰,۵H, ۰,۸H, ۱,۱H	تسمه
۴+۱*	مجاز به دوران (R)	۰,۲H, ۰,۵H*, ۰,۸H, ۱,۱H	فلزی
۴+۱*	ممانعت شده از دوران (NR)	۰,۲H*, ۰,۵H, ۰,۸H, ۱,۱H	تسمه
۴+۱*	مجاز به دوران (R)	۰,۲H, ۰,۵H*, ۰,۸H, ۱,۱H	پلیمری
۴+۱*	ممانعت شده از دوران (NR)	۰,۲H*, ۰,۵H, ۰,۸H, ۱,۱H	ژئوگرید
۴+۱*	مجاز به دوران (R)	۰,۲H, ۰,۵H*, ۰,۸H, ۱,۱H	ژئوگرید

* آزمایشات تکرار شده

۷-۲- ابزار دقیق و تکنیک پردازش تصاویر

برای ثبت پاسخ مدل‌ها به بارگذاری قائم، از سه جابجایی سنج (LVDT) با ظرفیت ± 50 میلی‌متر و دقت $\pm 0.5\%$ در ارتفاع‌های مختلف هر پله برای اندازه‌گیری جابجایی افقی آن استفاده شد. همچنین، ۱۰ فشارسنج با ظرفیت ± 100 کیلو پاسکال و دقت $\pm 1\%$ به پشت رویه‌ها در سطوح مختلف برای اندازه‌گیری توزیع فشار جانبی نصب شد. روش پردازش تصاویر (PIV) یک روش اندازه‌گیری غیرتهاجمی است که در این تحقیق برای تعیین باند-های 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^۱ و تیک^۲ (۲۰۰۳) جهت شناسایی سطح شکست بحرانی در توده خاک استفاده شد [۲۴]. آنها برای این منظور نرم‌افزار GeoPIV را معرفی نمودند که بعدها در مطالعات متعددی از آن استفاده شد. جهت تجزیه و تحلیل تصاویر توسط این نرم‌افزار از پیج‌های ۳۲ پیکسلی استفاده شد که در فواصل ۸ پیکسلی همپوشانی داشتند. این همپوشانی برابر با $2D_5$ انتخاب شد تا در صورت ایجاد جابجایی-

^۱ White

^۲ Take

های، بزرگ امکان شناسایی باندهای برشی برشی با جزئیات کافی فراهم باشد [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

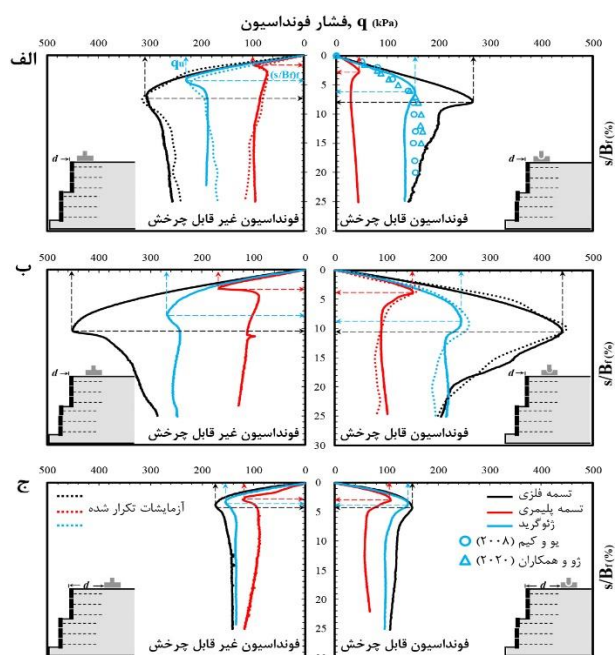
۳-۱- رفتار بار-نشست فونداسیون

در شکل (۵) منحنی‌های بار-نشست به دست آمده از مدل‌های مختلف نشان داده شده است. مطابقت مناسب بین 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 جابجایی نسبی بین المان و خاک نیاز است که این جابجایی در نشست معادل با $0.2/0$ عرض فونداسیون رخ داد. به عبارت دیگر، تا این میزان نشست، المان‌های تسلیح هیچ نقشی در بهبود ظرفیت باربری خاک بازی نمی‌کنند. این پدیده که پیش از این نیز توسط سایر محققین گزارش شده بود [۲۵ و ۲۶]، به عنوان یک اشکال عمده در استفاده از المان‌های تسلیح جهت بهسازی خاک مطرح می‌باشد.

باربری فونداسیون را در این موقعیت به همراه خواهد داشت. با افزایش d/H و خارج شدن فونداسیون از محدوده مسلح شده، نقش المان‌های تسلیح در بهبود ظرفیت باربری فونداسیون کمرنگ شده تا جایی که ظرفیت باربری نهایی فقط توسط خاک غیر مسلح کنترل می‌شود.

همانطور که در شکل (۶-الف) مشاهده می‌شود، جلوگیری از دوران فونداسیون نقش چشمگیری در بهبود ظرفیت باربری بازی 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^۲ و هارت^۳ 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 بدست آمده از مدل‌های مسلح‌شده با ژئوگرید و نتایج گزارش‌شده توسط ژیاو^۱ و همکاران (۲۰۱۶) حاصل شد [۲۵]. این مقایسه، که در شکل (۷-الف) دیده می‌شود، مزیت استفاده از پیکربندی دو پله را جهت بهبود ظرفیت باربری فونداسیون‌های واقع بر دیوارهای خاک مسلح را نشان می‌دهد.



شکل ۵: منحنی‌های بار - نشست فونداسیون با موقعیت: الف) $d/H = 0.2$ ب) $d/H = 0.5$ ج) $d/H = 0.8$

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 $0.5H$ پرنگ و پس از آن به تدریج کمرنگ شد. این پدیده در نمودارهای ارائه شده در اشکال (۶-الف) و (۶-ب) نیز به وضوح دیده می‌شود. همانطور که در این اشکال مشاهده می‌شود، ظرفیت باربری نهایی فونداسیون (q_u) و نشست مورد نیاز برای دستیابی به آن $((s/B_f)_{II})$ تابع موقعیت فونداسیون بوده بطوریکه 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^۱ و همکاران نیز برای دیوارهای مسلح شده با ژئوگرید گزارش شده است را می‌توان به قرارگیری فونداسیون در لبه توده مسلح شده و متعاقباً 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

^۲ Gabr

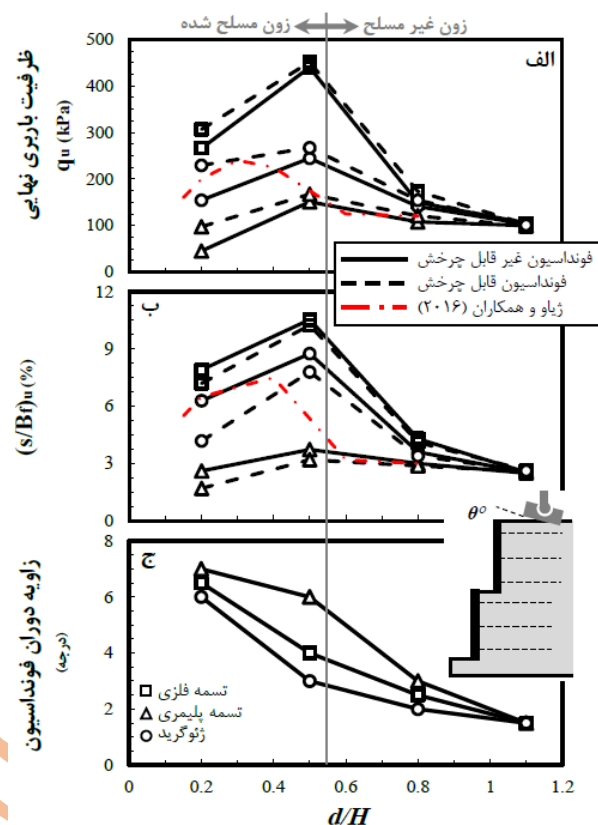
^۳ Hart

^۱ Xiao

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

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٪ عرض فونداسیون هم شرایط شکل‌گیری مکانیسم 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 بیرون کشیدگی آن بر بهبود ظرفیت باربری در فونداسیون‌های مجاور تاج دیوار بارزتر است. این را می‌توان به حضور المان‌های تسلیح بیشتر در زون گسیختگی زیر فونداسیون در $d < 0.2H$ نسبت داد. کاهش حضور المان‌های تسلیح در زون 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 بیرون کشیدگی المان‌ها است، به ویژه در فونداسیون‌های مجاور تاج دیوار و در خصوص ظرفیت باربری نهایی. همانطور که مشاهده می‌شود، افزایش سختی المان‌های تسلیح سبب رشد ۶ برابری ظرفیت باربری نهایی فونداسیون‌های مجاور دیوار با قابلیت دوران می‌شود، در حالی که افزایش ظرفیت بیرون کشیدگی المان‌ها یک رشد ۳/۵ برابری را در q_u به همراه دارد. این تفاوت در فونداسیون‌های منع شده از 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 تکیه گاه‌های پل قرار می‌گیرد، این یافته راه حلی کارآمد برای حفظ پایداری تکیه گاه‌های پل به حساب می‌آید.

مقدار دوران مجاز فونداسیون عاملی است موثر که بر عملکرد و قابلیت سرویس دهی سازه‌های متصل به آن تأثیر می‌گذارد. این



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

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 بیرون کشیدگی المان‌های تسلیح ناشی از استفاده از ژئوگرید بجای تسمه پلیمری نیز مشاهده شد. نیاز به یک نشست قابل توجه جهت شروع مکانیسم اندرکنش خاک و المان تسلیح می‌تواند دلیل به تعویق افتادن گسیختگی باشد. بمنظور تعیین درجه بهبود ظرفیت باربری فونداسیون ناشی از افزایش سختی المان تسلیح و ظرفیت بیرون کشیدگی آن، از یک پارامتر بی بعد استفاده شد. این پارامتر که ضریب بهبود ظرفیت باربری (I_f) نامیده می‌شود به دو شکل زیر تعریف می‌شود:

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

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 اشکال (۸) تا (۱۰) مشخص شده است. مشاهدات نشان داد که در صورت قرارگیری فونداسیون نزدیک به تاج دیوار، به جز مدل‌های تقویت‌شده با تسمه فلزی که تحت بارگذاری فونداسیون غیرقابل چرخش قرار دارند، سطح گسیختگی کم‌عمق فقط در سمت خاکریز ایجاد می‌شود. در ادامه، افزایش فاصله فونداسیون تا تاج دیوار به میزان $0.8H$ سبب معکوس شدن مسیر توسعه سطح گسیختگی کم عمق در مدل‌های تقویت شده با ژئوگرید و ایجاد سطوح گسیختگی کم عمق 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 خارج از محدوده مسلح شده، امکان ایجاد سطوح گسیختگی کم عمق را در دو طرف پایه برای تمام المان‌های تسلیح فراهم شد با این تفاوت که در فونداسیون‌های قابل 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 کم عمق نامتقارن شد را می‌توان به عدم شکل‌گیری کامل یک زون مقاوم در سمت خاکریز نسبت داد. همچنین مشاهده شد که استفاده از المان‌های تسلیح با ظرفیت بیرون کشیدگی اندک می‌تواند توسعه سطوح گسیختگی کم عمق 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 مسلح شده با تسمه فلزی و ژئوگرید به یک منحنی مقعر در مدل‌های مسلح شده با تسمه پلیمری تغییر یافت. این تغییر را که در اثر کاهش همزمان سختی محوری و ظرفیت بیرون کشیدگی 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^۲ و ووستیک^۳ نشان دادند که یک سطح لغزش مقعر زمانی رخ می‌دهد که تمایل حرکت گوه به سمت جلو

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 را در پایان بارگذاری به کمک تکنیک پردازش تصویر اندازه‌گیری و روند θ در مقابل d برای هر سه نوع المان تسلیح کننده تعیین شد. شکل (۶-ب) نشان می‌دهد که افزایش سختی و ظرفیت بیرون کشیدگی المان تسلیح دو راه حل موثر جهت کاهش میزان کج شدن فونداسیون می‌باشند با این تفاوت که کاهش ظرفیت بیرون کشیدگی به مراتب موثرتر است. از این رو، این دو راه حل را می‌توان به عنوان دو روش غیرسازه ای برای کاهش کج شدن 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 $0.8H < d$ میزان دوران آن مستقل از نوع المان تسلیح می‌شود.

۳-۲- مکانیزم گسیختگی

بمنظور تعیین مکانیزم گسیختگی دیوارهای خاک مسلح پله-ای تحت بارگذاری فونداسیون نوری، 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 زون‌های برشی در بدنه مدل‌ها استفاده شد. اشکال (۸) تا (۱۰) انتشار کرنش برشی تجمعی (ε_s) را که توسط تکنیک *PIV* بدست آمده و همچنین سطوح گسیختگی شناسایی شده را که از اعوجاج لایه‌های ماسه رنگی ردیابی شده است را نشان می‌دهند. همانطور که در تصاویر مشاهده می‌شود و ژو^۱ و همکاران نیز به آن اشاره نمودند [۱۱]، دو سطح شکست مجزا (کم عمق و عمیق) در تمامی مدل‌ها شکل می‌گیرند. سطوح شکست کم عمق، که با خطوط نقطه سفید مشخص می‌شوند، از لبه‌های فونداسیون به سمت سطح خاکریز توسعه یافته و منجر به تغییر شکل سطح آن (تورم خاکریز) می‌شوند. سطوح

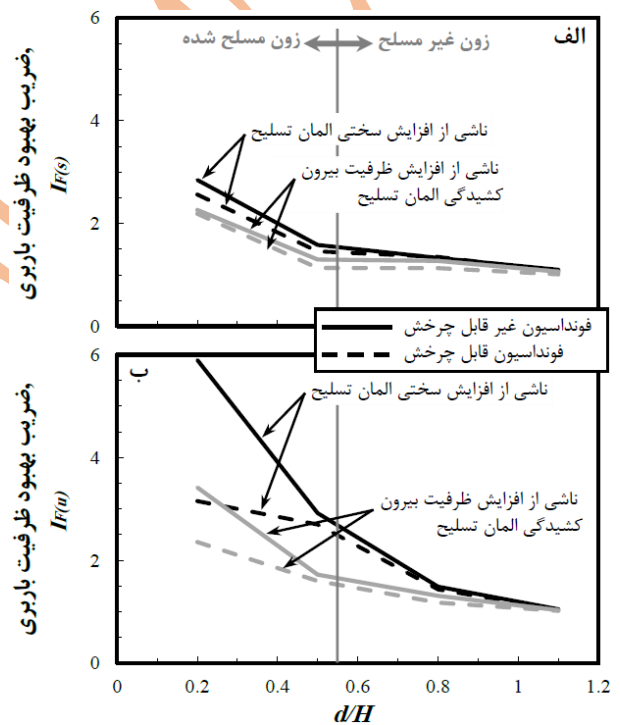
^۲ Tufenkjian

^۳ Vucetic

^۱. Xu

جلوگیری از دوران فونداسیون سبب تحمیل یک گسیختگی اجباری به خاک در راستایی که لزوماً داستای ضعیف نبود می‌شود. با فراهم آوردن 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 اشکال (۸) تا (۱۰) مشاهده شد که اجازه دادن به دوران فونداسیون برای دوران سبب تشکیل دو سطح لغزش 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 منتفی شد.

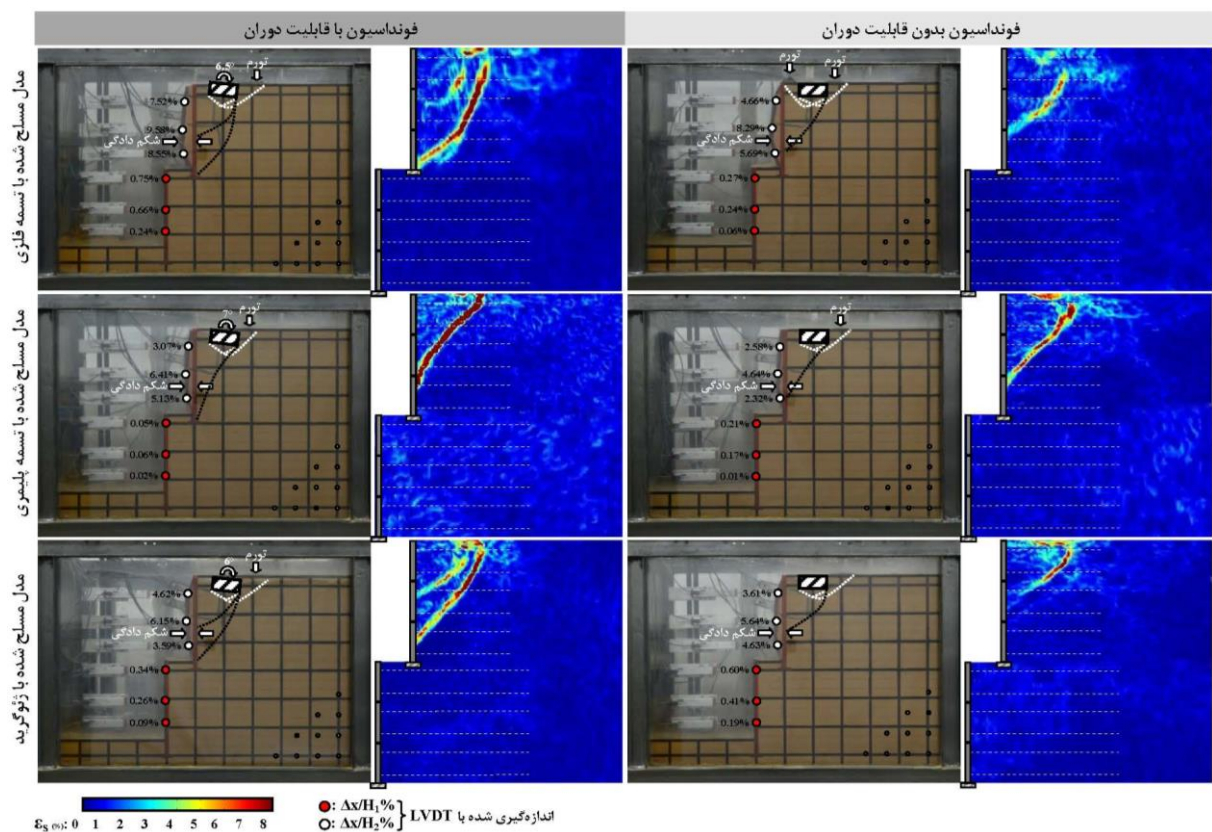
بیشتر از حرکت به سمت پایین باشد و در غیر اینصورت یک سطح لغزش محدب شکل خواهد گرفت [۲۸]. بنابراین، در مدل‌های مسلح شده با تسمه پلیمری که ظرفیت بیرون‌کشیدگی و سختی محوری تسمه‌ها کمتر از تسمه فلزی و ژئوگرید است، جابجایی گوه گسیختگی به سمت خارج آسان‌تر از مدل‌های دیگر بود و تمایل گوه به حرکت به سمت جلو بیشتر 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 بطوریکه افزایش ظرفیت بیرون‌کشیدگی و سختی محوری المان‌ها منجر به کاهش تمایل گوه به حرکت به سمت جلو شد.



شکل ۷: تغییرات: الف) $I_f(s)$ و ب) $I_f(u)$ در مقابل فاصله قرار گیری فونداسیون تا تاج دیوار

همانطور که توسط تاتسوکا^۱ و همکاران در سال ۱۹۹۱ اشاره شد، بین سطوح گسیختگی عمیق فونداسیون‌ها با قابلیت و بدون قابلیت دوران تفاوت قابل توجهی وجود دارد که از اندرکنش بین خاک و فونداسیون نشأت می‌گیرد [۲۹]. آنها نشان دادند که

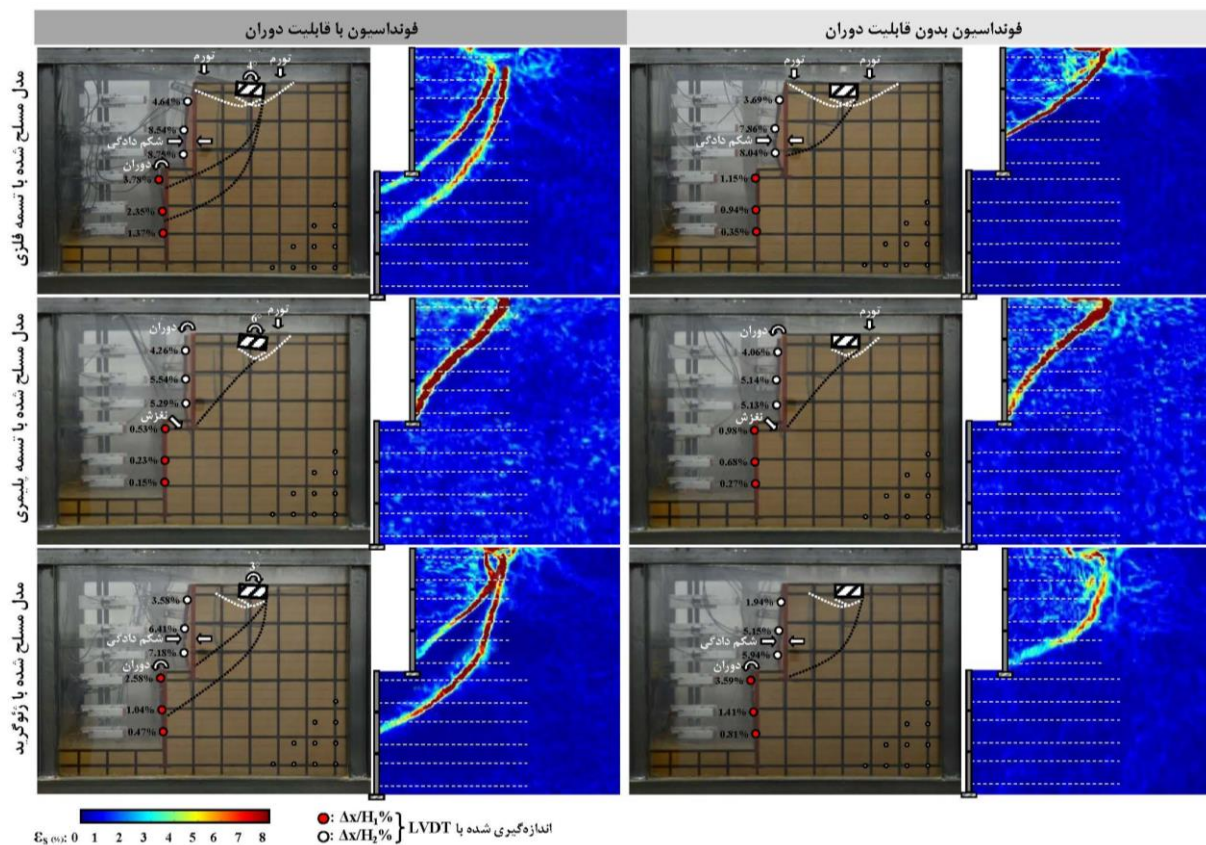
^۱ Tatsuoka



شکل ۸: مکانیزم گسیختگی و مُد تغییر شکل دیوارهای پله‌ای تحت بارگذاری ناشی از فونداسیون نواری در فاصله $0.2H$ از تاج دیوار

که در مدل‌های مسلح شده با تسمه فلزی و ژئوگرید هنگام قرارگیری فونداسیون در فاصله $0.2H$ از تاج دیوار مشاهده شد. این افزایش نفوذ که با استفاده از تسمه‌های پلیمری از آن ممانعت شد، نشان دهنده افزایش یکپارچگی پله‌های تحتانی و فوقانی به دلیل استفاده از المان‌های تسلیح با سختی و ظرفیت بیرون کشیدگی 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 ژباو و همکاران و اسکجیک و همکاران حاصل شد، تأکیدی است بر مزیت استفاده از پیکربندی پله‌ای در دیوارهای خاک مسلح [۲۵ و ۳۰].

برخلاف آنچه که توسط دستورالعمل‌های FHWA پیش‌بینی شده است، سطوح گسیختگی عمیق فقط در پله فوقانی مدل‌ها تشکیل می‌شود. وقوع چنین فرمی از گسیختگی دیوارهای پله‌ای نشان دهنده 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 فوقانی در پایداری دیوار به حداقل می‌رسد و حفظ پایداری به طور کامل به پله تحتانی واگذار می‌شود. چیدمان مناسب المان‌های تسلیح کننده 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



شکل ۹: مکانیزم گسیختگی و مُد تغییر شکل دیوارهای پله‌ای تحت بارگذاری ناشی از فونداسیون نواری در فاصله $0.5H$ از تاج دیوار

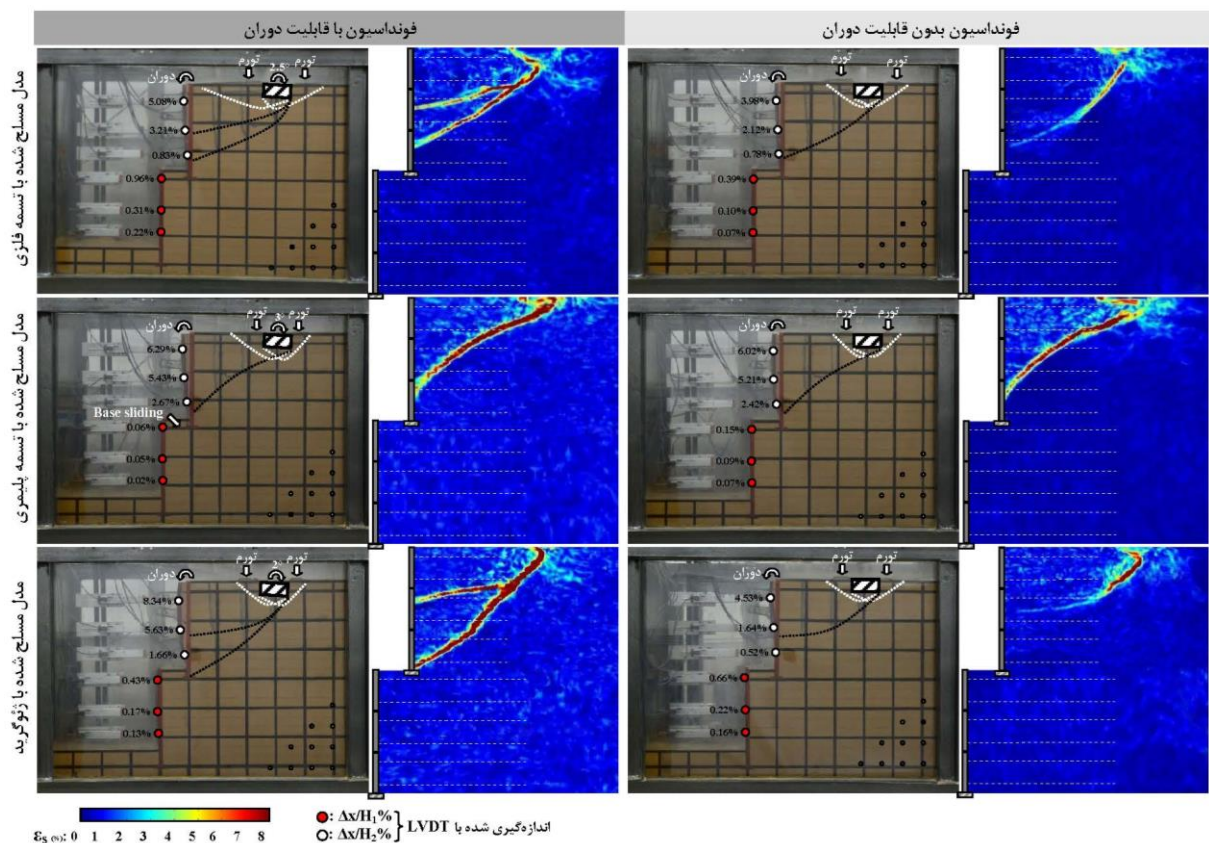
(۱۰). از سوی دیگر، واژگونی به عنوان تنها مُد تغییر شکل پله تحتانی در تمامی موقعیت‌های فونداسیون مشاهده شد. این مُد تغییر شکل، که بیشتر هنگام بارگذاری دیوار با فونداسیون‌های قابل چرخش مشاهده می‌شود، در $d/H = 0.5$ محسوس تر بود.

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. انعطاف پذیری دیوارهای خاک مسلح و حضور المان‌های تسلیح دو توده خاک، پیچیدگی محاسبه فشار جانبی را برای این نوع از دیوارهای حائل افزایش می‌دهد این در حالی است که تا کنون هیچ رابطه‌ی جامعی برای محاسبه فشار جانبی در دیوارهای خاک مسلح ارائه نشده است و روش‌های موجود نیز تنها به چند رابطه‌ی ساده محدود می‌شوند [۳۱ و ۳۲].

تفاوت بین مُد تغییر شکل پله‌های تحتانی و فوقانی مدلهای نکته مهم دیگری است که در تصاویر اخذ شده از مدل‌ها در پایان بارگذاری دیده می‌شود. همانطور که مشاهده می‌شود، مُد تغییر شکل پله‌های تحتانی و فوقانی کاملاً مستقل از یکدیگر می‌باشند بطوریکه با تغییر نسبت d/H ضمن ثابت ماندن مُد تغییر شکل پله تحتانی، مُد تغییر شکل پله فوقانی دستخوش تغییر می‌شود. شکل (۸) نشان می‌دهد که با قرارگیری فونداسیون در مجاورت تاج دیوار ($d/H = 0.2$), شکم‌دادگی به عنوان مُد غالب برای تمامی المان‌های تسلیح نمایان می‌شود. این مشاهده مشابه گزارش ارائه شده توسط یو و جانگ^۱ در سال ۲۰۰۴ و یو و کیم در سال ۲۰۰۸ برای یک دیوار پله‌ای مسلح شده با ژئوگرید است [۶۱]. با افزایش فاصله فونداسیون تا تاج دیوار، مُد شکم‌دادگی به تدریج محو شده و چرخش حول پنجه دیوار (واژگونی) به عنوان مُد غالب نمایان می‌شود (اشکال (۹) و

^۱ Jung



شکل ۱۰: مکانیزم گسیختگی و مُد تغییر شکل دیوارهای پله‌ای تحت بارگذاری ناشی از فونداسیون نواری در فاصله $0.8H$ از تاج دیوار

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 بین 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 بیرون کشیدگی نقش موثرتری در کاهش فشار جانبی ایفا می‌کند.

بمنظور مقایسه نتایج بدست 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:

بمنظور 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 اندازه‌گیری شده 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 انعطاف پذیر با ظرفیت بیرون کشیدگی اندک به طرز چشمگیری کاهش داد. دلیل اصلی کاهش فشار جانبی در یک توده خاک مسلح شده، وجود یک رابطه معکوس بین 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

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 نیروی در پله فوقانی می‌تواند منجر به طراحی بیش از حد محافظه کارانه و شناسایی نادرست ردیف‌های بحرانی المان‌های تسلیح شود.

۴- نتیجه گیری

در مطالعه حاضر، عملکرد دیوارهای پله‌ای مسلح شده 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 دادن به آن جهت دوران آزادانه، اثرات موقعیت فونداسیون و درجه آزادی آن نیز مورد بررسی قرار گرفت.

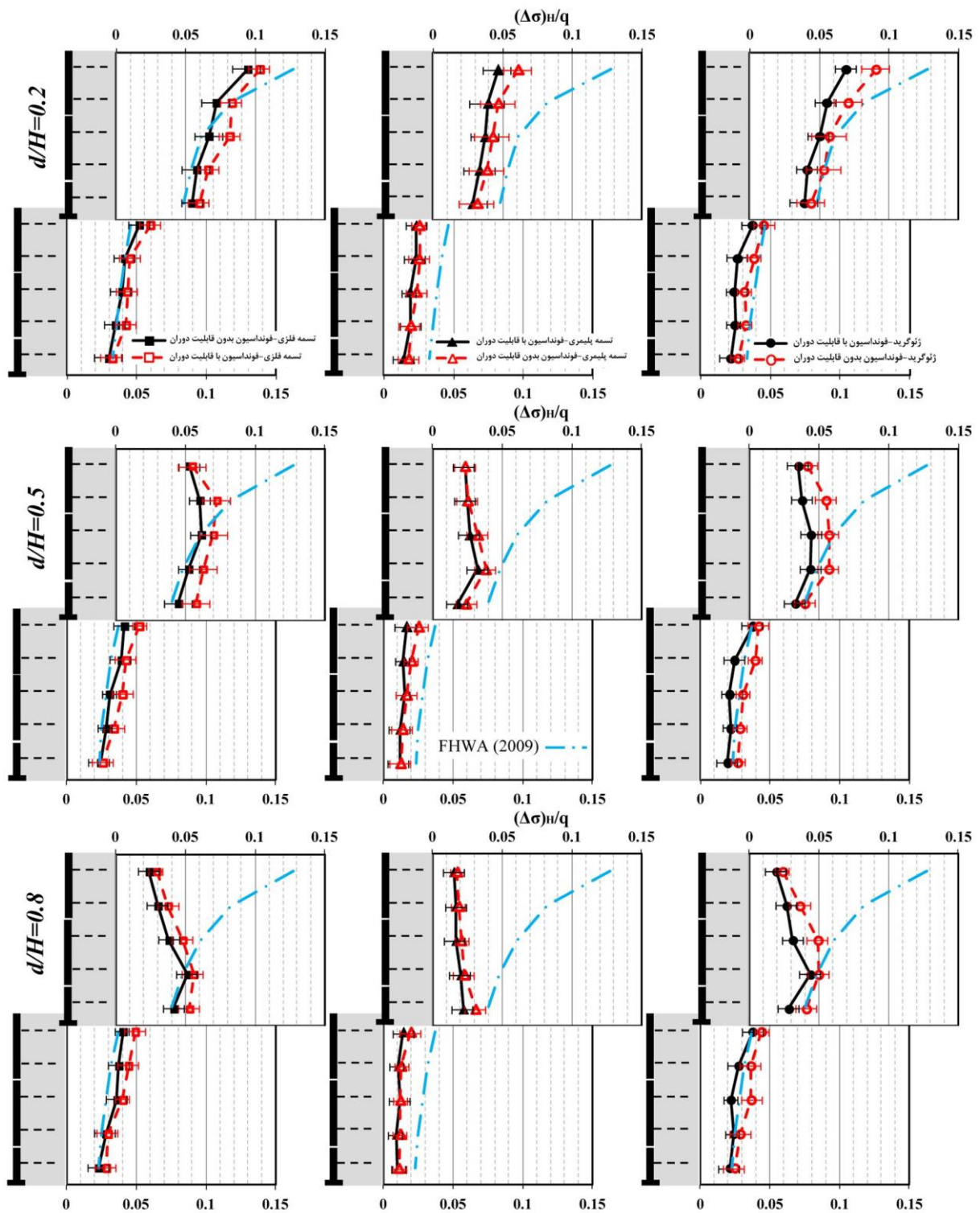
یافته‌ها حاکی از آن بود که اگر چه کاهش سختی المان تسلیح و ظرفیت بیرون کشیدگی آن موجب کاهش ظرفیت باربری فونداسیون می‌شود، اما این امر نقش چشمگیری در کاهش فشار جانبی در دیوارهای پله‌ای تحت بار ناشی از فونداسیون بازی می‌کند. همچنین مشخص شد که اثر افزایش سختی المان تسلیح و ظرفیت بیرون کشیدگی آن بر بهبود ظرفیت باربری فونداسیون‌های نزدیک به تاج دیوار بارزتر بود. علاوه بر این، فراهم آوردن شرایط لازم جهت دوران آزادانه فونداسیون به عنوان یک راه حل موثر جهت به حداقل رساندن فشار جانبی ناشی از فونداسیون 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، باعث شد این بخش از دیوار تنها یک تغییر شکل ساده برشی جزئی را در امتداد سطوح افقی تجربه کند.

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

که در آن k_a ضریب فشار محرک، Q بار فونداسیون، z عمق از سطح خاکریز، B_f عرض فونداسیون نواری و d فاصله فونداسیون تا تاج دیوار می‌باشند. مقایسه نتایج به دست آمده با روش پیشنهادی توسط FHWA در شکل ۱۵ نشان می‌دهد که این روش مقدار $\Delta\sigma_h/q$ را در نیمه بالایی پله فوقانی دست‌بالا برآورد می‌کند. همانطور که مشاهده می‌شود، میزان اختلاف بین نتایج تحلیلی و آزمایشگاهی با کاهش سختی و ظرفیت بیرون کشیدگی 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 تخمین دست‌بالا 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 (۱۲) مشاهده می‌شود، ضریب فشار جانبی ناشی از فونداسیون نواری (k_q) در پله فوقانی تابعی از عمق می‌باشد در حالی که مقدار آن در پله تحتانی بین ۰/۰۱ تا ۰/۰۶ بین 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، و کاهش سختی و ظرفیت بیرون کشیدگی المان‌های تسلیح سبب کاهش ارتفاع نقطه اثر نیروی در پله فوقانی می‌شود در حالی که در پله تحتانی، مقدار R مستقل از این عوامل بوده و در



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

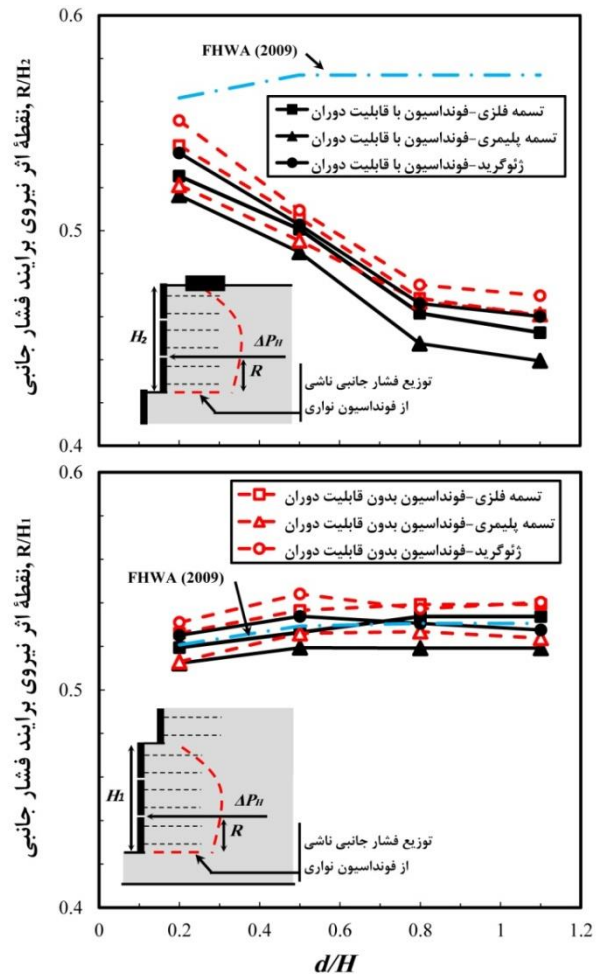
المان تسلیح و همچنین کاهش سختی المان‌ها برجسته‌تر شد. همچنین مشخص شد که استفاده از روش پیشنهادی توسط FHWA جهت محاسبه محل نقطه اثر نیروی برآیند فشار جانبی در پله فوقانی می‌تواند منجر به شناسایی نادرست ردیف‌های بحرانی المان‌های تسلیح شود.

۵- محدودیت‌های تحقیق

علیرغم تلاش‌های انجام شده در این تحقیق جهت لحاظ نمودن تمامی جزئیات در فرآیند شبیه‌سازی اجزای مدل و ساخت مدل‌ها، نتایج کمی بدست آمده به دلیل عدم ایجاد شرایط تنش واقعی در مدل‌های کوچک مقیاس نمی‌توانند مطابقت دقیق با مدل‌های واقعی داشته باشند. این نقصان می‌تواند با ارائه نتایج در قالب پارامترهای همسنج شده تا حد قابل قبولی مرتفع گردد [۴،۵،۸،۹،۱۳،۱۵،۲۱]. با تکیه بر این رویکرد، تفسیر نتایج بدست آمده در این تحقیق بر پایه پارامترهای همسنج شده نظیر I_f ، $\Delta\sigma_n/q$ ، d/H و R/H انجام شد. شکل‌گیری اصطکاک بین بدنه مدل‌ها با دیواره جعبه آزمایش یکی دیگر از عواملی است که می‌تواند به عدم تطابق بین نتایج مدل‌های آزمایشگاهی با مدل‌های واقعی دامن بزند. در این تحقیق تلاش شد تا این اصطکاک ناخواسته با استفاده از یک لایه نازک پارافین بین بدنه مدل و جعبه آزمایش به حداقل رسانده شود [۱۹،۲۰،۲۵،۲۸،۳۰]. از سوی دیگر، از آنجایی که حرکت نسبی مورد نیاز بین المان تسلیح و خاک برای تشکیل اندرکنش بین آنها به ابعاد ذرات خاک و المان تسلیح بستگی ندارد [۱۹ و ۲۰]، میزان نشست مورد نیاز برای شروع این اندرکنش در مدل‌های کوچک مقیاس تقریباً برابر با نمونه واقعی است. این در حالیست که بر اساس قوانین مقیاس، مقدار این نشست می‌بایستی کمتر از مدل واقعی باشد. این نقص نیز می‌تواند با استفاده از نشست همسنج شده بر عرض فونداسیون (s/B_f) تا حد قابل توجهی مرتفع گردد.

منابع

- [۱] Yoo, C., and H.-S. Jung. ۲۰۰۴. "Measured behavior of a geosynthetic-reinforced segmental retaining wall in a tiered configuration." *Geotext. Geomembr.* ۲۲: ۳۵۹-۳۷۶.
- [۲] FHWA (Federal Highway Administration). ۲۰۰۹. *Design and construction of mechanically stabilized*



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

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

مقایسه نتایج بدست آمده با روش‌های تحلیلی ارائه شده جهت محاسبه فشار جانبی ناشی از بار فونداسیون نشان داد که احداث دیوارهای خاک مسلح بصورت پله‌ای، فشار جانبی را در پله فوقانی بشدت کاهش می‌دهد. این کاهش فشار، که با افزایش فاصله بین فونداسیون و تاج دیوار افزایش یافت، با کاهش اندرکنش خاک با

- soil wall connection loads." *Geosynth. Int.* ۲۷ (۴): ۳۶۴-۳۷۸.
- [۱۶] Yazdandoust, M., and A. Ghalandarzadeh. ۲۰۲۰. "Pseudo-static coefficient in reinforced soil structures." *Int. J. Phys. Model. Geotech.* ۲۰ (۶): ۳۲۰-۳۳۷.
- [۱۷] Yoshida, T., and F. Tatsuoka. ۱۹۹۰. "Deformation property of shear band in sand subjected to plane strain compression and its relation to particle characteristics." In Vol. ۱ of *Proc., ۱۲th Int. Conf. Soil Mechanics and Foundation Engineering*, ۲۳۷-۲۴۰. Rotterdam, Netherlands: A.A. Balkema.
- [۱۸] Bathurst, R. J. ۱۹۹۰. "Instrumentation of geogrid-reinforced soil wall." *Transp. Res. Rec.* ۱۲۷۷: ۱۰۲-۱۱۱.
- [۱۹] Viswanadham, B. V. S., H. R. Razeghi, J. Mamaghanian, and C. H. S. G. Manikumar. ۲۰۱۷. "Centrifuge model study on geogrid reinforced soil walls with marginal backfills with and without chimney sand drain." *Geotext. Geomembr.* ۴۵ (۵): ۴۳۰-۴۴۶.
- [۲۰] Razeghi, H. R., B. V. S. Viswanadham, and J. Mamaghanian. ۲۰۱۹. "Centrifuge and numerical model studies on the behaviour of geogrid reinforced soil walls with marginal backfills with and without geocomposite layers." *Geotext. Geomembr.* ۴۷ (۵): ۶۷۱-۶۸۴.
- [۲۱] Yazdandoust, M. ۲۰۱۷. "Investigation on the seismic performance of steel-strip reinforced-soil retaining walls using shaking table test." *Soil Dyn. Earthquake Eng.* ۹۷: ۲۱۶-۲۳۲.
- [۲۲] Tatsuoka, F., D. Hirakawa, M. Nojiri, H. Aizawa, H. Nishikiori, R. Soma, M. Tateyama, and K. Watanabe. ۲۰۰۹. "A new type of integral bridge comprising geosynthetic-reinforced soil walls." *Geosynth. Int.* ۱۶ (۴): ۳۰۱-۳۲۶.
- [۲۳] Zhao, L., F. Yang, and H. Dan. ۲۰۱۴. "The influence of horizontal confinement on the bearing capacity factor N_γ of smooth strip footing." *Comput. Geotech.* ۶۱: ۱۲۷-۱۳۱.
- [۲۴] White, D. J., W. A. Take, and M. D. Bolton. ۲۰۰۳. "Soil deformation measurement using particle image velocimetry (PIV) and photogrammetry." *Géotechnique* ۵۳ (۷): ۶۱۹-۶۳۱.
- [۲۵] Xiao, C., J. Han, and Z. Zhang. ۲۰۱۶. "Experimental study on performance of geosynthetic-reinforced soil model walls on rigid foundations subjected to static footing loading." *Geotext. Geomembr.* ۴۴ (۱): ۸۱-۹۴.
- [۲۶] Xie, Y., B. Leshchinsky, and J. Han. ۲۰۱۹. "Evaluation of bearing capacity on geosynthetic-reinforced soil earth walls and reinforced soil slopes. Vol. ۱. FHWA-NHI-۱۰-۲۴۳. Washington, DC: FHWA.
- [۲۷] Leshchinsky, D., and J. Han. ۲۰۰۴. "Geosynthetic reinforced multitiered walls." *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* ۱۳۰ (۱۲): ۱۲۲۵-۱۲۳۵.
- [۲۸] Yoo, C., and Song, A.R., ۲۰۰۶. Effect of foundation yielding on performance of two-tier geosynthetic-reinforced segmental retaining walls: a numerical investigation. *Geosynthetics International* ۱۳(۵), ۱۸۱-۱۹۴.
- [۲۹] Yoo, C., ۲۰۱۸. Serviceability state deformation behaviour of two-tiered geosynthetic reinforced soil walls. *Geosynth Int* ۲۵(۱), ۱۲-۲۵.
- [۳۰] Yoo, C., Kim, S.B., ۲۰۰۸. 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* ۲۶(۶), ۴۴۷-۴۵۸.
- [۳۱] Yang, G.Q., Liu, H., Zhou, Y.T., and Xiong, B.L., ۲۰۱۴. Post-construction performance of a two-tiered geogrid reinforced soil wall backfilled with soil-rock mixture. *Geotextiles and Geomembranes* ۴۲(۲), ۹۱-۹۷.
- [۳۲] Yoo, C., Jang Y.S., Park I.J., ۲۰۱۱. Internal stability of geosynthetic-reinforced soil walls in tiered configuration. *Geosynth Int* ۱۸(۲), ۷۴-۸۳.
- [۳۳] Mohamed, S.B.A., Yang, K.-H. and Hung, W.-Y., ۲۰۱۴. Finite element analyses of two-tier geosynthetic-reinforced soil walls: Comparison involving centrifuge tests and limit equilibrium results. *Computers and Geotechnics* ۶۱, ۶۷-۸۴.
- [۳۴] Seyedi Hosseininia, H., Ashjaee, A., ۲۰۱۸. Numerical simulation of two-tier geosynthetic-reinforced-soil walls using two-phase approach. *Computers and Geotechnics* ۱۰۰, ۱۵-۲۹.
- [۳۵] Xu, P., K. Hatami, J. J. Bao, and T. Li. ۲۰۲۰. "Bearing capacity and failure mechanisms of two-tiered reinforced soil retaining walls under footing load." *Comput. Geotech.* ۱۲۸: ۱۰۳۸۳۳.
- [۳۶] Wood DM. *Geotechnical modeling*. Version ۲,۲. London: Taylor & Francis Group; ۲۰۰۴.
- [۳۷] Huang, C. C. (۲۰۱۶). Settlement of footings at the crest of reinforced slopes subjected to toe unloading. *Geosynthetics International*, ۲۳, No. ۴, ۴۴۷-۲۵۶.
- [۳۸] El-Emam, M.M., Bathurst, R.J., ۲۰۰۷. Influence of reinforcement parameters on the seismic response of reduced-scale reinforced soil retaining walls. *Geotext. Geomembranes* ۲۵ (۱), ۳۳-۴۹.
- [۳۹] Xu, P., K. Hatami, and G. Jiang. ۲۰۲۰. "Shaking table study of the influence of facing on reinforced

- structures considering multiple failure mechanisms.” *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* ۱۴۵ (۹): ۰۴۰۱۹۰۴۰.
- [۲۷] Gabr, M. A., and J. H. Hart. ۲۰۰۰. “Elastic modulus of geogrid-reinforced sand using plate load tests.” *Geotech. Test. J.* ۲۳ (۲): ۲۴۵-۲۵۰.
- [۲۸] Tufenkjian, M. R., and M. Vucetic. ۲۰۰۰. “Dynamic failure mechanism of soil-nailed excavation models in centrifuge.” *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* ۱۲۶ (۳): ۲۲۷-۲۳۵.
- [۲۹] Tatsuoka, F., C. C. Huang, T. Morimoto, and K. Tani. ۱۹۹۱. Discussion on “Bearing capacity of footings adjacent to slopes” by Swami Saran, V. K. Sud, and S. C. Handa (April, ۱۹۸۹, Vol. ۱۱۵, No. ۴). *J. Geotech. Eng.* ۱۱۷ (۷): ۱۱۲۷-۱۱۳۱.
- [۳۰] Skejic, A., S. Medic, and S. Dolarevic. ۲۰۱۸. “Influence of wire mesh characteristics on reinforced soil model wall failure mechanisms—Physical and numerical modelling.” *Geotext. Geomembr.* ۴۶: ۷۲۶-۷۳۸.
- [۳۱] Kumar, A., and J. N. Mandal. ۲۰۲۲. “Parametric studies on two-tiered model fly ash wall.” *Int. J. Geotech. Eng.* ۱۶ (۷): ۸۱۵-۸۲۵.
- [۳۲] Houy, A. ۱۹۸۶. Dimensionnement des ouvrages en palplanches en acier. Metz, France: Gueblez.
- [۳۳] Leshchinsky, D., and C. Vulova. ۲۰۰۱. “Numerical investigation of the effects of geosynthetic spacing on failure mechanisms in MSE block walls.” *Geosynth. Int.* ۸ (۴): ۳۴۳-۳۶۵.
- [۳۴] Liu, H. ۲۰۱۲. “Long-term lateral displacement of geosynthetic-reinforced soil segmental retaining walls.” *Geotext. Geomembr.* ۳۲: ۱۸-۲۷.