

یادداشت تحقیقاتی:

پیش‌بینی حداکثر جابه‌جایی افقی دیوار و بیشینه نیروی کششی درون تقویت‌ها برای دیوار خاک مسلح با ژئوگرید تحت سازوکار واژگونی

عادل عساکره^{۱*}، مسعود آهنگ^۲

۱. استادیار گروه عمران، دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه هرمزگان
۲. دانشجوی کارشناسی ارشد ژئوتکنیک، دانشگاه هرمزگان، دانشکده فنی مهندسی، گروه عمران

asakereh@hormozgan.ac.ir

تاریخ پذیرش: [۱۳۹۵/۱۲/۲۳]

تاریخ دریافت: [۱۳۹۵/۹/۱۳]

چکیده

دیوارهای خاک مسلح ژئوسنتتیکی بیشتر بر اساس روش‌های تعادل حدی طراحی می‌شوند، در این روش‌ها آثار ناشی از وضعیت فونداسیون، سختی تقویت‌ها، نوع دیوار جلویی و دیگر پارامترها نادیده گرفته می‌شود. در این طراحی‌ها به درستی به تغییر شکل دیوارها پرداخته نشده و به‌طور مستقیم در طراحی‌ها در نظر گرفته نشده است. در این پژوهش از روش تفاضل محدود برای انجام آنالیز استفاده شده است. این مطالعه عددی به بررسی تأثیر پارامترهای مختلف سیستم روی عملکرد دیوار به ویژه روی بیشینه نیروی کششی درون تقویت‌ها و جابه‌جایی افقی دیوار فقط برای حالت ناپایداری خارجی واژگونی پرداخته شده است. در بین پارامترهای بررسی شده مهم‌ترین پارامترها سختی تقویت، زاویه اصطکاک خاکریز و طول تقویت است. برای طراحی دیوار خاک مسلح نسبت طول تقویت به ارتفاع دیوار L/H بین $0/5$ تا $0/8$ توصیه شده است. در این مطالعه عددی سعی شده منحنی‌هایی برای پیش‌بینی بیشینه جابه‌جایی افقی دیوار و بیشینه نیروی کششی درون تقویت‌ها تولید شود. آنالیزهای عددی نشان داده است که الگوی خاصی بین بیشینه جابه‌جایی‌های افقی دیوارها و بیشینه نیروهای کششی تقویت‌های آن‌ها وجود دارد. این نتایج در قالب نمودارهایی آورده شده است که با استفاده از این نمودارها می‌توان موارد گفته‌شده را برای دیوارها با ارتفاع‌های مختلف پیش‌بینی کرد.

واژگان کلیدی: دیوار خاک مسلح؛ بیشینه جابه‌جایی افقی دیوار؛ بیشینه نیروی کششی درون تقویت؛ آنالیز تفاضل محدود.

۱- مقدمه

ژئوسنتتیک‌ها هم‌چون استحکام، نفوذناپذیری، مقاومت در برابر فرسایش و از همه مهم‌تر مقاومت کششی فوق‌العاده بالای آن‌ها نسبت به وزن‌شان باعث به وجود آمدن گستره‌ی وسیعی از کاربرد این مواد در طرح‌های عمرانی شده است [3]. دیوارهای خاک مسلح ژئوسنتتیکی معمولاً بر اساس روش‌های تعادل

مسلح کردن خاک یک تکنیک جدید برای بهبود خواص مکانیکی خاک است [1]. دیوارهای خاک مسلح ژئوسنتتیکی معمولاً از چهار مولفه شامل: خاک، تقویت، دیوار جلویی و زهکش تشکیل شده است [2]. خواص فیزیکی و مکانیکی

دیوار خاک مسلح را که توسط جابر [7] به صورت سانتریفیوژ آزمایش شده بود و توسط رو و هو [8] نیز توسط روش المان محدود مدل شده بود را پیش‌بینی کنند. از دیگر نمونه‌های آنالیز تفاضل محدود موفق با استفاده از نرم‌افزار FLAC، بر روی رفتار دیوارهای خاک مسلح می‌توان به الامام و همکارانش [9]، حاتمی و بثورست [10]، هوانگ و همکارانش [11] و ویرا و همکارانش [4] اشاره کرد.

به تازگی سعی بر آن شده تا با استفاده از روش عددی و انجام آنالیزهای مختلف بتوان روابطی را بین اجزا مختلف دیوارهای خاک مسلح به دست آورد. الحاتمله و میوهشتن [12] با استفاده از یک روش مقایسه‌گشایی به بررسی تغییر شکل دیوارهای خاک مسلح، مسلح شده با پارچه پرداختند. آنان با حل معادلات مربوط به تغییر شکل پارچه و جلوی دیوار با استفاده از یک طرح تفاضل محدود پرداخته و به بررسی نتایج به دست آمده با نتایج آزمایش با مقیاس کامل [13] و نتایج رو و اسکینز [14] پرداختند که نتایج منطقی به دست آمده و این روش را تأیید می‌کند. در مطالعه‌ای دیگر عاصف و ساس [5] روشی با نام روش سازگاری حرکتی (روش KC) را ارائه کردند که این روش خواستار سازگاری کامل بین لایه‌های تقویت و تغییر شکل دیوار است و مستلزم پیش‌فرض‌های متعددی در ارتباط با تعامل بین سه مؤلفه‌های سیستم (خاک، دیوار و تقویت) است. سپس با مقایسه نتایج حاصل از روش KC با یک آنالیز پیوسته دقیق‌تر نشان دادند که روش KC دارای توافق خوبی بوده و روشی مورد تأیید برای بررسی مقدار نیروی کششی بیشینه در تقویت و توزیع لنگر خمشی و برشی در طول دیوار است. همچنین ویرا و همکارانش [4] با بررسی‌های انجام‌شده روی دیوار خاک مسلح به روابطی بین سختی خمشی دیوار و ارتفاع دیوار دست یافتند.

در این پژوهش سعی شده است با مدل‌سازی عددی سازه خاک مسلح و تغییر پارامترهای آن به تأثیر پارامترهای مختلف دیوار در چگونگی عملکرد دیوار پرداخته و نمودارهایی را برای پیش‌بینی بیشینه جابه‌جایی افقی دیوار و بیشینه نیروی کششی درون تقویت‌ها به دست آورد.

حدی (به عنوان نمونه، BS8006, AASHTO, FHWA) طراحی می‌شوند، در این روش‌ها آثار ناشی از وضعیت فونداسیون، سختی تقویت‌ها، نوع دیوار جلویی و دیگر پارامترها نادیده گرفته می‌شود. در این طراحی‌ها به صراحت به تغییر شکل دیوارها پرداخته نشده و به شکل مستقیم در طراحی‌ها در نظر گرفته نشده است [4]. به تازگی روش‌های عددی برای طراحی و آنالیز دیوارهای خاک مسلح به کار می‌رود و از برنامه‌هایی که بر این اساس نوشته شده‌اند استفاده می‌شود (به عنوان نمونه ... (FLAC, PLAXIS, ... [5]. بیشتر در روش‌های حدی طراحی سازه‌های خاک مسلح شامل کنترل پایداری خارجی یا کل و پایداری داخلی است. به این صورت که پس از طراحی عناصر مسلح کننده، باید پایداری کلی دیوار، یعنی واژگونی، لغزش و ظرفیت باربری کنترل شود [1]. اما در روش‌های عددی می‌توان به خوبی توزیع تنش و تغییر شکل در دیوارهای خاک مسلح را به دست آورد [5].

شکل ۱. حالت‌های ناپایداری خارجی. (الف) واژگونی، (ب) لغزش، (ج) عدم کفایت ظرفیت باربری بستر [1]

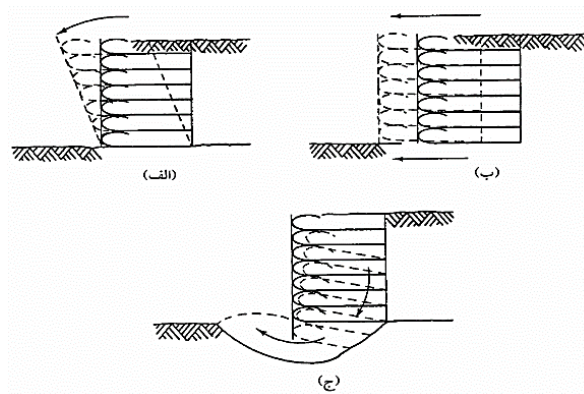


Fig. 1. Geosynthetic reinforced soil wall with external instability statuses. (a) Overturning, (b) sliding, (c) inadequate bed bearing capacity [1]

مناسب بودن روش تفاضل محدود برای مدل‌سازی رفتار دیوار خاک مسلح توسط مقایسه بین رفتار مشاهده‌شده در مدل سانتریفیوژ و دیوار با مقیاس کامل با نتایج حاصل از مدل‌سازی نشان داده شده است. برای نمونه، بثورست و حاتمی [6] نشان دادند که عملکرد دیوار تفاضل محدود مورد تأیید است به این صورت که آنان توانستند با استفاده از نرم‌افزار FLAC رفتار

۲- مدل سازی

(به فاصله ۱ متر) قرار داده شده‌اند. لایه‌های تقویت با استفاده از المان‌های کابل الاستوپلاستیک خطی، با مقاومت فشاری ناچیز مدل شده است. رابط بین تقویت و خاک به وسیله المان رابط با زاویه اصطکاک رابط ۳۵ درجه و سختی پیوند 2000 kN/m/m مدل شده است. سطح خاک با دیوار جلویی با استفاده از المان رابط مدل‌سازی شده و زاویه اصطکاک خاک با دیوار جلویی برابر ۲۰ درجه گرفته شده است (به جدول نگاه کنید). برای مدل‌سازی خاک پشت دیوار از معیار گسیختگی موهر کولمب استفاده شده است. در این مدل‌سازی فرض شده که دیوار خاک مسلح روی یک سطح سخت و صلب قرار دارد و دیوار در پاشنه خود به صورت مفصلی عمل می‌کند در ضمن دیوار به صورت تدریجی ساخته شده است، یعنی همزمان با ساخت دیوار، دیوار را مهار کرده و پس از ساخت از بالای دیوار به پایین برعکس مهار کردن، مهارها را حذف می‌کنند [4].

شکل ۲. نمای کلی مدل عددی [14]

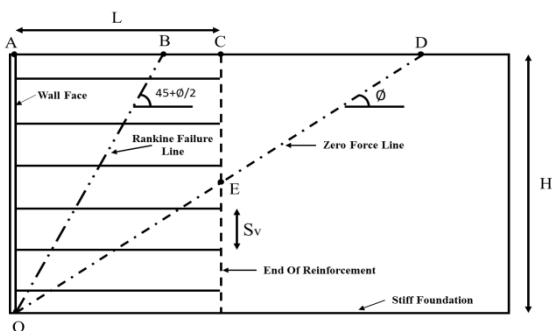


Fig. 2. Overview of numerical model [14]

همان‌گونه که از شکل (۲) مشخص است در نمای کلی دیوار دو خط به صورت خط چین رسم شده که خط (OB) نشان‌دهنده خط گسیختگی رانکین در حالت فعال است که با افق زاویه $45 + \phi/2$ می‌سازد. خط دوم (خط OD) خط نیروی صفر نامیده می‌شود که با افق زاویه ϕ را می‌سازد. انتظار می‌رود که سمت راست خط نیروی صفر (خط OD) تغییر شکل افقی و نیروی کششی درون تقویت‌ها ناچیز باشد و بیشتر تغییر شکل‌ها و نیروهای کششی درون تقویت‌ها مربوط به ناحیه اکتیو (ناحیه OAB) باشد و مقدار کمی نیز

برای بررسی عددی پارامترهای مختلف دیوار خاک مسلح با ژئوگرید از مدل رو و هو [15] برای مدل‌سازی در نرم‌افزار تفاضل محدود FLAC V5، به منظور نشان دادن درستی مدل‌سازی و ادامه پژوهش‌ها استفاده شده است. رو و هو [8] نیز به منظور درستی آزمایشی مدل از یک مدل آزمایشگاهی سانتریفیوژ که توسط جابر [7] گزارش شده استفاده کرده‌اند. ابعاد هندسه مدل آزمایشگاهی در مقیاس ۱ به ۱۲ برابر با 1024×610 میلی‌متر و ارتفاع دیوار 508 میلی‌متر است که لایه‌های مسلح کننده از جنس ژئوگرید در فواصل $63/5$ میلی‌متر و به طول $355/6$ میلی‌متر قرار گرفته است. جزئیات طراحی و ساخت مدل سانتریفیوژ توسط جابر [7] گزارش شده است. رو و هو [8] با استفاده از نرم‌افزار المان محدود AFENA مدل آزمایشگاهی جابر را مدل‌سازی کرده و درستی مدل‌سازی را اثبات کردند. سپس رو و هو [15] با الگوبرداری از مدل آزمایشگاهی و تغییراتی جزئی مدل موردنظر را در نرم‌افزار المان محدود AFENA مدل‌سازی کرده و به بررسی رفتار دیوار خاک مسلح پرداختند. مدل موردنظر توسط ویرا و همکارانش [4] نیز در نرم‌افزار تفاضل محدود FLAC مدل‌سازی شده و به مقایسه نتایج نرم‌افزار تفاضل محدود FLAC با نرم‌افزار المان محدود AFENA پرداخته شده است. همچنین باید ذکر کرد که از نتایج و مدل استفاده شده برای بررسی عددی (مدل رو و هو [15]) در کارهای بالاکریشن و ویسوانادهام [16]، میرمادی و ارلیچ [17]، وانگ و همکارانش [18]، گائو و همکارانش [19]، لیو و همکارانش [2]، ژو و همکارانش [20]، بثورست و حانمی [6] و ویرا و همکارانش [4] نیز استفاده شده است که در ادامه به معرفی مدل موردنظر پرداخته شده است.

مطابق شکل (۲) مدل شامل یک دیوار خاک مسلح است به ارتفاع ۶ متر که از ۲۴ بلوک مجزا ساخت شده است، بلوک‌ها با المان تیر در نرم‌افزار FLAC مدل‌سازی شده است و دارای ضخامت ۱۵ سانتی‌متر است. در این دیوار از ۶ لایه تقویت استفاده شده که این لایه‌ها با فاصله مساوی از هم

[4] که با استفاده از نرم‌افزار FLAC حاصل شده در شکل‌های (۴ و ۵) بررسی و مقایسه شده است. پس از بررسی‌های انجام‌شده نتایج در شکل‌های (۴ و ۵) آورده شده است.

در شکل (۴) جابه‌جایی افقی دیوار و خاک پشت تقویت‌ها (δ_h) بررسی شده است. همان‌گونه که از این شکل برمی‌آید، نتایج عددی حاصل از پژوهش رو و هو [15] و ویرا و همکارانش [4] و مدل‌سازی حاضر بسیار نزدیک و یکسان است. در ضمن همان‌گونه که گفته شد جابه‌جایی خاک پشت تقویت‌ها تقریباً از نقطه E (محل تقاطع خط نیروی صفر با خط پشت تقویت‌ها) شروع می‌شود.

شکل ۴. نمودار مقایسه جابه‌جایی افقی دیوار و خاک پشت لایه تقویت

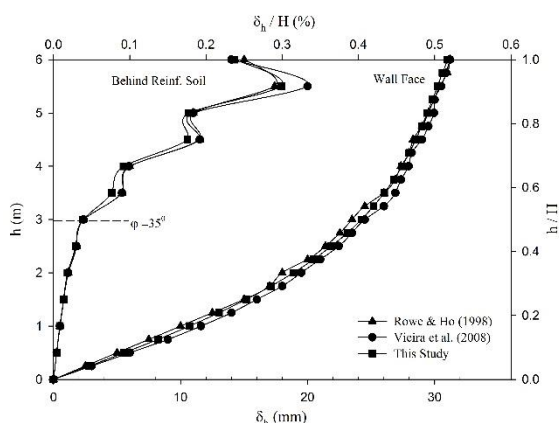


Fig. 4. Comparison chart of horizontal displacement of the wall and the soil behind the reinforcement layer

در شکل (۵) نیز بیشینه نیروی کششی درون تقویت‌ها (T_{max}) مورد بررسی قرار گرفته است. با توجه به نتایج به دست آمده از مدل‌سازی حاضر و مقایسه آن با نتایج رو و هو [15] و ویرا و همکارانش [4] مشخص می‌شود که نتایج بیشتر به نتایج ویرا و همکارانش [4] نزدیک بوده است، بیشترین اختلاف نتایج مدل‌سازی حاضر نیز با نتایج رو و هو [15] در پایین‌ترین لایه تقویت به وجود آمده است که علت این اختلاف را ویرا و همکارانش [4] چگونگی مدل‌سازی لایه‌های تقویت عنوان کرده‌اند. همین اختلاف نیز در پژوهش بثورست و حاتمی [6] مشاهده شده است که علت آن را ناشی از محاسبه مدول الاستیک خاک و رفتار رابط خاک با دیوار بیان کرده است.

ناشی از ناحیه بین این دو ناحیه (ناحیه OBCE) باشد [15]. بقیه پارامترهای مورد استفاده برای مدل‌سازی در جدول (۱) به صورت زیر داده شده است:

جدول ۱. پارامترهای مثال [15]

Parameter	Symbol	Reference value
Wall height	H	6 m
Reinforcement length	L	4.25 m
Vertical spacing of reinforcement	S_v	1 m
Stiffness of each layer of reinforcement	J	2000 kN/m
Soil Young's modulus	E_s	50000 kN/m ²
Soil Poisson's ratio	ν	0.3
Soil unit weight	γ	21 kN/m ³
Wall bending stiffness	EI	5500 kN.m ²
Soil friction angle	ϕ	35°
Soil-reinforcement friction angle	ϕ_{rs}	35°
Soil-wall friction angle	δ	20°
Soil dilatancy	Ψ	6°

Table 1. Reference case parameters [15]

۳- درستی آزمایی

در ادامه با استفاده از نرم‌افزار FLAC V5 مدل با توجه به ویژگی‌های گفته‌شده و پارامترهای داده شده در مقاله بررسی شده، مدل‌سازی شده است. در شکل (۳) نمای کلی از مدل ساخته شده و چگونگی مش‌بندی آن در نرم‌افزار تفاضل محدود FLAC در حالت دوبعدی قابل مشاهده است.

شکل ۳. شکل شبکه‌بندی مدل تفاضل محدود

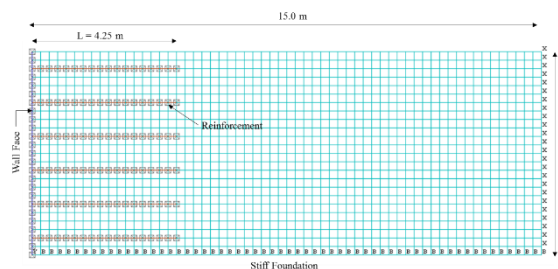


Fig. 3. Mesh grid of model

برای اثبات درستی مدل‌سازی نتایج به دست آمده را با نتایج عددی المان محدود رو و هو [15] که با نرم‌افزار AFENA به دست آمده و نتایج عددی تفاضل محدود ویرا و همکارانش

۵- مطالعات پارامتری

در این پژوهش به بررسی پارامترهای مهم سازه پرداخته شده است و از سایر پارامترهایی مانند زاویه اصطکاک بین ژئوگرید و خاک و برخی پارامترهای دیگر که تأثیر بسیار ناچیزی در عملکرد دیوار دارند چشم‌پوشی شده است. پارامترهای مهم مورد بررسی شامل: سختی تقویت (J)، زاویه اصطکاک خاکریز (ϕ)، مدول الاستیسیته خاکریز (E_s)، صلیبت دیوار جلویی (EI)، طول تقویت (L) و ارتفاع دیوار (H) است.

۵-۱- تأثیر سختی تقویت‌ها (J)

شکل (۷) تغییر شکل افقی δ_h در دیوار جلویی و پشت بلوک خاک مسلح را برای مقادیری از سختی تقویت J نشان می‌دهد. این نتایج با تغییر سختی تقویت، بدون تغییر در دیگر پارامترها، همان‌گونه که در جدول (۱) برای مورد مرجع آورده شده است، به دست آمده‌اند. آنچه از شکل (۷) مشخص است این است که تغییر در δ_h دیوار جلویی به علت تغییر در δ منجر به تغییرات در تغییر شکل درون و پشت بلوک خاک مسلح شده است. همچنین باید توجه کرد که میزان تغییر شکل افقی پشت بلوک خاک مسلح نسبت به تغییرات J فقط برای سطح بالایی خط نیرو صفر که پشت بلوک خاک مسلح را قطع کرده حساس می‌باشد (به نقطه E در شکل (۲) و خطوط منقطع در شکل (۷) نگاه کنید).

شکل ۷. تأثیر سختی تقویت‌ها در جابه‌جایی افقی دیوار و خاک پشت

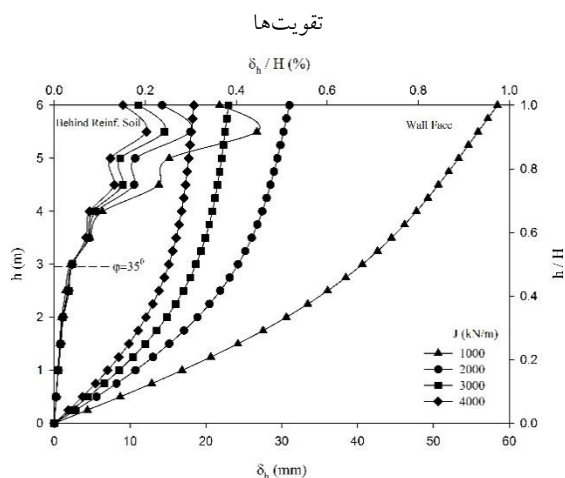


Fig. 7. The effect of reinforcement stiffness on the horizontal displacement of the wall and the soil behind reinforcements

شکل ۵. مقایسه بیشینه نیروی کششی درون تقویت‌ها

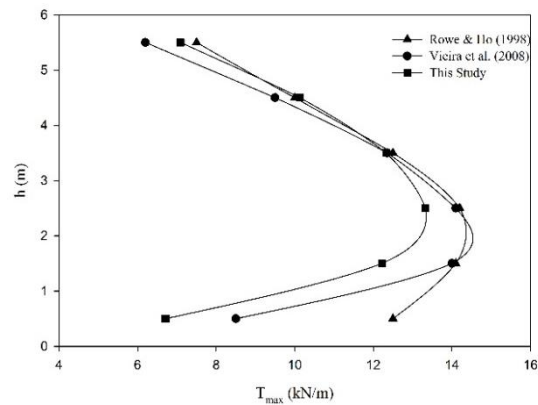


Fig. 5. Comparison of the maximum tensile force in the reinforcements

۴- سازوکار تغییر شکل

پس از مشاهده چگونگی تغییر شکل دیوار و شرایط مرزی اعمال‌شده به سازه در مقاله مرجع و با توجه به شکل (۱) این‌گونه قابل برداشت است که چگونگی تغییر شکل دیوار یا عملکرد دیوار به‌مانند شکل (۱) قسمت الف یعنی حالت تغییر شکل واژگونی است. در نمونه مدل‌سازی شده در قسمت درستی آزمایی نیز تقریباً چنین شرایطی حاکم است به این صورت که دیوار در پاشنه مفصل شده (دیوار اجازه لغزش ندارد) و پی آن نیز صلب در نظر گرفته شده است (عدم کفایت ظرفیت باربری اتفاق نمی‌افتد) پس با این شرایط می‌توان گفت که نتایج به دست آمده در این مدل‌سازی فقط برای حالت ناپایداری واژگونی قابل استفاده است. همان‌طور که از شکل (۶) مشخص است تغییر شکل دیوار مطابق شکل شماتیک شکل (۱) الف می‌باشد و نشان‌دهنده‌ی حالت تغییر شکل موردنظر می‌باشد.

شکل ۶. سازوکار تغییر شکل دیوار

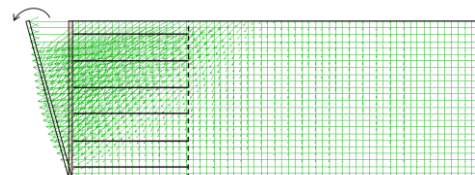


Fig. 6. Deformation mechanism of the wall

در ادامه به بررسی پارامترهای مختلف دیوار در حالت

تغییر شکل واژگونی پرداخته شده است.

شکل ۹. تأثیر میزان سختی تقویت‌ها بر حداکثر نیروی کششی درون تقویت‌ها

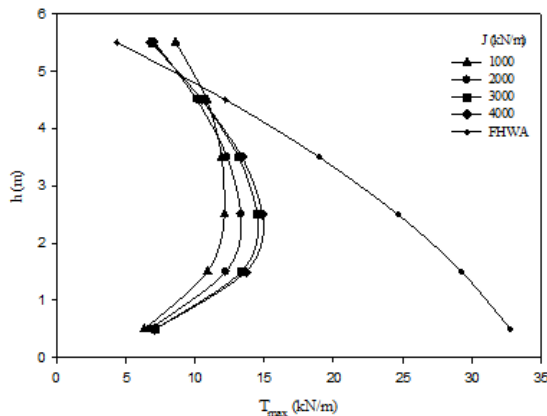


Fig. 9. The effect of reinforcement stiffness on the maximum tensile force in the reinforcements

علاوه بر نتایج به دست آمده از مطالعات عددی، مقدار بیشینه نیروی کششی درون تقویت‌ها را با استفاده از روش تعادل حدی ارائه شده توسط FHWA [21] نیز محاسبه شده است و برای مقایسه با روش‌های عددی در نمودارهای مربوط به بیشینه نیروی کششی درون تقویت‌ها اضافه شده است. برای محاسبه مقادیر نیروی کششی درون تقویت‌ها به وسیله روش FHWA [21] با استفاده از معادله (۱) مقدار ضریب فشار جانبی (K) را برای عمق مورد نظر (z) به دست آورده، سپس با استفاده از معادله (۲) مقدار فشار جانبی وارد شده (σ_h) در آن عمق را به دست آورده و با جایگذاری در معادله (۳) مقدار نیروی کششی در آن عمق به دست آمده است. نکته قابل ذکر مقدار ضریب اطمینان (F_s) موجود در معادله (۳) است که برابر با ۱ در نظر گرفته شده است و بقیه پارامترها نیز از جدول قابل استخراج است.

$$K = K_0 \left(1 - \frac{z}{H}\right) + K_a \left(\frac{z}{H}\right) \quad : H \leq 6m \quad (1)$$

$$\sigma_h = K\gamma z \quad (2)$$

$$\sigma_h S_v = \frac{T_a}{F_s} \quad (3)$$

که در این روابط K ضریب فشار جانبی خاک است که در طراحی‌های مختلف از K_0 (ضریب فشار در حالت سکون) تا K_a (ضریب فشار محرک) متغیر است. برای طراحی با ضریب ایمنی دست بالا مقدار K_0 منظور می‌شود. T_a مقاومت مجاز

به علاوه تغییر شکل افقی در پشت خاک غیرمسلح بلوک خاک مسلح و بالای خط نیروی صفر بیشتر منجر به بخش قابل ملاحظه‌ای از تغییر شکل در دیوار جلویی می‌شود. این مشاهدات برای تمام موارد مطالعه شده مشاهده شده است.

شکل (۸) در محور افقی سختی تقویت (J) و در محور قائم بیشینه جابه‌جایی افقی دیوار (δ_{max}) را نشان می‌دهد. همان‌گونه که از شکل (۸) مشخص است با افزایش سختی میزان بیشینه جابه‌جایی افقی دیوار کاهش می‌یابد که این محدوده نشان‌دهنده دو موضوع است، اولاً اینکه با افزایش سختی دیگر تغییری در جابه‌جایی دیوار به وجود نمی‌آید و دیوار دارای یک مقدار جابه‌جایی ثابت خواهد بود و ثانیاً این مقدار جابه‌جایی ثابت دیوار نشان‌دهنده تأثیر دیگر پارامترهای سیستم خاک مسلح در بیشینه جابه‌جایی افقی دیوار است که ما را بر آن می‌دارد که به بررسی دیگر پارامترها نیز پرداخته شود.

شکل ۸. نمودار حداکثر جابه‌جایی دیوار نسبت به سختی‌های مختلف تقویت

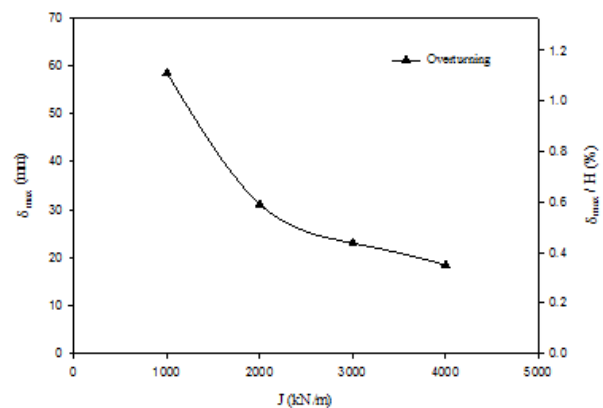


Fig. 8. Maximum displacement of the wall vs. different values of reinforcement stiffness

همچنین در شکل (۹) به بررسی تأثیر میزان سختی تقویت‌ها بر بیشینه نیروی کششی درون تقویت پرداخته شده است و همان‌طور که مشاهده می‌کنید با تغییر در میزان سختی تقویت تغییر قابل ملاحظه‌ای در بیشینه نیروی کششی درون تقویت‌ها مشاهده نمی‌شود.

اساس تغییر در سطحی که خط نیروی مربوط را در پشت بلوک خاک مسلح قطع می‌کند، تغییر می‌کند (با خطوط منقطع مشخص شده است). ϕ بزرگ‌تر به معنی مقاومت برشی بیشتر خاک و در نتیجه نیروی کمتر مورد نیاز برای تعادل است یا به عبارتی کاهش فشار جانبی وارد بر دیوار است که منجر به کاهش جابه‌جایی دیوار می‌شود.

شکل ۱۱. تأثیر زاویه اصطکاک خاکریز روی جابه‌جایی افقی دیوار

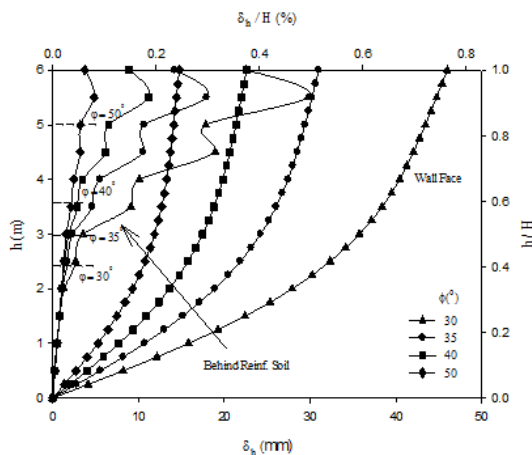


Fig. 11. Effect of backfill soil friction angle on the horizontal displacement of the wall

شکل ۱۲. نمودار بیشینه جابه‌جایی دیوار جلویی نسبت به تغییرات زاویه

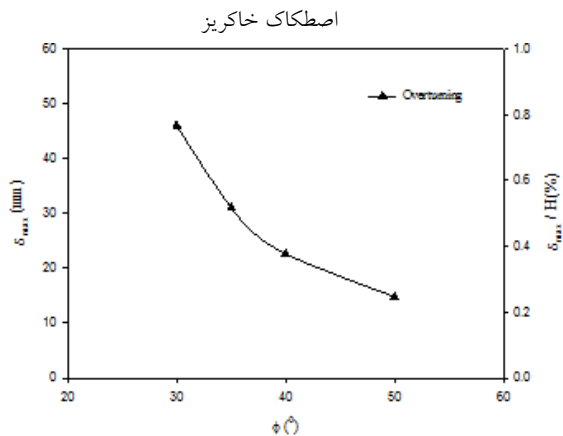


Fig. 12. Maximum displacement of the wall vs. different values of backfill soil friction angle

همان‌گونه که از شکل (۱۲) مشخص است، با افزایش ϕ درجه‌ای در زاویه اصطکاک خاکریز (از 30° به 50° درجه) میزان بیشینه جابه‌جایی افقی دیوار برای حالت تغییر شکل واژگونی $3/1$ برابر کاهش یافته است. همین تغییر زاویه اصطکاک باعث کاهش $2/3$ برابری بیشینه نیروی کششی درون تقویت‌ها برای

کششی تقویت است که با توجه به در نظر گرفتن مقدار ۱ برای F_s همان مقدار نیروی کششی محاسبه شده در عمق مورد نظر به وسیله روش FHWA [21] است.

همان‌طور که از مقادیر حاصل از روش FHWA [21] مشخص است این روش دارای اختلاف زیادی با روش‌های عددی در پایین‌ترین لایه تقویت است به گونه‌ای که تقریباً میزان نیروی کششی برای طراحی مسلح کننده در این روش ۵ برابر روش عددی است و این نشان‌دهنده حد بالای طراحی در این روش و اعمال هزینه اضافی به پروژه می‌باشد، این در حالی است که ضریب اطمینان در محاسبات آن لحاظ نشده است (ضریب اطمینان برابر ۱ گرفته شده است).

شکل (۱۰) میزان نیروی کششی درون تقویت‌ها را در طول آن‌ها برای مدل مورد مرجع نشان می‌دهد. همان‌گونه که مشخص است میزان نیروی کششی درون تقویت‌ها برای سمت راست خط نیروی صفر به میزان چشم‌گیری کاهش یافته و تقریباً به مقدار ناچیزی نسبت به سمت چپ خط نیروی صفر میل می‌کند. این مشاهدات برای تمام موارد مطالعه شده در این پژوهش مشاهده شده است.

شکل ۱۰. میزان نیروی کششی درون تقویت‌ها

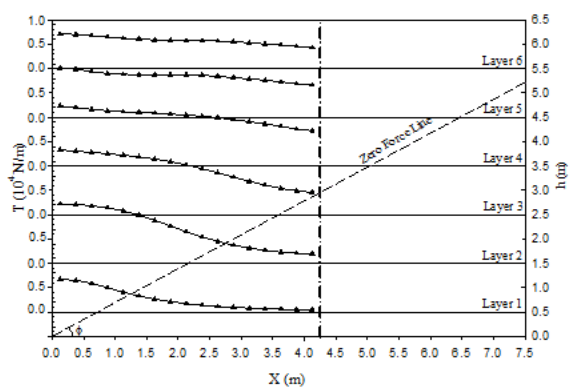


Fig. 10. Strain distribution along the layers of reinforcement

۵-۲- تأثیر زاویه اصطکاک خاک خاکریز (ϕ)

تغییرات در چگونگی تغییر شکل افقی دیوار خاک مسلح به علت تغییر در زاویه اصطکاک خاک خاکریز ϕ برای مقادیری از ϕ در شکل (۱۱) نشان داده شده است. از شکل (۱۱) این‌طور به نظر می‌رسد که نمایه تغییر شکل پشت بلوک خاک مسلح بر

افقی دیوار شده است که نسبت به بازه مورد بررسی ناچیز است.

شکل ۱۴. تأثیر مدول یانگ خاکریز روی جابه‌جایی دیوار

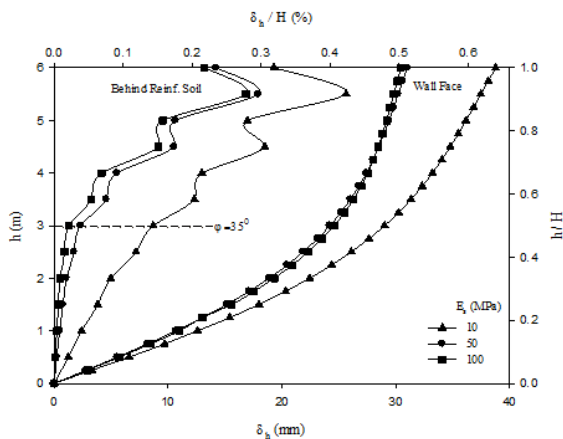


Fig. 14. Effect of Young's soil modulus on the horizontal displacement of the wall and the soil of behind reinforcements

شکل ۱۵. تأثیر مدول یانگ خاکریز بر بیشینه نیروی کششی درون تقویت‌ها

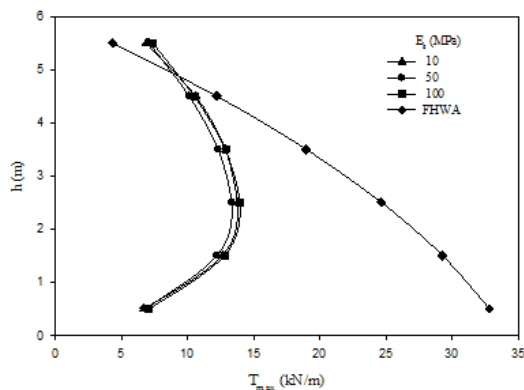


Fig. 15. Effect of Young's soil modulus on the maximum tensile force in the reinforcements

۴-۵- تأثیر صلبیت دیوار جلویی (EI)

تأثیر صلبیت دیوار جلویی EI روی نمایه تغییر شکل افقی در شکل (۱۶) نشان داده شده است. با توجه به اینکه محدوده بزرگی از مقادیر EI بررسی شده، تأثیر صلبیت دیوار جلویی به نظر می‌رسد در مقایسه با دیگر پارامترها برای نمونه سختی تقویت، نسبتاً کم‌اهمیت‌تر است. با این حال، همان‌گونه که از شکل (۱۶) مشخص است، مقداری تغییر در محل δ_{max} با تغییر EI به وجود آمده است به گونه‌ای که با کاهش صلبیت دیوار جلویی محل δ_{max} به سمت پایین دیوار جابه‌جا می‌شود. بیشتر به علت باز توزیع نیرو در تقویت و خاک است که برای

حالت تغییر شکل واژگونی شده است.

تأثیر زاویه اصطکاک خاکریز بر حداکثر نیروی کششی درون تقویت‌ها (T_{max}) را شکل (۱۳) نشان می‌دهد. همان‌گونه که از شکل مشخص است با افزایش زاویه اصطکاک خاکریز میزان بیشینه نیروی کششی درون تقویت‌ها کاهش می‌یابد که علت آن نیز به فشار جانبی وارد بر دیوار است به این صورت که با افزایش زاویه اصطکاک خاکریز باعث افزایش مقاومت برشی خاک شده و به عبارتی فشار جانبی به دیوار کمتر شده و در نتیجه جابه‌جایی دیوار نیز کاهش یافته و نیروی اعمالی به تقویت‌ها نیز کاهش می‌یابد. نیروی کششی حاصل از روش حدی FHWA [21] در شکل (۱۳) برای مقدار ϕ برابر با ۳۵ درجه محاسبه شده است و همان‌گونه که گفته شد ضریب اطمینان نیز برابر ۱ در نظر گرفته شده است.

شکل ۱۳. تأثیر زاویه اصطکاک خاکریز بر بیشینه نیروی کششی درون

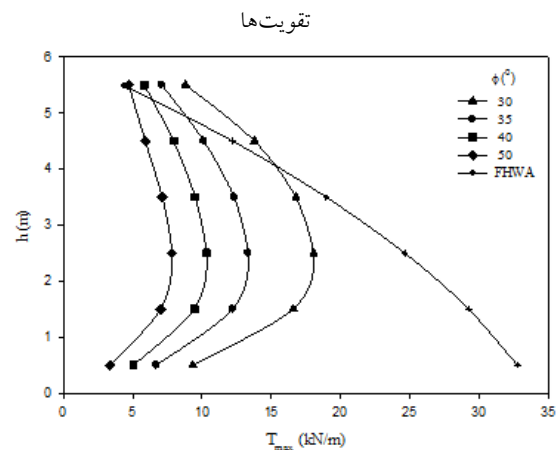


Fig. 13. The effect of backfill soil friction angle on the maximum tensile force in the reinforcements

۳-۵- تأثیر مدول یانگ خاک پشت دیوار (Es)

اثر مدول یانگ خاک E_s نسبت به اثر سختی تقویت و زاویه اصطکاک خاکریز بسیار کمتر است. همان‌گونه که از شکل (۱۴) و شکل (۱۵) مشخص است تغییر مدول خاک تأثیر قابل توجهی در میزان بیشینه جابه‌جایی افقی خاک و بیشینه نیروی کششی درون تقویت‌ها ندارد. همان‌گونه که در شکل (۱۴) مشخص است کاهش ۱۰ برابری در E_s (از ۱۰۰ به ۱۰ مگا پاسکال) باعث افزایش ۲۷ درصدی در بیشینه جابه‌جایی

جلویی برای را برای دیوار مرجع نشان داده است. در هر مورد طول تقویت در تمام ارتفاع دیوار یکسان است. کاهش L/H از $1/2$ تا $0/3$ تقریباً به یک افزایش $4/5$ برابری در نسبت δ_{max}/H دیوار جلویی انجامیده است. بیشترین شیب کاهش جابه‌جایی افقی دیوار بین مقادیر L/H برابر با $0/3$ تا $0/4$ قرار دارد و برای L/H برابر با $0/8$ به بعد تقریباً جابه‌جایی افقی دیوار یکسان شده و دیگر افزایش طول تقویت‌ها تأثیری در جابه‌جایی افقی دیوار نخواهد داشت. علت افزایش بسیار نسبت δ_{max}/H در بازه $0/4$ تا $0/3$ را می‌توان ناشی از کوتاه‌تر شدن طول تقویت نسبت به خط رانکین دانست زیرا برای نسبت L/H برابر $0/3$ تقریباً فقط تقویت‌های نیمه پایینی دیوار خط گسیختگی رانکین را قطع می‌کنند. که باعث افزایش فشار جانبی پشت قسمت مسلح شده خاک و در نتیجه افزایش جابه‌جایی افقی دیوار جلویی و متعاقباً افزایش نیروی کششی درون تقویت‌ها می‌شود. در ضمن برای قطع کردن خط گسیختگی رانکین توسط تمامی تقویت‌ها بایستی نسبت L/H تقریباً برابر $0/5$ باشد. پس می‌توان نتیجه گرفت که حداقل میزان نسبت L/H برای دیوارهای خاک مسلح برابر $0/5$ می‌باشد و برای طراحی نبایستی از این مقدار کمتر اخذ شود چرا که تأثیر چشم‌گیری در جابه‌جایی افقی دیوار و متعاقباً پشت بلوک خاک مسلح دارد.

شکل ۱۸. تأثیر طول تقویت بر حداکثر جابه‌جایی دیوار

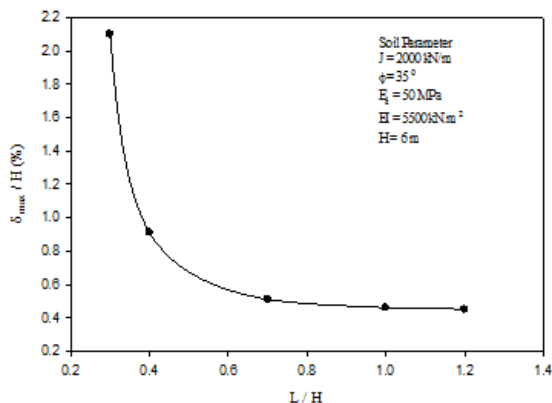


Fig. 18. Effect of reinforcement length on the maximum horizontal displacement of the wall

تأثیر نسبت طول تقویت به ارتفاع دیوار از دو نظر قابل اهمیت است. اول اینکه روی تغییر شکل افقی پشت بلوک

برآوردن شرایط تعادل حدی همزمان با تغییر سختی دیوار جلویی لازم هستند.

شکل ۱۶. تأثیر صلبیت دیوار در جابه‌جایی دیوار و خاک پشت تقویت‌ها

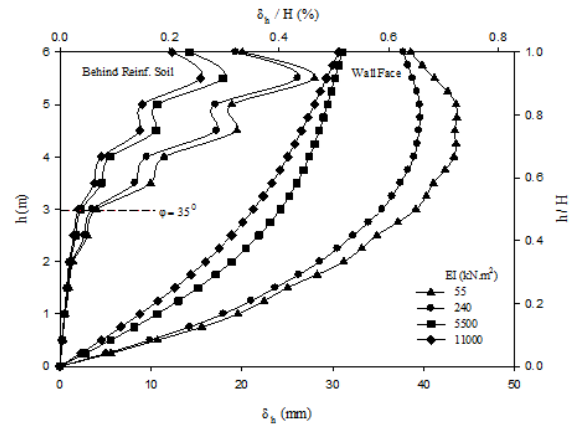


Fig. 16. Effect of facing rigidity on the horizontal displacement of the wall and the soil behind reinforcements

همان‌گونه که در شکل (۱۷) مشاهده می‌کنیم با کاهش سختی دیوار حداکثر نیروی کششی درون تقویت‌ها افزایش می‌یابد ولی در تقویت‌های لایه‌ی بالایی شاهد کاهش هستیم که علت آن می‌تواند به خاطر تغییر محل حداکثر جابه‌جایی افقی دیوار باشد.

شکل ۱۷. تأثیر صلبیت دیوار بر حداکثر نیروی کششی درون تقویت‌ها

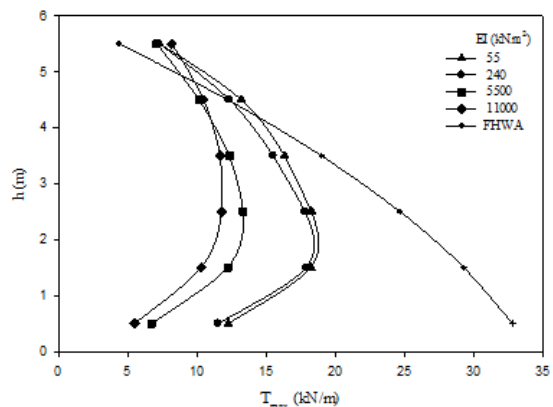


Fig. 17. Effect of facing rigidity on the maximum tensile force in the reinforcements

۵-۵- تأثیر طول تقویت‌ها (L)

شکل (۱۸) تأثیر نسبت طول تقویت به ارتفاع دیوار L/H روی بیشینه تغییر شکل نرمال شده افقی (δ_{max}/H) در دیوار

۵-۶- تأثیر ارتفاع دیوار (H)

در این قسمت با تغییر ارتفاع دیوار و با توجه به نتیجه‌گیری قسمت قبل طول تقویت با نسبت‌های L/H برابر ۰/۶ و ۰/۷ و ۰/۸ در نظر گرفته شده است. ارتفاع دیوارها به ترتیب برابر ۳ و ۶ و ۹ متر در نظر گرفته شده است و با توجه به نسبت L/H طول تقویت‌ها برای ارتفاع‌های مورد نظر به دست آورده و نتایج در قالب شکل‌های زیر آورده شده است. همان‌گونه که از شکل‌های (۲۱ تا ۲۴) مشخص است می‌توان با توجه به ارتفاع دیوار موردنظر و میزان سختی تقویت آن با توجه به نسبت L/H انتخابی میزان بیشینه جابه‌جایی افقی دیوار (δ_{max}) را از شکل‌های (۲۱ و ۲۳)، بیشینه نیروی کششی درون تقویت‌ها (Tmax) را می‌توان از شکل (۲۲ و ۲۴) برای سختی تقویت (J) ۱۰۰۰ و ۲۰۰۰ کیلو نیوتن بر متر به دست آورد. برای دیگر سختی‌ها می‌توان از درون‌یابی بین این دو مقدار با استفاده از شکل (۹) مقدار بیشینه جابه‌جایی افقی دیوار را به دست آورد. مطابق با نتایج قبلی در این قسمت نیز مشاهده می‌شود که تغییر نسبت L/H و همچنین سختی تقویت تأثیر قابل توجهی بر میزان بیشینه نیروی کششی درون تقویت‌ها ندارد.

شکل ۲۱. نمودار تعیین حداکثر جابه‌جایی افقی دیوار (δ_{max}) با توجه به

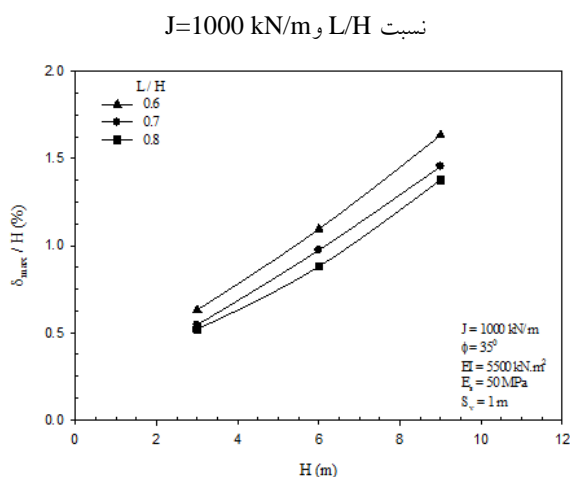


Fig. 21. The maximum horizontal displacement of the wall (δ_{max}) for $J = 1000 \text{ kN/m}$

خاک مسلح همان‌گونه که از شکل (۱۹) مشخص است مؤثر است. وقتی L/H بزرگ باشد تغییر شکل افقی پشت بلوک خاک مسلح ناچیز بوده و بیشتر تغییر شکل دیوار جلویی به علت تغییر شکل در قسمت مسلح شده بلوک خاک مسلح است. در مقابل تغییر شکل افقی پشت بلوک خاک مسلح زمانی که L/H کوچک است مهم است. دومین نکته مربوط به نیروی کششی ایجادشده در تقویت‌ها است. به گونه‌ای که وقتی L/H کوچک است، فشار جانبی پشت بلوک خاک مسلح افزایش پیدا کرده که منتج به نیروهای بزرگ‌تر در تقویت و تغییر شکل برشی اضافی در بلوک خاک مسلح می‌شود؛ که نتیجه نهایی آن یک افزایش در تغییر شکل افقی در دیوار جلویی است (شکل ۲۰).

شکل ۱۹. نمودار جابه‌جایی افقی خاک پشت دیوار برای L/H های

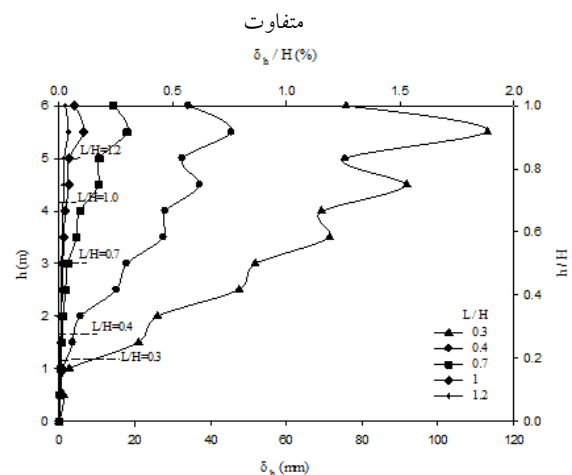


Fig. 19. The horizontal deformation behind the reinforced soil block for different values of L/H

شکل ۲۰. تأثیر نسبت L/H بر بیشینه نیروی کششی درون تقویت‌ها

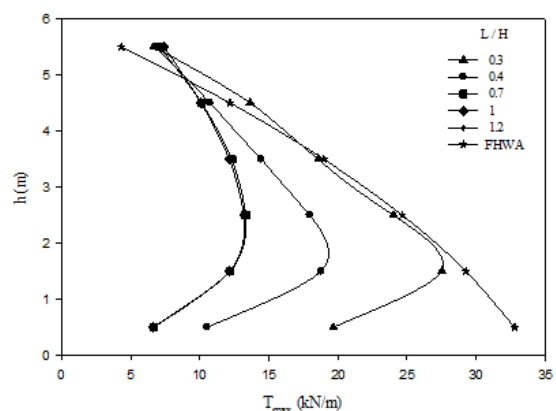


Fig. 20. Effect of L/H ratio on the maximum tensile force in the reinforcements

۶- نمونه:

برای روشن شدن موضوع و چگونگی استفاده از نمودارها، دیوار با ارتفاع ۵ متر و نسبت L/H برابر 0.7 و سختی تقویت (J) ۲۰۰۰ کیلو نیوتن بر متر در نظر گرفته شده و مشابه آنچه در شکل های (۲۵ و ۲۶) مشاهده می شود (که از شکل ۲۳ و ۲۴ گرفته شده است) مقدار بیشینه جابه جایی افقی دیوار (δ_{max}) و بیشینه نیروی کششی درون تقویت (T_{max}) مورد نظر را با استفاده از نمودارها به دست آورده و سپس این مقادیر را با نتایج به دست آمده از مدل سازی در نرم افزار FLAC مقایسه شده اند، این مقایسه در جدول (۲) آمده است.

جدول ۲. مقایسه موردی نتایج حاصل از FLAC با نتایج حاصل از نمودارها

Parameters	FLAC Result	Graphics design	Percent difference (%)
δ_{max} (mm)	19.71	21.5	-9.0
T_{max} (kN/m)	8.67	9.0	-3.8

Table 2. Compare the results of FLAC with the results of graphs

شکل ۲۵. نمودار تعیین بیشینه جابه جایی افقی دیوار (δ_{max}) برای $J=2000$ kN/m و $L/H=0.7$

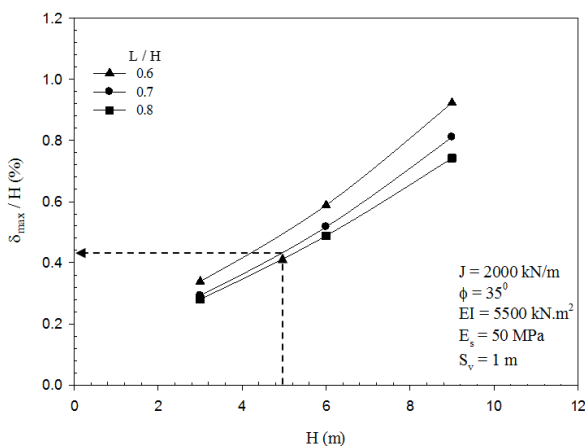


Fig. 25. The maximum horizontal displacement of the wall (δ_{max}) for $L/H=0.7$ and $J = 2000$ kN/m

شکل ۲۲. نمودار تعیین بیشینه نیروی کششی درون تقویت ها (T_{max}) برای $J=1000$ kN/m

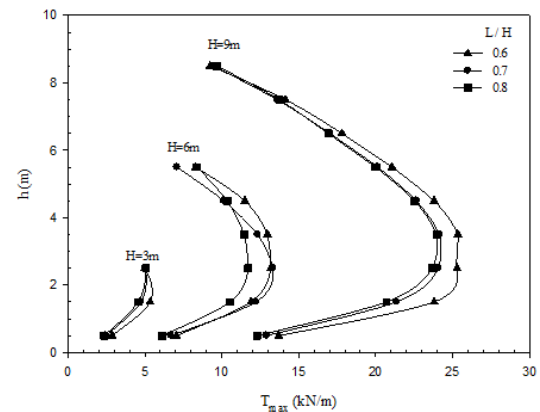


Fig. 22. The maximum tensile force in the reinforcement (T_{max}) for $J = 1000$ kN/m

شکل ۲۳. نمودار تعیین بیشینه جابه جایی افقی دیوار (δ_{max}) با توجه به نسبت L/H و $J=2000$ kN/m

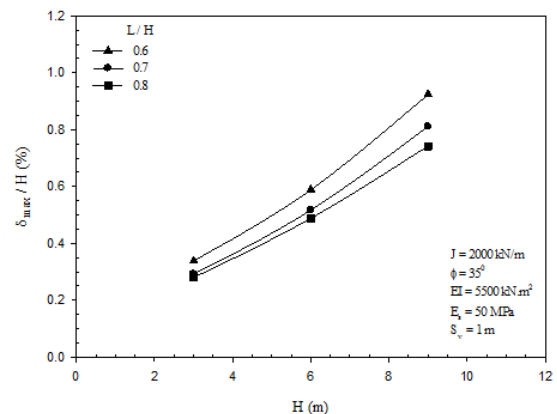


Fig. 23. The maximum horizontal displacement of the wall (δ_{max}) for $J = 2000$ kN/m

شکل ۲۴. نمودار تعیین بیشینه نیروی کششی درون تقویت ها (T_{max}) برای $J=2000$ kN/m

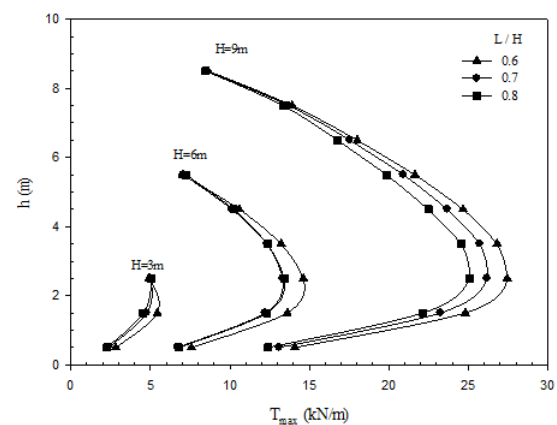


Fig. 24. The maximum tensile force in the reinforcement (T_{max}) for $J = 2000$ kN/m

شکل واژگونی دارای میزان اختلاف زیادی در لایه‌های پایینی تقویت نسبت به مقادیر محاسبه‌شده از روش حدی FHWA [21] است، حدوداً ۵ برابر مقادیر به دست آمده از روش عددی است که علت آن را می‌توان مهار پاشنه دیوار دانست.

۴- با افزایش ۲۰ درجه‌ای در زاویه اصطکاک خاکریز (از ۳۰ به ۵۰ درجه) میزان بیشینه جابه‌جایی افقی دیوار برای حالت تغییر شکل واژگونی ۳/۱ برابر و میزان بیشینه نیروی کششی درون تقویت‌ها ۲/۳ کاهش یافته است که علت آن را می‌توان کاهش سطح قسمت مسلح نشده خاکریز بالای خط نیروی صفر دانست.

۵- همان‌گونه که مشاهده شد با کاهش ۱۰ برابری مدول الاستیسیته خاکریز (از ۱۰۰ به ۱۰ مگا پاسکال) برای حالت تغییر شکل واژگونی بیشینه جابه‌جایی افقی دیوار ۲۷ درصد افزایش یافته که نسبت به بازه مورد بررسی ناچیز است. متعاقباً اثر آن بر نیروی کششی درون تقویت‌ها نیز ناچیز است.

۶- با کاهش مقدار صلبیت دیوار جلویی (از ۵۵۰۰ به ۲۴۰ کیلو نیوتن در مترمربع) محل بیشینه جابه‌جایی افقی دیوار به سمت پایین‌تر دیوار نسبت به محل اولیه تغییر می‌کند که بیشتر به علت باز توزیع نیرو در تقویت و خاک است که برای برآوردن شرایط تعادل حدی همزمان با تغییر سختی دیوار جلویی لازم هستند. برای حالت تغییر شکل واژگونی افزایش ۲۰۰ برابری صلبیت دیوار جلویی (از ۵۵ به ۱۱۰۰۰ کیلو نیوتن مترمربع) میزان بیشینه جابه‌جایی دیوار ۴۲ درصد و میزان بیشینه نیروی کششی درون تقویت‌ها ۵۵ درصد کاهش یافته است.

۷- در بررسی‌های انجام شده بهترین بازه نسبت L/H برای طراحی دیوارهای خاک مسلح بین ۰/۵ تا ۰/۸ است چرا که برای نسبت L/H برابر ۰/۸ به بعد تقریباً جابه‌جایی افقی دیوار یکسان شده است. انتخاب نسبت موردنظر به اهمیت پروژه و در نظر گرفتن هزینه بستگی دارد که پیشنهاد می‌شود که از مقدار L/H برابر ۰/۷ استفاده شود.

References

[1] Code 308, "Guideline for design of retaining walls", Management and Planning Organisation of Islamic Republic of Iran, 2005. (In Persian)

۶- مراجع

شکل ۲۶. نمودار تعیین بیشینه نیروی کششی درون تقویت‌ها (T_{max})

برای $J=2000 \text{ kN/m}$ و $L/H=0.7$

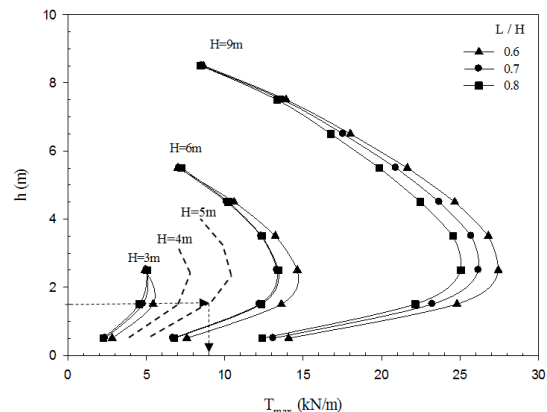


Fig. 26. The maximum tensile force in the reinforcement (T_{max}) for $L/H=0.7$ and $J = 2000 \text{ kN/m}$

۷- نتیجه گیری

نتیجه کلی گرفته شده پس از بررسی‌های انجام شده روی پارامترهای مهم سازه دیوار خاک مسلح که شامل: سختی تقویت (J)، زاویه اصطکاک خاکریز (θ)، مدول الاستیسیته خاکریز (E_s)، صلبیت دیوار جلویی (EI)، طول تقویت (L) و ارتفاع دیوار (H) به این صورت است. مهم‌ترین پارامترها در میزان تغییر شکل دیوار و بیشینه نیروی کششی درون تقویت‌ها به ترتیب سختی تقویت (J) و زاویه اصطکاک خاکریز (θ) در قسمت ویژگی‌های مصالح است و دیگر پارامترها تأثیر چندانی روی موارد مورد بررسی نداشته‌اند. در قسمت هندسه دیوار که شامل طول تقویت (L) و ارتفاع دیوار است، طول تقویت بیشترین تأثیر را داشته است و مهم‌ترین عامل برای طراحی دیوارهای خاک مسلح است.

- ۱- بیشترین اثر بر عملکرد سازه دیوار خاک مسلح در میان ویژگی‌های مصالح را سختی تقویت داشته است. با افزایش ۴ برابری در سختی تقویت‌ها، بیشینه جابه‌جایی افقی دیوار جلویی برای حالت تغییر شکل واژگونی ۲۱۷ درصد کاهش یافته است.
- ۲- اثر سختی بر بیشینه نیروی کششی درون تقویت‌ها ناچیز و قابل چشم‌پوشی است. سختی از ویژگی‌های مصالح تقویت است که به کرنش تقویت برمی‌گردد. یعنی هر چه سختی بیشتر، کرنش تقویت کمتر و در نتیجه جابه‌جایی دیوار کمتر می‌شود.
- ۳- میزان بیشینه نیروی کششی درون تقویت‌ها در حالت تغییر

- Reinforced Soil Walls", *Geotextiles and Geomembranes*, 2006, 24, pp. 52-57.
- [13] Public Works Research Institute (PWRI), Observation of Behavior of Full Scale Model Test on Reinforced Retaining Wall using Geotextile, 1997, *Report #3487, PWRI*, Japan.
- [14] Rowe, R.K., and Skinner, G.D., "Numerical Analysis of Geosynthetic Reinforced Retaining Wall Constructed on a Layered Soil Foundation", *Geotextiles and Geomembranes*, 2001, 19, pp. 387-412.
- [15] Rowe, R.K., and Ho, S.K., "Horizontal Deformation in Reinforced Soil Walls", *Canadian Geotechnical Journal*, 1998, 35, pp. 312-327.
- [16] Balakrishnan, S., and Viswanadham, B. V. S., "Performance evaluation of geogrid reinforced soil walls with marginal backfills through centrifuge model tests", *Geotextiles and Geomembranes*, 2016, 44, pp. 95-108.
- [17] Mirmoradi, S. H., and Ehrlich, M., "Modeling of the compaction-induced stress on reinforced soil walls", *Geotextiles and Geomembranes*, 2015, 43, pp. 82-88.
- [18] Wang, L., Chen, G., and Chen, S., "Experimental study on seismic response of geogrid reinforced rigid retaining walls with saturated backfill sand", *Geotextiles and Geomembranes*, 2015, 43, pp. 35-45.
- [19] Gao, Y., Yang, S., Wu, Y., Li, D., and Zhang, F., "Evaluation of oblique pullout resistance of reinforcements in soil wall subjected to seismic loads", *Geotextiles and Geomembranes*, 2014, 42, pp. 515-524.
- [20] Xue, J. F., Chen, J. F., Liu, J. X., and Shi, Z. X., "Instability of a geogrid reinforced soil wall on thick soft Shanghai clay with prefabricated vertical drains: A case study", *Geotextiles and Geomembranes*, 2014, 42, pp. 302-311.
- [21] FHWA, *Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes: Design and Construction Guidelines*, FHWA-NHI-00-043, Federal Highway Administration, US Department of Transportation, Washington D.C., 2001.
- [2] Liu, C.N., Yang, K.H., and Nguyen, M.D., "Behavior of geogrid-reinforced sand and effect of reinforcement anchorage in large-scale plane strain compression", *Geotextiles and Geomembranes*, 2014, 42, pp. 479-493.
- [3] Koerner, R.M., *Designing with Geosynthetics*, Fifth Edition, 2005.
- [4] Vieira, C.S., Lopes, M.L., and Caldeira, L.M.M.S., "Influence of Facing Panel Rigidity on Performance of Reinforced Soil Retaining Walls: A Numerical Study", *EuroGeo4*, 2008, Paper Number 244.
- [5] Klar, A., and Sas, T., "The KC Method: Numerical Investigation of a New Analysis Method for Reinforced Soil Walls", *Computers and Geotechnics*, 2010, 37, pp. 351-358.
- [6] Bathurst, R.J., and Hatami, K., "Seismic Response Analysis of a Geosynthetic-Reinforced Soil Retaining Wall", *Geosynthetics International*, 1998, 5, NOS. 1-2.
- [7] Jaber, M.B., "Behaviour of reinforced soil walls in centrifuge model tests", Ph.D. thesis, University of California at Berkeley, 1989.
- [8] Ho, S.K., and Rowe, R.K., "Predicted Behavior of Two Centrifugally Modelled Soil Walls", *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 1994, 120(10), pp.1845-1873.
- [9] El-Emam, M.M., Bathurst, R.J., and Hatami, K., "Numerical Modeling of Reinforced Soil Retaining Walls Subjected to Base Acceleration", *13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, B.C., Canada, 2004, pn. 2621.
- [10] Bathurst, R.J., and Hatami, K., "Numerical Model for Reinforced Soil Segmental Walls under Surcharge Loading", *ASCE*, 2006, 132 (6), pp. 673-684.
- [11] Huang, B., Bathurst, R.J., and Hatami, K., "Numerical Study of Reinforced Soil Segmental Walls Using Three Different Constitutive Soil Models", *ASCE*, 2009, 135 (10), pp. 1486-1498.
- [12] Al Hattamleh, O., and Muhunthan, B., "Numerical Procedures for Deformation Calculations in the

Predicting Maximum Horizontal Displacement and Maximum Tensile Force in Reinforcements for Geogrid Reinforced Soil Wall under Overturning Mechanism

A. Asakereh^{*1}, M. Ahang²

1. Assist. Prof., Dept. of Civil Engineering, University of Hormozgan. (Corresponding Author)

2. M.S. Student, Geotechnics, University of Hormozgan, Bandarabbas.

asakereh@hormozgan.ac.ir

Abstract:

Geosynthetic reinforced soil walls are usually designed based on limit equilibrium methods, ignoring the effects of foundation, reinforcement stiffness, facing, and other parameters. However, design procedures do not consider the deformation of the walls explicitly. Recently, numerical methods are used in the design and analysis of reinforced soil walls, and the programs written on this basis are used. Usually in limit methods, design of reinforced soil structures is followed by controls for external, total or internal stability. After the design of reinforcement elements, the overall stability of wall, i.e. overturning, sliding, and bearing capacity should be controlled. But in numerical methods, stress distribution and deformation can be achieved in reinforced soil walls. In this study, the finite difference method is used to perform analysis. According to the experienced deformation of the wall and boundary conditions imposed on the structure in the reference study, the wall is joint at the heel (cannot slide) and its foundation is taken as a rigid element (insufficient bearing capacity does not happen). It can be stated that obtained results of this modeling are used only for the overturning mode. In this numerical study, effect of various system parameters is merely investigated for the performance of the wall in external overturning instability mode. Among the parameters, the maximum tensile force in the reinforcements and the horizontal displacement of the wall are of interest. The important parameters of reinforced soil wall structure were studied including the reinforcement stiffness (J), the backfill soil friction angle (ϕ), the elasticity modulus of backfill soil (E_s), the facing wall rigidity (EI), the reinforcement length (L), and wall height (H). Among investigated parameters, the most important parameters are reinforcement stiffness (J) and backfill soil friction angle (ϕ) regarding the material properties; which may affect the amount of deformation of the wall and maximum tensile force in reinforcements. Other parameters do not have significant effect on the studied cases. The effect of stiffness on the maximum tensile force in the reinforcements is minimal and negligible. In the wall geometry, which includes the reinforcement length (L) and wall height (H), the reinforcement length was the most effective and the most important factor to design reinforced soil walls. Based on the numerical results, the best range of L/H ratio is between 0.5 and 0.8 since for L/H ratio equal to 0.8 and more, the horizontal displacement of the wall is considered almost the same. Due to the importance of the project and the cost, it is suggested to consider L/H equal to 0.7. In this numerical study, response curves are provided for predicting the maximum horizontal displacement of the wall and the maximum tensile force in the reinforcements. The numerical analyses show that there is a particular relation between the maximum horizontal displacements of the walls and maximum tensile forces in the reinforcements. The results are presented in the form of graphs. Using these graphs, the maximum horizontal displacement of the facing wall and the maximum tensile force in the reinforcement for walls with different heights can be predicted.

Keywords: RSW, Maximum tensile force, Horizontal displacements of the wall, FDM