

# مطالعه‌ی آزمایشگاهی و عددی تأثیر مسلح‌سازی خاک در ظرفیت باربری پی نواری در نزدیکی دیوار حائل

مسعود حاجی علیوی بناب\* (استادیار)

حمزه احمدی (کارشناس ارشد)

هوشنگ کاتبی (استادیار)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه تبریز

مهندسی عمران شریف  
دوری ۲-۱۴۹، شماره ۱، ص. ۱۵-۲۵

در این پژوهش، یک مدل کوچک آزمایشگاهی برای بررسی رفتار خاک ماسه‌یی مسلح و دیوار حائل انعطاف‌پذیر ساخته شده است. تغییرمکان افقی دیوار و ظرفیت باربری پی نواری در حالت‌های مسلح و غیرمسلح اندازه‌گیری شده است تا تأثیر تغییر در فواصل، تعداد عمق مسلح‌کننده‌ها و تغییر موقعیت پی نواری در این پارامترها بررسی شود. در ادامه، مدل عددی با همان اندازه‌ی مدل آزمایشگاهی در نرم‌افزار PLAXIS ایجاد و نتایج به‌دست آمده با نتایج مدل آزمایشگاهی مقایسه شده است. در حالت کلی با به‌کارگیری و افزایش تعداد مسلح‌کننده با فواصل مناسب در ناحیه‌ی فوقانی خاکریز پشت دیوار، در مدل آزمایشگاهی و عددی، تغییرمکان جانبی سطح دیوار کاهش و ظرفیت باربری پی نواری افزایش یافته است، به‌طوری که مناسب‌ترین حالت برای اندرکنش دیوار و پی نواری از لحاظ عملکرد در سه لایه‌ی مسلح و برای شرایط  $h/H=0.12$  و  $d/H=0.33$  ایجاد شده است. بررسی عملکرد مسلح‌کننده‌ها و خاک ماسه‌یی در مدل‌سازی فیزیکی با روش PIV و مدل عددی با استفاده از نرم‌افزار PLAXIS، حاکی از افزایش حجم گوهی گسیختگی در عمق و در نتیجه افزایش ظرفیت باربری پی نواری در حالت مسلح است.

واژگان کلیدی: پی نواری، خاک ماسه‌یی مسلح، دیوار حائل انعطاف‌پذیر، PIV، PLAXIS.

## مقدمه

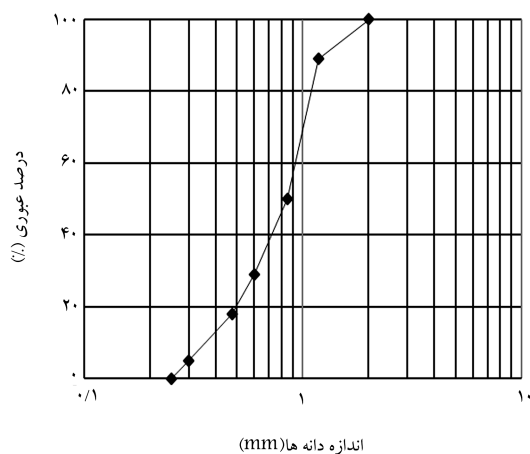
شد.<sup>[۱]</sup> این نوع دیوار از قطعات سنگی یا بتنی در سطح دیوار و مسلح‌کننده از جنس ژئوتکستایل در بین لایه‌های خاک تشکیل شده است. ارتفاع این نوع دیوار کم بوده و کاربرد بیشتر آن‌ها در نواحی شهری است که به‌دلیل نیاز به طول کم مسلح‌کننده فضای زیادی را اشغال نمی‌کند. در طرح دیگری برخلاف طرح اول از دیوار با سطح صلب<sup>۲</sup> و مسلح‌کننده با طول کم استفاده گردید. برخی پژوهشگران نیز تحقیقات خود را در مدل آزمایشگاهی از این نوع دیوار انجام و نشان داده‌اند که گسیختگی کلی و ناگهانی خاک در شرایط غیرمسلح به گسیختگی پیش‌رونده در حالت مسلح در این نوع دیوارها تبدیل می‌شود.<sup>[۲-۳]</sup> همچنین در پژوهشی به بررسی مدل عددی این نوع دیوارها با نرم‌افزار المان محدود (FLAC) پرداخته و نتایج حاصل با نتایج مدل آزمایشگاهی در مقیاس بزرگ مقایسه شده است.<sup>[۷]</sup>

تحقیقاتی نیز درباره‌ی دیوار حائل با سطح صلب و مسلح‌کننده‌ی غیرمتصل به سطح در مدل کوچک آزمایشگاهی انجام و نتایج آن‌ها در قالب کاهش ۴۰ درصدی فشار جانبی وارد به سطح دیوار حائل در هنگام به‌کارگیری مسلح‌کننده با طول کم (در حدود ۰/۶ الی ۰/۸ برابر ارتفاع دیوار) ارائه شده است.<sup>[۸-۱۳]</sup> در یک

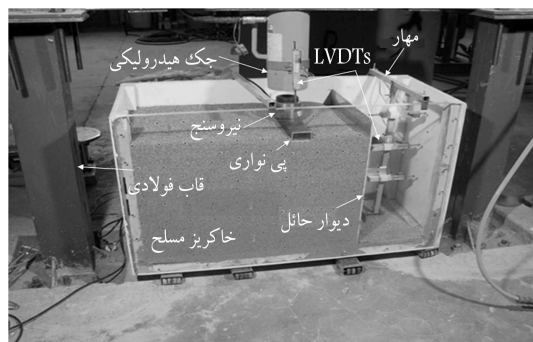
امروزه در نواحی شهری با توجه به قرارگیری سربار روی دیوارهای حائل، اندرکنش این نوع دیوارها و خاک مسلح تحت بارهای نواری از مسائل مهم در تعیین عملکرد این سازه‌ها هستند. شکل‌پذیری دیوارهای حائل بتنی به‌دلیل افزایش ارتفاع یکی از مسائل مهم در مورد نشست سازه‌های روی دیوار است و مسلح‌سازی قسمت فوقانی دیوارهای حائل بتنی<sup>۱</sup> می‌تواند روش جدیدی برای کاهش فشار روی دیوار و افزایش ظرفیت باربری خاک زیر پی و کاهش نشست ایجادشده در نزدیکی دیوار باشد. مفهوم دیوار خاک مسلح برای اولین بار در سال ۱۹۶۹ مطرح شد،<sup>[۱]</sup> که طبق آن سطح دیوار خاک مسلح می‌تواند از هر جنس و به هر شکلی باشد؛ ولی باید دارای شکل‌پذیری کافی برای ایجاد اندرکنش مناسب بین خاک و مسلح‌کننده و مقاومت لازم جهت مقابله با فشار موضعی خاک را داشته باشد، و در مدل اولیه دیوار خاک مسلح از تسمه‌های فلزی با طول زیاد برای مسلح‌سازی خاک استفاده شده بود. همچنین در پژوهشی دیگر طرح دیوار خاک مسلح با سطح تکه‌بی<sup>۲</sup> و با اتصال مسلح‌کننده به سطح دیوار پیشنهاد

\* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۸۹/۹/۹، اصلاحیه ۱۳۹۰/۳/۱۶، پذیرش ۱۳۹۰/۵/۱۷.



شکل ۱. نمودار دانه‌بندی خاک ماسه‌یی.



شکل ۲. مدل آزمایشگاهی و تجهیزات مربوط.

استفاده و برای کاهش اصطکاک از طلق شفاف بین دیواره‌های جعبه و ورق آلومینیومی استفاده شد (شکل ۲). پی دیوار نیز به صورت گیردار به کف متصل گردید.

همان‌طور که در شکل ۳ نشان داده شده است،  $L$  طول مسلح‌کننده،  $B$  عرض پی نواری،  $H$  ارتفاع کلی دیوار،  $N$  تعداد لایه‌های مسلح‌کننده،  $d$  عمق مسلح‌سازی،  $b$  فاصله لایه‌ی پی از سطح دیوار،  $u$  عمق قرارگیری اولین لایه‌ی مسلح‌کننده و  $h$  فاصله‌ی مسلح‌کننده‌ها از هم است. برای اندازه‌گیری تغییرمکان جانبی سطح دیوار، در قسمت جلو خاکریز و پشت دیوار حائل سه عدد LVDT به ترتیب در فاصله‌ی ۱۴۰، ۲۸۰ و ۴۲۰ میلی‌متر از پاشنه‌ی دیوار قرار گرفت و علاوه بر این، دو عدد LVDT نیز برای اندازه‌گیری میزان نشست پی نواری در دو طرف آن در قسمت فوقانی آن ثابت شد. یکی از نکات قابل توجه در ساخت مدل‌های فیزیکی رعایت یکنواختی مدل و پیوستگی در ریزش ماسه است. برای این منظور باید ریزش ماسه به صورت خطی و یکنواخت در سطح مدل انجام شود که در تمام مدل‌ها با استفاده از روش بارانی هم از نظر طولی و ارتفاعی، یکنواختی کامل انجام گرفت. بعد از اتمام خاکریزی تا تراز هر مسلح‌کننده و صاف کردن سطح خاک، مسلح‌کننده در موقعیت خود قرار گرفته و سپس عمل خاکریزی تا ارتفاع کامل به همین صورت ادامه داده شد. پی نواری به آرامی روی سطح خاک و زیر اهرم جک قرار داده شد و بعد از قرارگیری نیروسنج و محکم کردن آن به اهرم جک و پی نواری سیستم اعمال نیرو آماده آزمایش گردید. در مرحله‌ی اعمال بار، در هر گام از آزمایش با پدال جک هیدرولیکی تغییرمکان ثابتی به پی نواری اعمال و هم‌زمان میزان تغییر مکان جانبی دیوار، نشست پی نواری و میزان بار وارده بر پی نواری توسط تجهیزات مربوطه ثبت

مدل آزمایشگاهی به ابعاد  $1500 \times 1500 \times 1000$  میلی‌متر نیز از یک ورق ضخیم فولادی برای مدل‌سازی دیوار حائل با سطح صلب که در قسمت پاشنه به حالت لولا به کف متصل و از ژئوگرید به منزله‌ی مسلح‌کننده و برای مشاهده تغییرات ایجاد شده در خاکریز پشت دیوار و تشخیص گسیختگی کامل مدل‌های ساخته شده از طلق شفاف به ضخامت ۱۲ میلی‌متر در یک طرف مدل استفاده شده است. [۱۳]

همچنین تحقیقات زیادی در مورد رفتار دیوار خاک مسلح در مدل کوچک آزمایشگاهی و مقایسه‌ی نتایج آن‌ها با مدل عددی و بررسی نتایج مدل‌های بزرگ ساخته شده از دیوار خاک مسلح با نتایج مدل عددی انجام شده‌اند. [۱۴-۲۳]

بررسی‌هایی نیز در یک مدل آزمایشگاهی به ابعاد  $700 \times 400 \times 400$  میلی‌متر بر روی دیوار خاک مسلح با مسلح‌کننده‌ی متصل به سطح دیوار و ناحیه‌ی محدود شده‌ی پشت دیوار (لایه‌ی سنگی) انجام شده و نتایج آن با مدل عددی المان محدود (PLAXIS ۷۸) مقایسه و در آن از جک هیدرولیکی برای اعمال بار روی پی نواری و از ماسه‌ی مسلح‌شده با ژئوگرید استفاده و با استفاده از ماسه‌ی رنگی در طول مسلح‌کننده‌ها و برنامه‌ی Digital Image Analysis (GRAM++) (technique کرنش ایجاد شده در طول مسلح‌کننده‌ها نیز بررسی شده است. براساس نتایج به دست آمده، کرنش ایجاد شده در طول مسلح‌کننده‌ها و تغییرمکان جانبی سطح دیوار بستگی به موقعیت پی نواری داشته و بیشینه‌ی کرنش در لایه‌های بالایی مسلح‌کننده‌ها درست در زیر پی نواری ایجاد و در لایه‌های پایینی به سمت پشت پی نواری کشیده شده است. [۲۴]

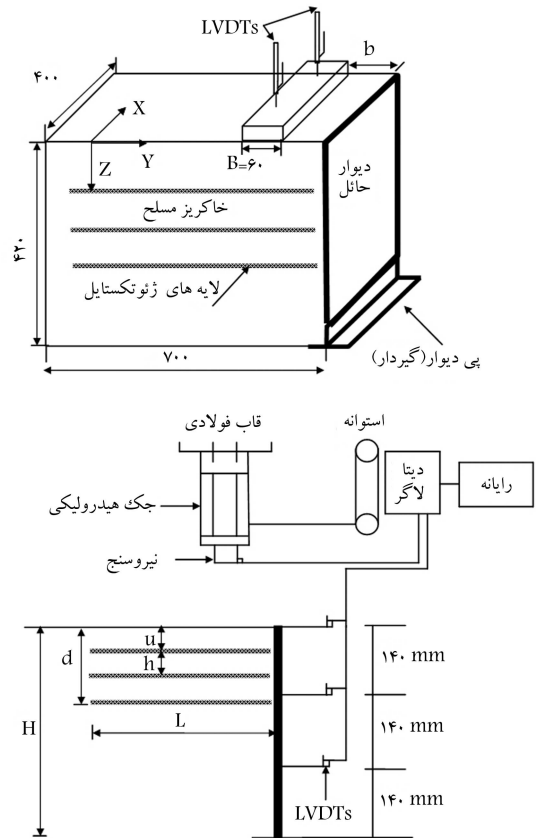
تاکنون بررسی‌های انجام شده در مورد دیوارهای خاک مسلح یا در مورد اتصال مسلح‌کننده (سطح تکه‌پی) به سطح دیوار بوده و یا در مورد دیوار حائل با سطح Rigid و مسلح‌کننده‌ی غیرمتصل به سطح است. در این پژوهش به بررسی آزمایشگاهی و عددی عملکرد دیوار حائل انعطاف‌پذیری پرداخته شده است که پی نواری روی خاکریز دیوار قرار گرفته و از ماسه‌ی مسلح‌شده بدون اتصال به سطح دیوار در خاکریز پشت دیوار استفاده شده است.

## مشخصات مدل آزمایشگاهی

برای انجام آزمایش‌ها از ماسه‌ی خشک ناحیه‌ی شمال شرق شهر تبریز استفاده شده است، که براساس طبقه‌بندی متحد (مورد تأیید استاندارد ASTM)، جزء ماسه‌ی بد دانه‌بندی شده (SP) با اندازه‌ی مؤثر  $D_{10} = 0.36$  mm، ضریب یکنواختی  $C_u = 2.58$ ، و ضریب انحصاء  $C_c = 1.18$  است. نمودار دانه‌بندی ماسه‌ی موردنظر در شکل ۱ نشان داده شده است. برای انجام آزمایش‌ها و بررسی تأثیر پارامترهای مسلح‌سازی در رفتار پی نواری و دیوار از لایه‌های ژئوتکستایل غیربافته<sup>۴</sup> استفاده شده که این نوع مسلح‌کننده قبلاً در یک مدل کوچک آزمایشگاهی<sup>[۶]</sup> نیز استفاده شده است. برای ساخت مدل‌های آزمایشگاهی از یک جعبه به ابعاد  $1800 \times 500 \times 400$  میلی‌متر که در یک وجه آن طلق شفاف به ضخامت ۱۸ میلی‌متر قرار داده شده بود، استفاده و اعمال بار نواری بر روی خاکریز توسط سیستم جک هیدرولیکی صورت گرفت. بار اعمالی درست به مرکز پی نواری به طول ۳۹۹ میلی‌متر و به عرض ۶۰ میلی‌متر اثر کرده و بین اهرم جک و پی نواری یک عدد نیروسنج صفحه‌ی دیجیتال ۱۰ تنی برای ثبت بار اعمالی، قرار گرفت. برای مدل‌سازی آزمایشگاهی دیوار حائل شکل‌پذیر از ورق آلومینیومی به ضخامت ۵ میلی‌متر و به عرض ۳۹۹ و ارتفاع ۴۲۰ میلی‌متر

جدول ۲. مشخصات خاک ماسه‌یی، دیوار و مسلح‌کننده در مدل آزمایشگاهی و عددی.

۳۸°	زاویه اصطکاک داخلی خاک ماسه‌یی ( $\phi$ )
۱۵٫۵	وزن مخصوص ماسه ( $\text{KN/m}^3$ )
۰٫۸	ضریب زاویه‌ی اصطکاک خاک-مسلح‌کننده ( $R_{inter}$ )
۰٫۳۵	ضریب زاویه‌ی اصطکاک خاکی-پی و دیوار ( $R_{inter}$ )
۲٫۶۳	چگالی دانه‌ها ( $G_s$ )
۶۰	وزن مسلح‌کننده ( $\text{gr/m}^2$ )
۰٫۴	ضخامت مسلح‌کننده (mm)
۳٫۵	مقاومت کششی مسلح‌کننده ( $\text{KN/m}$ )
۰٫۷۵	سختی خمشی دیوار EI ( $\text{KNm}^2/\text{m}$ )
$۳٫۶ \times ۱۰^۵$	سختی محوری دیوار EA ( $\text{KN/m}$ )
۱۱۰۰۰	سختی خاک ماسه‌یی E ( $\text{KN/m}^2$ )
۱۷٫۲۹	وزن مخصوص بیشینه‌ی ماسه ( $\text{KN/m}^3$ )
۱۴٫۹	وزن مخصوص کمینه‌ی ماسه ( $\text{KN/m}^3$ )
۲۸	چگالی نسبی ماسه (درصد)

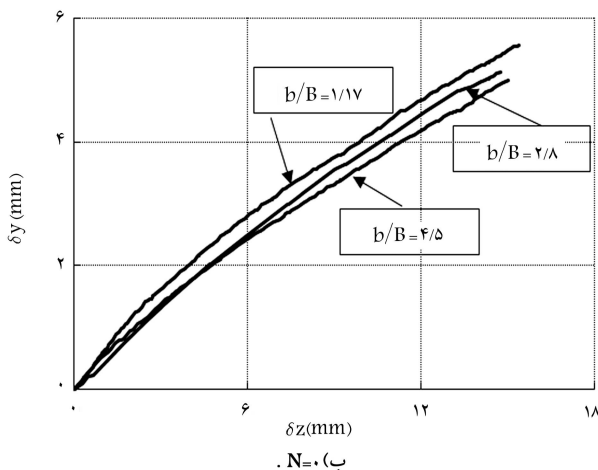
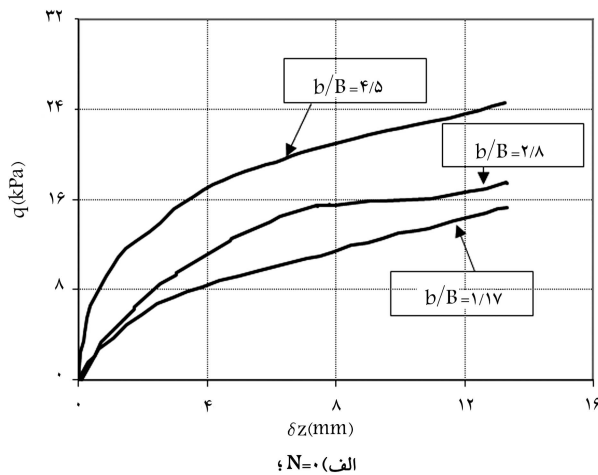


شکل ۳. شماتیک مدل آزمایشگاهی و پارامترهای مربوط.

جدول ۱. مشخصات مدل‌های ساخته‌شده در آزمایشگاه و نرم‌افزار Plaxis.

L=H (m)	h=U (m)	N	b (m)	B (m)	Test no.
-	-	-	۰٫۰۷	۰٫۰۶	۱
-	-	-	۰٫۱۷	۰٫۰۶	۲
-	-	-	۰٫۲۷	۰٫۰۶	۳
۰٫۴۲	۰٫۰۷، ۰٫۰۵، ۰٫۰۳	۳، ۲، ۱	۰٫۰۷	۰٫۰۶	۱۲-۴
۰٫۴۲	۰٫۰۷، ۰٫۰۵، ۰٫۰۳	۳، ۲، ۱	۰٫۱۷	۰٫۰۶	۲۱-۱۳

شد. پارامترهای مربوط به مدل‌های آزمایشگاهی در جدول ۱ و مشخصات مصالح به کار رفته در جدول ۲ آورده شده است.



شکل ۴. نمودارهای بار-نشست پی نواری ( $q-\delta z$ ) و تغییرمکان جانبی دیوار-نشست پی نواری ( $\delta y-\delta z$ ) در حالت غیر مسلح (مدل آزمایشگاهی).

## تأثیر مسلح‌سازی در ظرفیت باربری پی نواری در مدل آزمایشگاهی

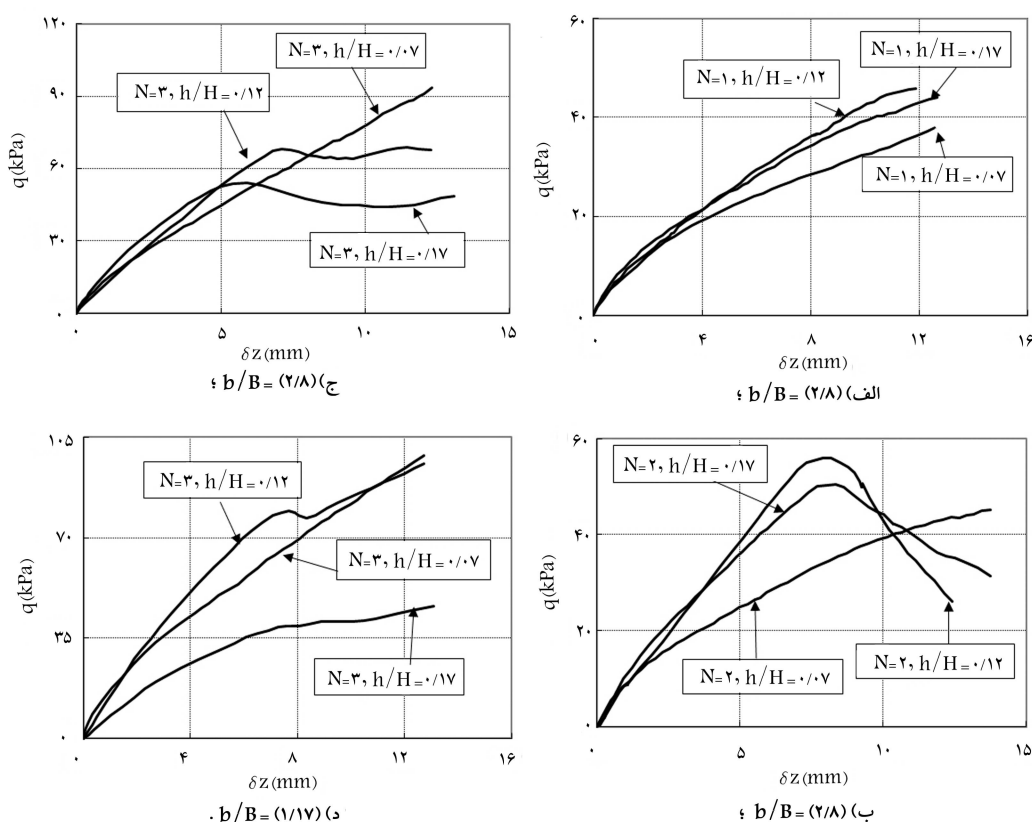
شکل ۴ نمودار بار در مقابل نشست ( $\delta q-\delta z$ ) و تغییرمکان جانبی دیوار در مقابل نشست ( $\delta y-\delta z$ ) را برای پی نواری در خاک غیرمسلح و در فواصل مختلف پی از سطح دیوار ( $b/B$ ) نشان می‌دهد. برای مقایسه از تغییرمکان جانبی دیوار در تراز کامل خاکریز ( $H$ ) استفاده شده است. با توجه به شکل، نمودارهای بار در مقابل نشست دارای ناحیه‌ی خطی‌اند که حاکی از گسیختگی کامل خاک و انتقال کامل تنش به

به قسمت پایین‌تر و عمیق‌تر صورت می‌گیرد. در تمام موارد برای حالت فواصل مسلح‌کننده‌ها ( $h/H=0.07$ ) نمودارها کاملاً حالت خطی به خود گرفته‌اند و روند افزایشی نمودار حاکی از عملکرد مسلح‌کننده و خاک را به صورت یکپارچه نشان می‌دهد و این در حالی است که برای سایر حالت‌ها نمودارها نقطه‌ی بیشینه‌ی دارند که می‌تواند ناشی از گسیختگی موضعی خاک و جداشدن مسلح‌کننده و خاک از هم باشد. در ادامه برای مقایسه‌ی ظرفیت باربری در حالت مسلح و غیرمسلح با همدیگر از پارامتر  $(UBCR=\delta q_r/\delta q_u)$  استفاده شده است، که در آن  $(UBCR)$  <sup>۵</sup>، نسبت ظرفیت باربری نهایی پی نواری در حالت مسلح ( $\delta q_r$ ) به ظرفیت باربری نهایی پی نواری در حالت غیرمسلح ( $\delta q_u$ ) در نشست ثابت ( $\delta z=0.125B$ ) است. با معیار مقایسه‌ی پارامتر  $UBCR$  می‌توان نمودارهای شکل ۶ را از روی نمودارهای شکل ۵ استخراج کرد. همان‌طور که در شکل ۶ دیده می‌شود، برای  $(N=1)$  که تأثیر قرارگیری اولین لایه از مسلح‌کننده را نشان می‌دهد، روند افزایش فواصل مسلح‌کننده‌ها ( $h/H$ ) با تغییر خطی  $UBCR$  همراه است و در این حالت این نسبت حدوداً به ۳ برابر در  $(b/B=1.17)$  و به ۲ برابر در  $(b/B=2.8)$  رسیده است. برای  $N=2$ ، روند افزایش فواصل مسلح‌کننده‌ها ( $h/H$ ) با افزایش  $(UBCR)$  به یک مقدار بیشینه منتهی شده است که این افزایش را می‌توان ناشی از افزایش ناحیه‌ی گسیختگی توسط لایه‌های مسلح‌کننده‌ها در عمق دانست. در این حالت‌ها میزان  $(UBCR)$  در حدود ۴ تا ۵ برابر برای حالت‌های مختلف قرارگیری پی نواری افزایش یافته است. برای ۳ لایه‌ی مسلح‌کننده ( $N=3$ )، افزایش فواصل مسلح‌کننده همانند حالت ۲ لایه‌ی مسلح‌کننده منجر به پیدایش یک مقدار بهینه برای  $(h/H)$  شده است. در این حالت میزان  $(UBCR)$  حدود ۵ تا ۶ برابر افزایش یافته است. با دقت در مقادیر  $UBCR$  در حالت‌های ۲ و

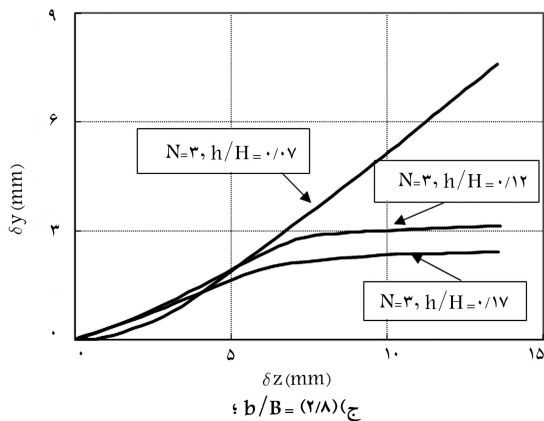
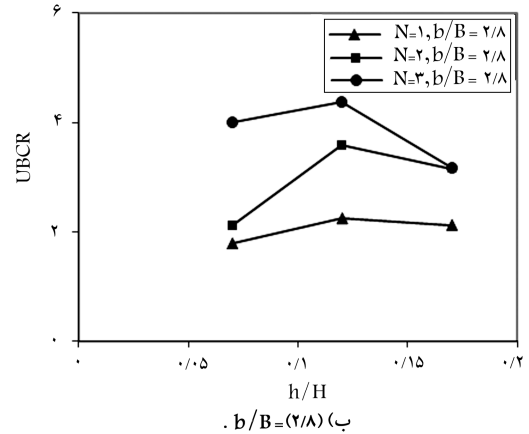
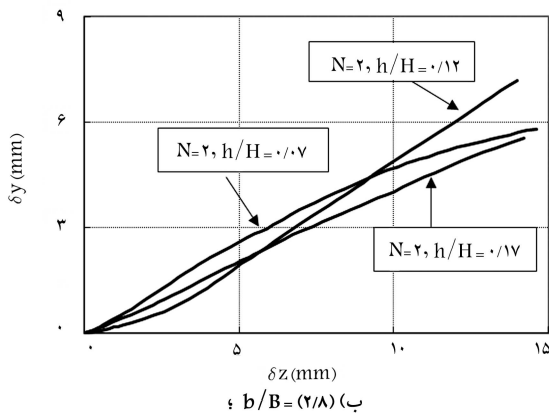
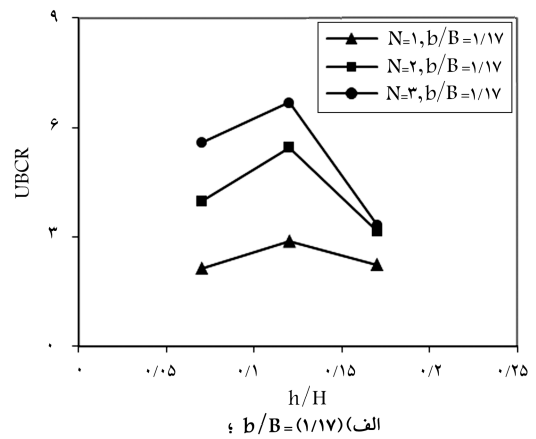
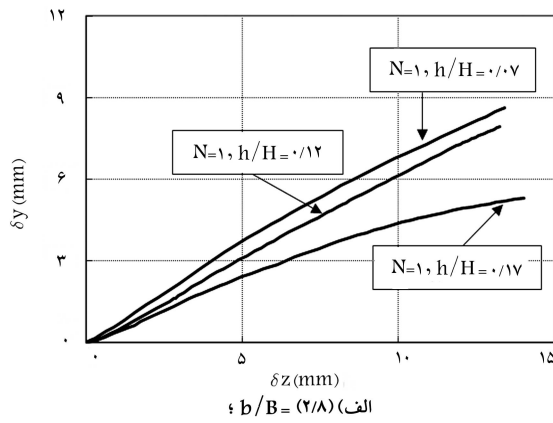
دیوار حائل از طریق خاک زیر پی است. این مطلب در پژوهشی دیگر نیز مطرح شده است. [۲۵] با بررسی دقیق نمودارهای بار-نشست می‌توان نشست ( $\delta z=0.125B$ ) را معیار گسیختگی کامل خاک و معیار مقایسه‌ی حالت‌های مختلف قرار داد. می‌توان اینگونه تحلیل کرد که قسمت غیرخطی این نمودارها حاکی از رفتار غیرخطی خاک قبل از ایجاد گوه‌ی کامل گسیختگی در زیر پی است که بعد از شکل‌گیری کامل این گوه، بار پی نواری توسط خاک گسیخته‌شده مستقیماً به دیوار وارد و قسمت خطی نمودار را ایجاد کرده است. با توجه به این نمودارها با فاصله‌گرفتن پی از سطح دیوار، ظرفیت باربری پی نواری افزایش و برعکس تغییرمکان جانبی دیوار کاهش یافته است.

## تأثیر فاصله و تعداد مسلح‌کننده‌ها در ظرفیت باربری پی نواری و تغییرمکان جانبی دیوار در مدل آزمایشگاهی

در نمودارهای شکل ۵ که نمودار بار در مقابل نشست براساس تعداد لایه‌های مسلح‌کننده و به ازای موقعیت متفاوت پی ( $b/B=1.17$  و  $b/B=2.8$ ) را نشان می‌دهد، به ترتیب ۱، ۲ و ۳ لایه‌ی مسلح‌کننده در فواصل مساوی ۳، ۵ و ۷ سانتی‌متری از سطح خاکریز و از همدیگر قرار داده شده‌اند و لایه‌ی بیرونی پی نواری نیز در فاصله‌ی ۷ یا ۱۷ سانتی‌متری از سطح دیوار قرار گرفته است. به‌وضوح در این نمودارها، افزایش ظرفیت باربری پی نواری به ازای افزایش تعداد لایه‌های مسلح‌کننده‌ها دیده می‌شود، چرا که در این حالت وقتی تعداد لایه‌های مسلح‌کننده‌ها افزایش می‌یابد، اندرکنش بین خاک و مسلح‌کننده به صورت انتقال ناحیه‌ی برش‌خورده



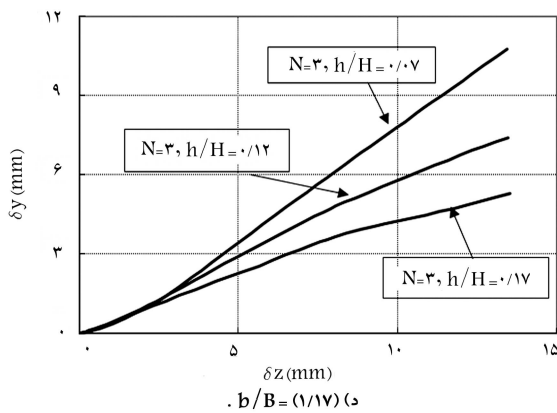
شکل ۵. نمودار تغییرات باربری-نشست پی نواری (مدل آزمایشگاهی).



شکل ۶. نمودار تغییرات نسبت باربری پی نواری UBCCR (مدل آزمایشگاهی).

۳ لایه می‌توان روند کاهشی این نسبت را در مقادیر بزرگ‌تر فواصل مسلح‌کننده‌ها ( $h/H=0.17$ ) مشاهده کرد که ناشی از عدم تأثیر افزایش فاصله‌ی مسلح‌کننده‌ها در افزایش ظرفیت باربری است. ( $h/H=0.12$ ) را می‌توان یک مقدار بهینه در بین حالت‌های در نظر گرفته شده در این تحقیق از لحاظ عملکرد برای خاک و مسلح‌کننده دانست.

نمودارهای شکل ۷، تأثیر تغییرات تعداد لایه‌های مسلح‌کننده‌ها را در نسبت تغییرمکان جانبی دیوار در مقابل نشست پی نواری ( $\delta y - \delta z$ ) را نشان می‌دهد. شکل ۷ الف، نمودار ( $\delta y - \delta z$ )، براساس یک لایه‌ی مسلح‌کننده و موقعیت پی در محل ( $b/B=2/8$ ) و به ازای مقادیر متفاوت فاصله‌ی مسلح‌کننده‌ها را نشان می‌دهد. نمودارهای ۷ ب و ۷ ج نیز برای حالت‌های ۲ و ۳ لایه‌ی مسلح‌کننده به دست آمده‌اند. شکل ۷ د این تغییرات را برای ۳ لایه‌ی مسلح‌کننده و به‌ازای موقعیت پی در محل ( $b/B=1/17$ ) را نشان می‌دهد. برای مدل آزمایشگاهی به ازای افزایش فاصله‌ی مسلح‌کننده‌ها میزان تغییرمکان جانبی دیوار در حالت‌های مختلف کاهش یافته است. برای مقایسه‌ی این تغییرات از پارامتر ( $WDR = \delta y_r / \delta y_{ii}$ ) استفاده شده است. که در آن  $(WDR)^6$ ، نسبت تغییرمکان جانبی سطح دیوار در حالت مسلح ( $\delta y_r$ ) به حالت غیرمسلح ( $\delta y_{ii}$ )، در نشست ثابت ( $\delta z = 0.125B$ ) است. شکل ۸ الف تغییرات WDR را در مقابل تغییر تعداد لایه و فاصله‌ی مسلح‌کننده‌ها برای ( $b/B=1/17$ ) را نشان می‌دهد. مطابق شکل، با افزایش تعداد لایه‌های مسلح‌کننده‌ها میزان WDR کاهش می‌یابد و از طرف دیگر با افزایش فاصله‌ی مسلح‌کننده‌ها این نمودارها روند نزولی به خود گرفته‌اند. برای پی نواری در موقعیت ( $b/B=1/17$ )، کلیه‌ی مقادیر WDR بزرگ‌تر از ۱ است که نشان‌دهنده‌ی ایجاد

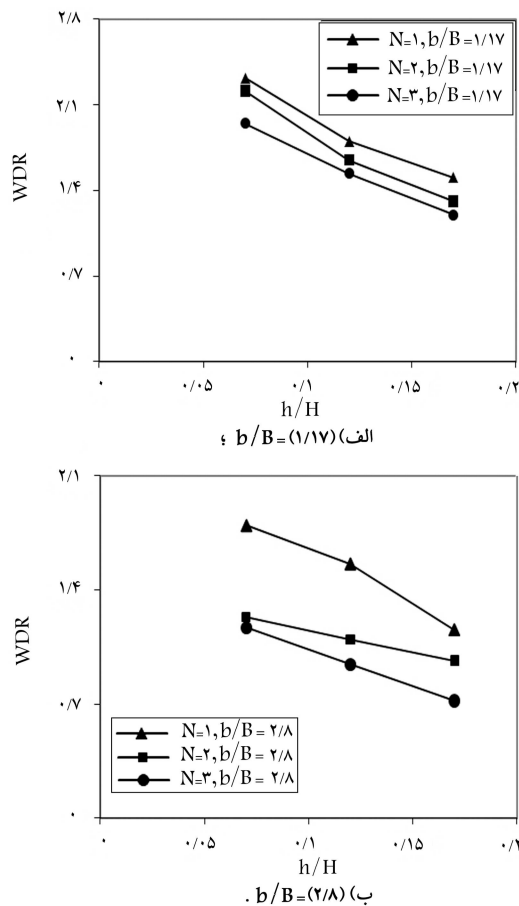


شکل ۷. نمودار تغییرمکان جانبی دیوار-نشست پی نواری (مدل آزمایشگاهی).

در هر دو سطح بالا و پایین مسلح‌کننده‌ها زبری یکسان و برای بررسی و مقایسه، کلیه‌ی مشخصات مدل عددی مشابه پارامترهای آزمایشگاهی انتخاب شده است. در مدل عددی تکیه‌گاه مدل در سمت چپ در برابر حرکت افقی و تکیه‌گاه پایینی از لحاظ حرکت به طرفین و به سمت پایین بدون حرکت مدل شده و انتهای دیوار حائل نیز به تیر صلب پایینی گیردار شده است. پارامترهای مربوط به ماسه و سایر مصالح در کلیه‌ی مدل‌ها ثابت و بدون تغییر باقی مانده و نتایج براساس آن‌ها به دست آمده است. برای مدل‌سازی دیوار حائل، یک قسمت اضافی از خاکریز در جلو دیوار ایجاد شده، که در مراحل بعد غیرفعال شده است. غیرفعال کردن این قسمت از خاکریز در مراحل بعدی امکان در نظر گرفتن تغییر مکان جانبی دیوار حائل را به وجود آورده است و تأثیری در رفتار قسمت‌های اصلی ندارد. با توجه به تغییر موقعیت مسلح‌کننده‌ها، با تغییر مش‌بندی سعی شده است تا تأثیر مش‌بندی در مدل به کمترین حد برسد و از گزینیه‌ی Prescribed displacement برای اعمال نشست به پی نواری استفاده شده است. نمودارهای شکل ۹ تغییرات ظرفیت باربری و تغییر مکان جانبی دیوار را در حالت غیرمسلح در مدل عددی نشان می‌دهد. همانند مدل آزمایشگاهی با فاصله‌گرفتن از سطح دیوار، میزان ظرفیت باربری پی افزایش و میزان تغییر مکان جانبی دیوار کاهش یافته است. تبدیل نمودارها از حالت منحنی به حالت خطی در انتها کاملاً مشهود است که حاکی از گسیختگی کامل خاک و انتقال کامل بار از روی پی به سطح دیوار است. این نقطه در حوالی ( $\delta z = 0.125B$ ) قرار گرفته است که می‌تواند همانند مدل آزمایشگاهی معیار مناسبی برای مقایسه‌ی حالت‌های مسلح باشد.

## تأثیر فاصله‌ی مسلح‌کننده‌ها در پارامترهای UBCR و WDR در مدل عددی

نمودارهای شکل ۱۰ الف و ۱۰ ب به ترتیب تغییرات ظرفیت باربری و تغییر مکان جانبی سطح دیوار را در ۳ لایه‌ی مسلح‌کننده و در موقعیت پی نواری ( $b/B = 1/17$ ) و ( $b/B = 2/8$ ) نشان می‌دهد. در شکل ۱۰ ج تغییرات UBCR و WDR برای پی نواری در موقعیت ( $b/B = 1/17$ ) و برای ۱، ۲ و ۳ لایه‌ی مسلح‌کننده در نشست ثابت ( $\delta z = 0.125B$ ) نشان داده شده است. مقایسه‌ی این نمودارها حاکی از افزایش میزان ظرفیت باربری پی نواری و کاهش تغییر مکان دیوار با افزایش تعداد مسلح‌کننده‌هاست. به ازای ۱ لایه‌ی مسلح‌کننده این روند تقریباً حالت خطی دارد و به ازای ۲ و ۳ لایه‌ی مسلح‌کننده در یک وضعیت بهینه ( $h/H = 0.12$ ) میزان UBCR به مقدار بیشینه‌ی خود رسیده است. به ازای فاصله‌ی بیشتر مسلح‌کننده‌ها از این مقدار بهینه، میزان UBCR روند کاهشی بیشتری از خود نشان داده است. در مورد حالت بهینه‌ی مسلح‌سازی می‌توان گفت که گسترش بیشتر منطقه‌ی گسیختگی در عمق به صورت یک جسم صلب (خاک و مسلح‌کننده) باعث به وجود آمدن توان باربری بیشتری نسبت به حالت‌های دیگر که امکان گسترش گسیختگی در عمق ندارند، شده است. بررسی نمودارهای مربوط به WDR، حاکی از کاهش تغییر مکان جانبی سطح دیوار به ازای افزایش تعداد و فاصله‌ی مسلح‌کننده‌هاست. در حالت‌های فواصل و تعداد کم مسلح‌کننده‌ها، میزان WDR از ۱ بیشتر شده و این در حالی است که فقط در حالت ۳ لایه‌ی مسلح‌کننده در ( $h/H = 0.17$ ) میزان WDR از ۱ کمتر شده است. به تعبیر دیگر به دلیل اینکه تغییر مکان افقی و قائم ایجاد شده در خاک زیر پی با افزایش عمق کاهش می‌یابد، لذا قرارگیری مسلح‌کننده در فواصل کم و نزدیک به پی باعث انتقال بیشتر تغییر مکان به سطح دیوار شده است و این در حالی است که به ازای مقدار بهینه این تغییر مکان بیشتر جذب و در عمق گسترش یافته است.

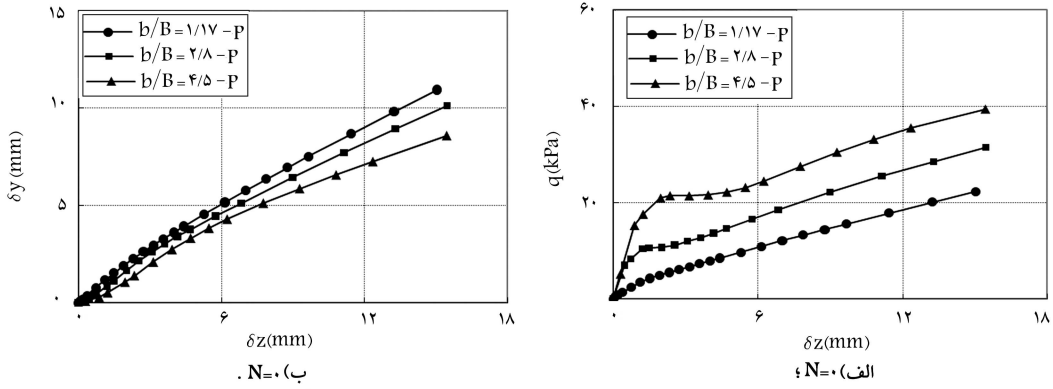


شکل ۸. نمودار تغییرات WDR (مدل آزمایشگاهی).

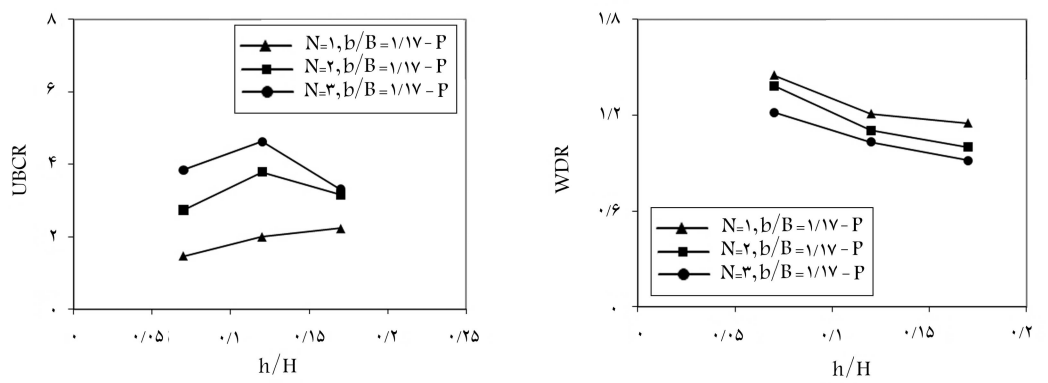
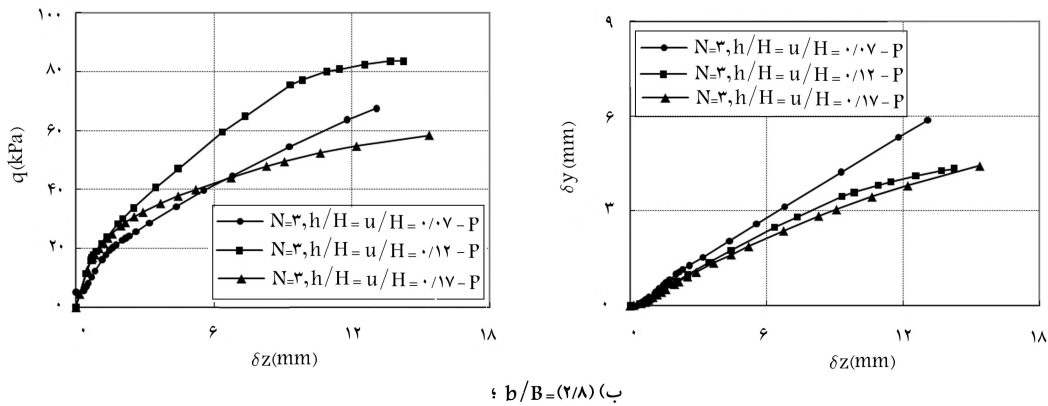
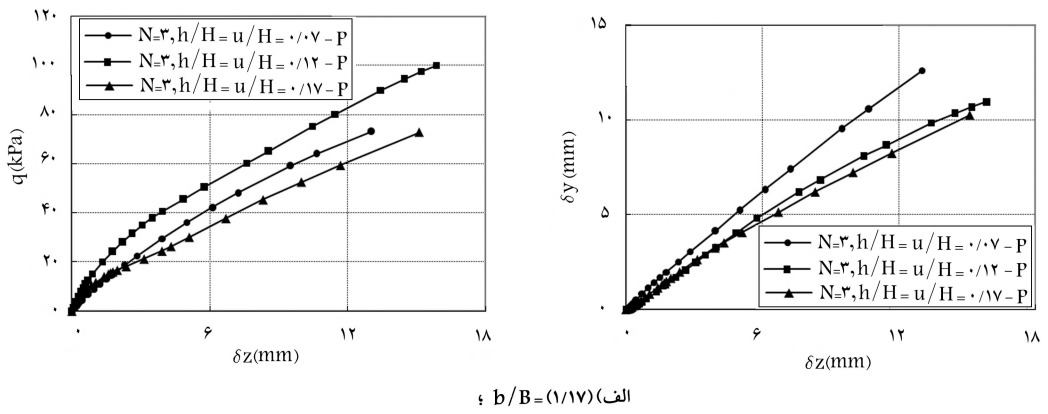
تغییر مکانی بیشتر از حالت غیرمسلح است که دلیل آن در انتقال ناحیه‌ی گسیختگی به سمت سطح دیوار به جای عمق است. شکل ۸ ب تغییرات WDR را برای ( $b/B = 2/8$ ) نشان می‌دهد. در این موقعیت پی نواری، در ۲ و ۳ لایه‌ی مسلح‌کننده در فواصل ( $h/H = 0.12$ ) و ( $h/H = 0.17$ ) ۳ لایه‌ی مسلح‌کننده در فواصل ( $h/H = 0.17$ )، نسبت WDR کوچک‌تر از ۱ شده است، که حاکی از انتقال بیشتر ناحیه‌ی گسیختگی در عمق است. انتقال و تحمل ناحیه‌ی گسیختگی توسط دیوار در موقعیت نزدیک پی نواری ( $b/B = 1/17$ ) از یک طرف در نسبت WDR مشهود است و از طرف دیگر، مشارکت بیشتر دیوار حائل و تحت کشش قرار داشتن طول بیشتر مسلح‌کننده‌ها در این حالت باعث شکل‌گیری ظرفیت باربری بیشتری شده و نسبت UBCR نسبت به حالت ( $b/B = 2/8$ ) بزرگ‌تر گردیده است.

## مدل‌سازی عددی

در این تحقیق برای مدل‌سازی عددی از نرم‌افزار المان محدود (PLAXIS V8) استفاده شده است.<sup>[۲۶]</sup> پارامترهای مربوط به ماسه، مسلح‌کننده، دیوار و پی نواری برای مدل عددی و آزمایشگاهی در جدول ۲ آورده شده است. برای رفتار خاک از مدل موهرکلمب در حالت کرنش صفحه‌یی<sup>۷</sup> و برای دقت بیشتر از المان ۱۵ گره‌یی برای مدل‌سازی استفاده شده است. برای زبری پی و سطح دیوار شرایط اصطکاکی مربوطه و برای مسلح‌کننده‌ها به صورت المان‌های Geogrid که قادر به تحمل خمش نیستند

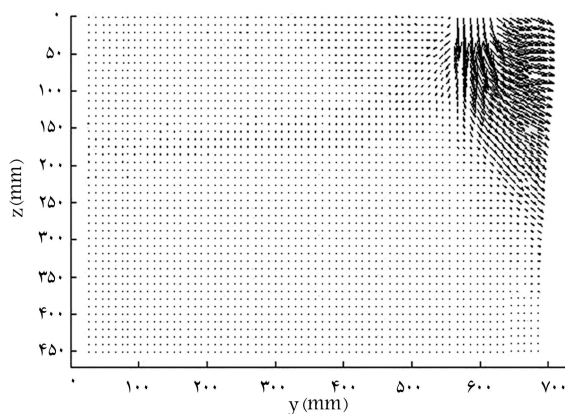


شکل ۹. نمودارهای بار-نشست برای پی نواری (P- $\delta z$ ) و تغییر مکان جانبی دیوار-نشست ( $\delta y$ - $\delta z$ ) در حالت غیر مسلح (مدل عددی).

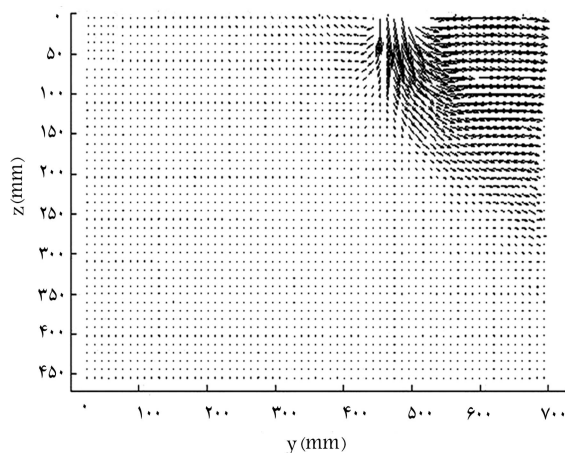


شکل ۱۰. نمودار تغییرات ظرفیت باربری و تغییر مکان دیوار-نشست پی نواری (مدل عددی).

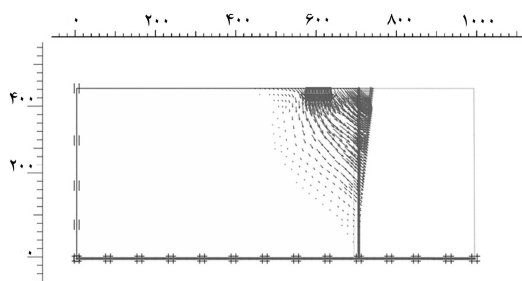




الف)  $b = vcm$

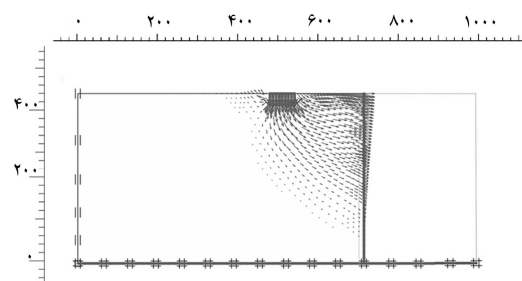


ب)  $b = 1vcm$



حد اکثر تغییر مکان  $7.5 \times 10^{-3} m$

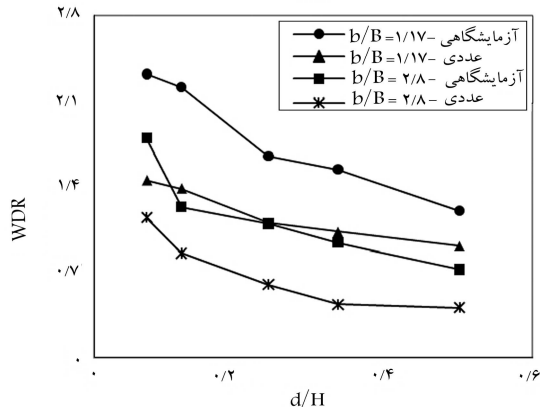
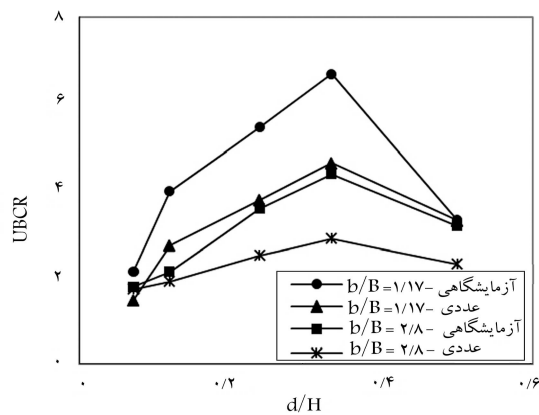
ج)  $b = vcm$



حد اکثر تغییر مکان  $7.5 \times 10^{-3} m$

د)  $b = 1vcm$

شکل ۱۲. بردارهای جابجایی در مرحله‌ی تشکیل کامل گوه‌ی گسیختگی در خاکریز غیرمسلح و در نشست ( $\delta z = 0.125B$ )، در مدل آزمایشگاهی و عددی.



شکل ۱۱. نمودارهای تغییرات UBCR و WDR بر اساس عمق مسلح‌سازی در مدل آزمایشگاهی و عددی.

## تأثیر عمق مسلح‌سازی در پارامترهای UBCR و WDR

### WDR در مدل آزمایشگاهی و عددی

نمودارهای تغییرات UBCR و WDR در برابر تغییرات عمق مسلح‌سازی خاکریز برای مدل آزمایشگاهی و عددی در شکل ۱۱ نشان داده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، اگرچه مقادیر در مدل عددی و آزمایشگاهی کاملاً یکسان نیست، ولی در کل روند نمودارها یکسان و حاکی از یک مفهوم است. برای عمق مسلح‌سازی در این شکل‌ها، UBCR تا عمق  $0.33H$  ارتفاع دیوار روند افزایشی داشته و این نسبت با افزایش بیشتر عمق مسلح‌سازی کاهش یافته است. در مقابل به‌ازای افزایش عمق مسلح‌سازی، نسبت WDR سیر نزولی به خود گرفته و در عمق  $(d/H = 0.5)$  به کمترین مقدار خود رسیده است. با مقایسه‌ی این دو حالت می‌توان نتیجه گرفت که بهترین عمق مسلح‌سازی هم از نظر ظرفیت باربری و هم از نظر تغییر مکان جانبی دیوار عمق  $0.33H$  ارتفاع دیوار  $(d/H = 0.33)$  است.

### مکانیزم رفتار خاک

در حین انجام هر آزمایش یک تصویر دیجیتال از توده‌ی خاک گرفته شده و با اعمال تغییر مکان معین در هر مرحله به پی‌نواری، تغییر شکل‌های ایجاد شده در خاکریز توسط عکس‌های متوالی ثبت و با استفاده از نرم‌افزار PIV<sup>۸</sup> مورد پردازش قرار گرفته است.<sup>[۲۷، ۲۸]</sup> در شکل ۱۲ الف و ب بردارهای جابجایی به‌دست‌آمده از تحلیل



برنامه‌ی PIV، در مرحله‌ی تشکیل کامل گوه‌ی گسیختگی در خاکریز غیرمسلح نشان داده شده است. با مقایسه‌ی این دو تصویر دیده می‌شود که گوه‌ی گسیختگی با عمق ۲۶ میلی‌متر از سطح خاکریز بوده و با تغییر موقعیت پی نواری از سطح دیوار، گوه‌ی گسیختگی از لحاظ عمق تغییری نکرده و فقط سطح بزرگ‌تری از خاک در حالت دوم به سمت دیوار لغزیده است. شکل ۱۲ ج و ۱۲ د، این بردارهای جابجایی در برنامه‌ی Plaxis را نشان می‌دهند. همانند مدل آزمایشگاهی، عمق گوه‌ها در دو حالت ثابت مانده و فقط گسیختگی در پشت دیوار گسترش یافته است. گوه‌ی گسیختگی در هر دو حالت آزمایشگاهی و عددی به شکل یک منحنی اسپیرال لگاریتمی در پشت دیوار گسترش یافته است.

در شکل ۱۳ کرنش‌های برشی ایجادشده در نشست ( $\delta z = 0,125B$ ) و بین خاکریز غیرمسلح ( $b=7\text{ cm}$ ) و خاکریز مسلح ( $b=7\text{ cm}, N=3, h=u=5\text{ cm}$ )، در مدل آزمایشگاهی و عددی مقایسه شده است. همان‌طور که در شکل ۱۳ الف و ۱۳ ب دیده می‌شود، ناحیه‌ی برش خورده در حالت خاکریز غیرمسلح درست از زیر پی و لبه‌ی بیرونی آن شروع شده است. در شکل ۱۳ ب و ۱۳ د، افزایش عمق گوه در خاکریز پشت دیوار با به‌کارگیری مسلح‌کننده به‌وضوح دیده می‌شود. در این حالت، قسمت مسلح‌شده به‌صورت یک سازه‌ی کامپوزیت وزنی عمل کرده و بار ناشی از پی را به لایه‌های پایین‌تر و به منطقه‌ی خارج از گوه‌ی گسیختگی انتقال می‌دهد و باعث افزایش ظرفیت باربری پی نواری می‌شود. با توجه به کشیدگی ایجادشده در مسلح‌کننده‌ها در حالت آزمایشگاهی، بیشترین کشش در اولین لایه از مسلح‌کننده‌ها ایجاد شده و رفته رفته در عمق این مقدار کاهش یافته است. سطح گسیختگی ایجادشده در حالت غیرمسلح با عمق کاهش یافته و این در حالی است که در حالت مسلح با افزایش عمق، ناحیه‌ی برش خورده بزرگ‌تر شده است.

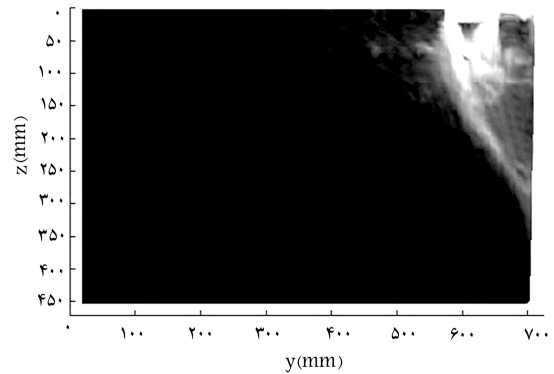
### محدودیت

این تحقیق در یک مدل کوچک‌شده نسبت به مدل واقعی انجام شده است و با توجه به اینکه مصالح به کاررفته (مثل خاک ماسه‌یی) نسبت به مصالح حقیقی رفتار یکسانی از خود نشان نخواهد داد، بنابراین برای نتایج دقیق، نیاز به انجام آزمایش با اندازه‌ی بزرگ و مصالح واقعی است. در این تحقیق فقط رفتار خاک، مسلح‌کننده، و دیوار انعطاف‌پذیر بررسی شده و تغییرات سختی دیوار و مسلح‌کننده در آن بحث نشده است.

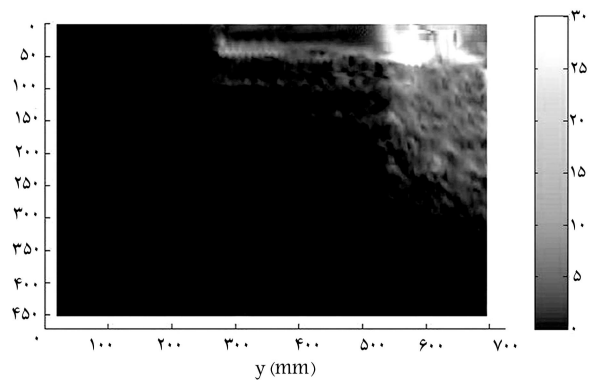
### نتیجه‌گیری

یک سری مدل‌سازی‌های آزمایشگاهی و عددی در این تحقیق به‌منظور مقایسه‌ی میزان ظرفیت باربری پی نواری در کنار دیوار حائل و تغییرمکان جانبی سطح دیوار انجام شده است. با توجه به محدودیت، از لحاظ تأثیر ابعاد و پارامترهای مربوط به مدل آزمایشگاهی ساخته شده بر نتایج به‌دست‌آمده، می‌توان از لحاظ کیفی و رفتاری برای به‌کارگیری مسلح‌کننده‌ها در پشت دیوار حائل انعطاف‌پذیر نتایج زیر را بیان کرد:

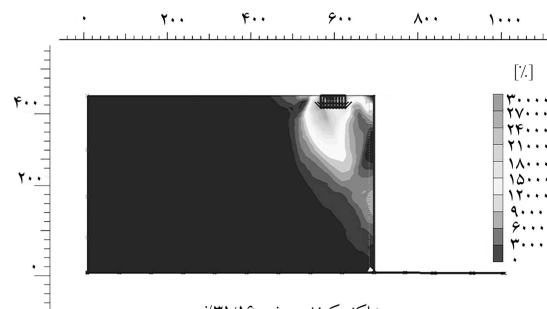
مدل عددی و آزمایشگاهی در این تحقیق نشان داد که کاربرد مسلح‌کننده در پشت دیوار حائل انعطاف‌پذیر تا حدود زیادی باعث افزایش ظرفیت باربری و کاهش تغییرمکان جانبی سطح دیوار شده است.



الف) خاکریز غیر مسلح ( $b=7\text{ cm}$ )

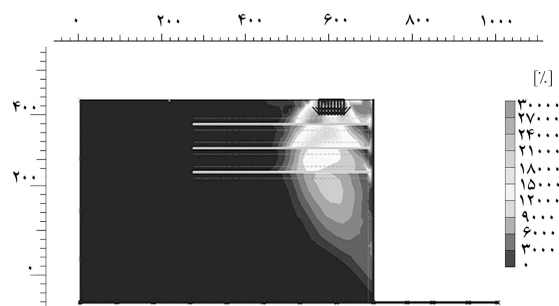


ب) خاکریز مسلح ( $b=7\text{ cm}, N=3, h=u=5\text{ cm}$ )



حداکثر کرنش برشی ۳۱/۱۶٪

ج) خاکریز غیر مسلح ( $b=7\text{ cm}$ )



حداکثر کرنش برشی ۳۱/۱۶٪

د) خاکریز مسلح ( $b=7\text{ cm}, N=3, h=u=5\text{ cm}$ )

شکل ۱۳. کرنش‌های برشی ایجادشده در نشست ( $\delta z = 0,125B$ )، در مدل آزمایشگاهی و عددی.

ظرفیت باربری و مقدار بهینه در تغییرمکان جانبی سطح دیوار شده است، در حدود  $0.33$  ارتفاع کل دیوار ( $d/H=0.33$ ) به دست آمده است. بین نتایج عددی و آزمایشگاهی از لحاظ مقادیر بهینه، همخوانی مناسبی وجود دارد؛ ولی مدل عددی مقادیر کمتری از مدل آزمایشگاهی دارد، که این تفاوت می‌تواند ناشی از عدم انطباق کامل رفتار خاک ماسه‌یی، مسلح‌کننده، دیوار حائل بین مدل آزمایشگاهی و عددی، شرایط در نظر گرفته شده برای حالت Plane strain در مدل، تأثیر منفی اصطکاک جداره در مدل آزمایشگاهی (که سعی شده به کمینه رسانده شود)، و نوع مدل عددی به کار رفته (Mohr-Coulomb) باشد.

برای خاکریز مسلح شده در عمق، ناحیه‌ی برش خورده دارای گوه‌ی عمیق تروبا حجم بزرگ‌تر نسبت به حالت غیرمسلح است (در خاکریز مسلح برعکس حالت غیرمسلح، گوه‌ی برش خورده در عمق بزرگ‌تر شده است)، بی‌توجهی به این موضوع باعث می‌شود طول مسلح‌کننده‌ها در عمق بیشتر به صورت اشتباه، کمتر در نظر گرفته شود. فواصل مناسب مسلح‌کننده‌ها برای ایجاد عملکرد مناسب و ایجاد مقدار بیشینه‌ی ظرفیت باربری و کاهش تغییرمکان جانبی سطح دیوار در حدود  $0.12$  ارتفاع کل دیوار ( $h/H=0.12$ ) در مدل عددی و آزمایشگاهی به دست آمده است. عمق مناسب مسلح‌سازی در این تحقیق که موجب ایجاد مقدار بیشینه در

## پانویس‌ها

1. cantilever
2. brick face
3. rigid face
4. non woven
5. ultimate bearing capacity ratio
6. wall deflection ratio
7. strain plane
8. particle image velocimetry

## منابع (References)

1. Vidal, H. "The principle of reinforced earth", *Highway Research Record*, **282**, USA pp. 1-16 (1969).
2. Dalton, D.C., *Fabric Reinforced Brick Retaining Wall*, West Yorkshire Metropolitan Country Council, Internal Report, pp. 5 (1977).
3. Walsh, J.W., *Fabric Reinforced Brick Faced Earth Retaining Walls*, Ph.D. Thesis, University of Leeds, Leeds, United Kingdom, p. 291 (1987).
4. Pinto, M.I.M., *Model Studies of Fabric-Reinforced Brick-Faced Earth-Retaining Walls*, Ph.D. Thesis, University of Leeds, Leeds, United Kingdom, p. 316 (1992).
5. Pinto, M.I.M. and Cousens, T.W. "Geotextile reinforced brick faced retaining walls", *Geotextiles and Geomembranes*, **14**(9), pp. 449-464 (1996).
6. Pinto, M.I.M. and Cousens, T.W., "Modelling a geotextile-reinforced, brick-faced soil retaining wall", *Geosynthetics International*, **7**(1), pp. 75-76 (2000).
7. Hatami, K. and Bathurst, R.J. "Verification of a numerical model for reinforced soil segmental retaining walls", *Slopes and Retaining Structures Under Static and Seismic Conditions*, *ASCE*, pp. 1-10 (2005).
8. Talwar, D.V., *Behaviour of Reinforced Earth in Retaining Structures and Shallow Foundation*, Ph.D. Thesis, University of Roorkee, Roorkee, India (1981).
9. Khan, I.N.A., *Study of Reinforced Earth Wall and Retaining Wall With Reinforced Backfill*, Ph.D. Thesis, University of Roorkee, Roorkee, India (1991).
10. Saran, S.; Garg, K.G. and Bhandari, R.K. "Retaining wall with reinforced cohesionless backfill", *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, **118**(12), pp. 1869-1888 (1992).
11. Garg, K.G. and Saran, S., "Effective placement of reinforcement to reduce lateral earth pressure", *Indian Geotechnical Journal*, **27**(4), pp. 353-376 (1997).
12. Garg, K.G.; Ramesh, C.; Chandra, S. and Ahmad, Z. "Performance of instrumented wall retaining reinforced earth fill", *Indian Geotechnical Journal*, **32**(4), pp. 364-381 (2002).
13. Mittal, S.; Garg, K.G. and Saran, S. "Analysis and design of retaining wall having reinforced cohesive frictional backfill", *Geotechnical and Geological Engineering*, **24**(3), pp. 499-522 (2006).
14. Yogarajah, I. and Andrawes, K.Z. "Modelling construction effects in polymeric grid reinforced soil walls", In *Proceedings, 5th International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Singapore*, (5-9 September 1994).
15. Nakane, A.; Yokota, Y.; Taki, M. and Miyatake, H. "FEM comparative analysis of facing rigidity of geotextile-reinforced soil walls", In *Earth Reinforcement: Proceedings of the International Symposium on Earth Reinforcement*, Fukuoka, Kyushu, Japan, Edited by H. Ochiai, N. Yasufuku, and K. Omine. A.A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands, **1**, pp. 433-438 (12-14 November 1996).
16. Ho, S.K. and Rowe, R.K. "Effect of wall geometry on the behaviour of reinforced soil walls", *Geotextiles and Geomembranes*, **14**(10), pp. 521-541 (1996).
17. Pinto, M.I.; Pereira, R.V.C.; Lopes, M.L. and Mendonca, A. "Brick-faced retaining walls reinforced with geosynthetics: A numerical numerical analysis", In *Proceedings of the 6th International Conference on Geosynthetics*, Atlanta, Ga. Edited by R.K. Rowe. Industrial Fabrics Association International, Roseville, Minn, **2**, pp. 593-596 (1998).
18. Karpurapu, R.G. and Bathurst, R.J. "Behaviour of geosynthetic reinforced soil retaining walls using the finite element method", *Computers and Geotechnics*, **17**(3), pp. 279-299 (1995).

19. Gotteland, Ph.; Gourc, J.P.; Jommi, C. and Nova, R. "Finite difference analysis of geotextile reinforced earth walls", In *Proceedings of EuroGeo 1, the 1st European Geosynthetics Conference, Maastricht, The Netherlands*, Edited by M.B. DeGroot, G. Den Hoedt, R.J. Termaat. A.A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands. pp. 503-510 (30 September-2 October 1996).
20. Simonini, P.; Schiavo, M.; Gottardi, G. and Tonni, L. "Numerical analysis of a model wall reinforced with polypropylene geogrids", In *Proceedings of EuroGeo 2, the 2nd European Geosynthetic Conference, Bologna, Italy*, Edited by A. Cancelli, D. Cazzuffi, and C. Soccodato, Patron Editore, Bologna, Italy, **1**, pp. 231-236 (15-18 October 2000).
21. Bathurst, R.J. and Hatami, K. "Review of numerical modelling of geosynthetic reinforced-soil walls", In *Proceedings of the 10th International Conference on Computer Methods and Advances in Geomechanics*, Tucson, Ariz., Edited by C.S. Desai, T. Kundu, S. Harpalani, D. Contractor, J. Kemeny. A.A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands, **2**, pp. 1223-1232 (January 2001).
22. Allen, T.M.; Bathurst, R.J.; Holtz, R.D.; Walters, D. and Lee, W.F., "A new working stress method for prediction of reinforcement loads in geosynthetic walls", *Canadian Geotechnical Journal*, **40**(5), pp. 976-994 (2003).
23. Hatami, K. and Bathurst, R.J. "Development and verification of a numerical model for the analysis of geosynthetic reinforced-soil segmental walls", *Canadian Geotechnical Journal*, **42**(4), pp. 1066-1085 (2005).
24. Shinde, A.L. and Mandal, J.N. "Behavior of reinforced soil retaining wall with limited fill zone parameter", *Geotechnical and Geological Engineering*, **25**, pp. 657-672 (2007).
25. Meyerhof, G.G.; Sastry, V.V.R. and Yalcin, S. "Lateral resistance and deflection of flexible pile", *Canadian Geotechnical Journal*, **25**(3), pp. 511-522 (1988).
26. Bringkgreve, R.B.J. and Vermeer, P.A., *PLAXIS-Finite Element Code for Soil Androck Analyses*, Version 7. Plaxis B.V., The Netherlands (1998).
27. White, D.J.; Take, W.A. and Bolton, M.D. "Soil deformation measurement using particle image velocimetry (PIV) and photogrammetry", *Geotechnique*, **53**(7), pp. 619-631 (2003).
28. White, D.J.; Randolph, M. and Thompson, B. "An image-based deformation measurement system for the geotechnical centrifuge", *Int. Journal Phys. Modell. Geotech.*, **5**(3), pp. 1-12 (2005).



# EXPERIMENTAL AND NUMERICAL STUDY OF SOIL-REINFORCEMENT EFFECTS ON THE BEARING CAPACITY OF SHALLOW FOUNDATIONS NEAR THE RETAINING WALL

M. Hajjalilue-Bonab

H. Ahmadi

H. Katebi

Department of Geotechnical Engineering

University of Tabriz

Iran

## Abstract:

A comprehensive set of laboratory model tests were carried out to investigate the behavior of reinforced sand and flexible retaining wall under strip foundation loading. A model box with inner dimensions of  $0.4 \times 1$  m in the plane and 0.5 m in height was used. One side of the test box was a transparent plexiglas plate for observation, and for photographing soil deformation and failure mechanism during the test. Three linear variable displacement transducers (LVDTs) were used to measure the horizontal displacement of the wall. The strip footing was made of a steel box; 0.399 m in length, 0.06 m in width and 0.03 m in thickness. The length of the footing was made almost equal to the width of the tank model in order to maintain the plane strain conditions. For modelling the flexible retaining wall, factory-trimmed aluminium of thickness 5 mm was used. All tests were conducted with a wall height of 0.42 m and geotextile reinforcement. Displacement (Settlement) of the model footing was measured using two LVDTs, located on each side of the centre line of the footing. The sand raining technique was used to prepare the model backfill and the model footing was loaded using a hydraulic jack. Relationships between the bearing capacity and wall deflection versus geotextile parameters, such as depth of geotextile layer, number and spacing of geotextile layer and linear footing position to the wall face, were studied. A series of finite element analyses was additionally carried out using the PLAXIS program, and the results were compared with test results. Both experimental and numerical studies indicated that the bearing capacity increases with an increasing number of reinforcement layers, and the wall deflection decreases also with an increasing reinforcement layer. The use of multiple layers of reinforcement is beneficial only if the spacing between the reinforcement layers gives a better result for the bearing capacity and the wall deflection. Inspection of reinforcement and soil behaviour with the PIV (particle image velocimetry) method and the PLAXIS program indicate that increasing reinforcement layers causes a large, wide failure zone rather than unreinforced backfill. For the first, second and third reinforcement layer, the optimum spacing obtained 0.12H improvement in bearing capacity or wall deflection. However, this did not depend solely on the spacing of the reinforcement layers; the number of these layers and the footing location were also important. With the footing near the wall face ( $b/B=1.17$ ), bearing capacity and wall deflection increased more than in the other cases. For two different footing positions, the wall deflection decreased as the geotextile number and spacing increased, and the bearing capacity reached maximum value at a depth of  $d/H=0.33$ .

**Keywords** :Strip footing, reinforced sand backfill, flexible retaining wall, PIV.PLAXIS .