

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



دانشکده مهندسی عمران

گروه مهندسی ژئوتکنیک

**ارزیابی لرزه‌ای نشست سطح زمین در مجاورت دیوارهای خاکی
پایدارسازی شده مکانیکی**

دانشجو: جواد کریمیان

استاد راهنما:

دکتر امیر بذرافشان مقدم

پایان‌نامه جهت دریافت درجه کارشناسی ارشد

آذر ۱۳۹۴

شماره: ۹۴
تاریخ: ۹۴، ۹، ۲۲
ویرایش: ۱۵۵

باسمه تعالی



فرم صورت جلسه دفاع از پایان نامه تحصیلی دوره کارشناسی ارشد

با تأییدات خداوند متعال و با استعانت از حضرت ولی عصر (عج) نتیجه ارزیابی جلسه دفاع از پایان نامه کارشناسی ارشد آقای جواد کریمیان به شماره دانشجویی ۹۲۱۱۷۵۴ رشته مهندسی عمران گرایش ژئوتکنیک تحت عنوان ارزیابی لرزه‌ای نشست سطح زمین در مجاورت دیوارهای خاکی پایدارسازی شده مکانیکی که در تاریخ ۹۴/۹/۲۲ با حضور هیأت محترم داوران در دانشگاه شاهرود برگزار گردید به شرح ذیل اعلام می‌گردد:

<input type="checkbox"/> قبول (با درجه: <u>۱۷/۷۳</u>)	<input type="checkbox"/> دفاع مجدد	<input type="checkbox"/> مردود
--	------------------------------------	--------------------------------

۱- عالی (۲۰ - ۱۹) ۲- بسیار خوب (۱۸ - ۱۸/۹۹)

۳- خوب (۱۶ - ۱۷/۹۹) ۴- قابل قبول (۱۴ - ۱۵/۹۹)

۵- نمره کمتر از ۱۴ غیر قابل قبول

عضو هیأت داوران	نام و نام خانوادگی	مرتبه علمی	امضاء
۱- استادراهنما	دکتر امیر بذرافشان مقدم	استادیار	
۲- استاد مشاور	-	-	-
۳- نماینده شورای تحصیلات تکمیلی	دکتر مهدی عجمی	استادیار	
۴- استاد ممتحن	دکتر رضا نادری	استادیار	
۵- استاد ممتحن	دکتر سید مهدی حسینی	استادیار	

رئیس دانشکده:
امضاء:

اثری کوچک است، خیلی کوچک و شاید هیچ

اما به رسم قدیم و رسم ادب

تقدیم می شود به

همسر و فرزندم

که همواره همراهم بودند و پشتیبانم برای صعود.

تشکر و قدردانی

شکر خدا را که هر چه طلب کردم از او بر منتهای همت خود کامران شدم

بر خود واجب می‌دانم از استاد ارجمند جناب آقای دکتر امیر بذر افشان مقدم، که همواره راهنما و ره‌گشای اینجانب در به ثمر رساندن این پایان‌نامه بودند خاضعانه تشکر نمایم.

همچنین از اساتید ارجمند جناب آقای دکتر نادری و جناب آقای دکتر حسینی که طی دوران تحصیل از نقطه نظرات به‌جا و سازنده آنها بهره‌مند گردیدم، و سایر اساتیدم در طول این مقطع صمیمانه سپاسگذارم.

در پایان از پدر و مادر عزیزم به خاطر تمامی زحماتشان در طول عمرم سپاس فراوان دارم.

جواد کریمیان - ۱۳۹۴

تعهد نامه

اینجانب جواد کریمیان دانشجوی دوره کارشناسی ارشد رشته مهندسی عمران گرایش ژئوتکنیک دانشکده مهندسی عمران دانشگاه شاهرود نویسنده پایان نامه ارزیابی لرزه‌ای نشست سطح زمین در مجاورت دیوارهای خاکی پایدارسازی شده مکانیکی تحت راهنمایی دکتر امیر بذر افشان مقدم متعهد می شوم.

- تحقیقات در این پایان نامه توسط اینجانب انجام شده است و از صحت و اصالت برخوردار است.
- در استفاده از نتایج پژوهشهای محققان دیگر به مرجع مورد استفاده استناد شده است.
- مطالب مندرج در پایان نامه تاکنون توسط خود یا فرد دیگری برای دریافت هیچ نوع مدرک یا امتیازی در هیچ جا ارائه نشده است.
- کلیه حقوق معنوی این اثر متعلق به دانشگاه شاهرود می باشد و مقالات مستخرج با نام « دانشگاه شاهرود » و یا « Shahrood University » به چاپ خواهد رسید.
- حقوق معنوی تمام افرادی که در به دست آمدن نتایج اصلی پایان نامه تأثیرگذار بوده اند در مقالات مستخرج از پایان نامه رعایت می گردد.
- در کلیه مراحل انجام این پایان نامه ، در مواردی که از موجود زنده (یا بافتهای آنها) استفاده شده است ضوابط و اصول اخلاقی رعایت شده است.
- در کلیه مراحل انجام این پایان نامه، در مواردی که به حوزه اطلاعات شخصی افراد دسترسی یافته یا استفاده شده است اصل رازداری ، ضوابط و اصول اخلاق انسانی رعایت شده است.

تاریخ:

امضای دانشجو

مالکیت نتایج و حق نشر

- کلیه حقوق معنوی این اثر و محصولات آن (مقالات مستخرج، کتاب، برنامه های رایانه ای، نرم افزار ها و تجهیزات ساخته شده است) متعلق به دانشگاه شاهرود می باشد. این مطلب باید به نحو مقتضی در تولیدات علمی مربوطه ذکر شود.
- استفاده از اطلاعات و نتایج موجود در پایان نامه بدون ذکر مرجع مجاز نمی باشد.

چکیده:

دیوارهای خاکی پایدارسازی شده مکانیکی (*MSE WALLS*) یکی از انواع سازه‌های نگهدارنده خاک می‌باشند که با به‌کاربردن عناصر مسلح کننده نظیر تسمه‌ها، شبکه‌های فلزی و مصالح پلیمری در خاک ساخته می‌شوند.

توانایی تحمل نشست‌های تفاضلی، عدم نیاز به تکیه گاه صلب، شکل‌پذیری بالا، امکان ساخت با ارتفاع بالای ۲۵ متر، قیمت تمام شده پایین، در دسترس بودن مصالح و سهولت اجرا از جمله مزایای این دیوارها نسبت به دیوارهای صلب و طره‌ای می‌باشند که موجب توسعه روزافزون آنها شده است.

این دیوارها از سه عنصر رویه، مسلح کننده و خاکریز تشکیل شده‌اند و پایداری آنها بوسیله اندرکنش بین رویه و مسلح کننده با خاک تامین می‌شود.

از آنجا که طراحی لرزه‌ای این دیوارها با استفاده از روش‌های نیرو نظیر روش شبه استاتیکی یا روش شبه دینامیکی قادر به محاسبه تغییر شکل این دیوارها نمی‌باشند در این پایان‌نامه با شیوه نوین طراحی بر اساس عملکرد (*Performance*) بوسیله انجام یک تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی مبتنی بر روش اجزا محدود توسط دو نرم افزار *Plaxis* و *Geo studio* با هدف بهبود عملکرد لرزه‌ای این دیوارها به ارزیابی و کنترل متغیرهایی چون نشست سطح خاکریز، جابجایی جانبی رویه، تغییر مکان ماندگار دیوار و نیروی بسیج شده در تسمه‌ها به صورت پارامتریک پرداخته شد.

عواملی که اثر آنها در مطالعات پارامتریک بر عملکرد دیوار بررسی شد عبارتند از: طول و سختی مسلح کننده فوقانی، عدم کوبش یک لایه خاک در مجاورت رویه، نسبت طول مسلح کننده به ارتفاع دیوار، نحوه توزیع مسلح کننده‌ها، استفاده از رویه سگمنتال و نوع زلزله.

نتایج نشان داد: افزایش طول مسلح کننده ردیف فوقانی بر خلاف افزایش سختی آن تاثیر بسزایی در کاهش نشست دینامیکی سطح خاکریز، جابجایی جانبی رویه و تغییر مکان ماندگار دیوار دارد؛ عدم

کوبش یک لایه خاک در مجاورت رویه که از خطاهای حین ساخت این دیوارها محسوب می‌شود تغییر مکان ماندگار را بشدت افزایش می‌دهد، که این افزایش در مطالعه حاضر تا ۶۰ درصد بود؛ مقدار ۰.۷ برای نسبت طول مسلح کننده به ارتفاع دیوار که توسط FHWA توصیه شده، با توجه به نرخ تغییرات نشست و جابه‌جایی جانبی بدست آمده از تحلیلهای تاریخچه زمانی؛ در شرایط لرزه‌ای نیز مناسب است؛ توزیع مسلح کنندها با فاصله ارتفاعی کمتر موجب کاهش نشست سطح خاکریز خواهد شد؛ برای چند زلزله با حداکثر دامنه شتاب یکسان و مدت برابر هر چه نرخ تغییرات فرکانس شتاب زلزله بیشتر باشد، نشست دینامیکی سطح خاکریز و جابه‌جایی جانبی رویه افزایش خواهد یافت.

کلمات کلیدی: دیوارهای خاکی پایدارسازی شده مکانیکی، نشست دینامیکی سطح خاکریز، عملکرد لرزه‌ای، تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی، شبیه‌سازی عددی، اجزا محدود.

لیست مقالات مستخرج از پایان نامه

نام کنفرانس: دومین کنفرانس بین المللی ژئوتکنیک و مهندسی لرزه‌ای شهری.

تاریخ کنفرانس: ۱۶ و ۱۸ شهریورماه

محل برگزاری: تبریز- ایران

مشخصات مقاله اول:

عنوان مقاله: بررسی تاثیر عدم کوبش خاکریز در مجاورت پوشش نما و طول تسمه‌ها بر تغییر مکان ماندگار دیوارهای خاکی پایدارسازی شده مکانیکی در اثر زلزله.

کد مقاله: *BGE-00144-AC*

مشخصات مقاله دوم:

عنوان مقاله: بررسی تاثیر صلبیت خمشی پوشش نما، سختی و طول تسمه‌ها بر نشست دینامیکی سطح زمین در مجاورت دیوارهای خاکی پایدارسازی شده مکانیکی در اثر زلزله.

کد مقاله: *BGE-00144-AD*

فهرست مطالب

فصل اول : کلیات و بیان مسأله.....	۱
۱-۱ مقدمه و کلیات	۲
۲-۱ بیان مسأله و ضرورت انجام تحقیق	۲
۳-۱ اهداف تحقیق	۵
۴-۱ ساختار پایان نامه	۵
فصل دوم : انواع روش‌های پایدارسازی و معرفی دیوارهای خاکی پایدارسازی شده مکانیکی	۷
۱-۲ مقدمه	۸
۲-۲ بررسی عوامل ناپایداری شیب‌های خاکی	۸
۳-۲ راهکارهای مختلف پایدارسازی شیب‌های خاکی	۸
۴-۲ انواع سازه‌های نگهبان خاک	۹
۵-۲ روند تکامل تاریخی دیوار خاکی پایدارسازی شده مکانیکی و شیب‌های خاک مسلح	۱۰
۶-۲ کاربردهای دیوارهای خاکی پایدارسازی شده مکانیکی	۱۱
۷-۲ مزایای دیوارهای خاکی پایدارسازی شده مکانیکی	۱۲
۸-۲ اجزای دیوارهای <i>MSE</i>	۱۳
۱-۸-۲ رویه (پوشش)	۱۳
۱-۱-۸-۲ پانل‌های بتنی پیش ساخته سگمنتال	۱۴
۲-۱-۸-۲ رویه‌های پیش ساخته مدولار (<i>MBW</i>)	۱۴
۳-۱-۸-۲ رویه‌های فلزی	۱۵
۴-۱-۸-۲ رویه‌های گابیونی و تورسیمی	۱۵
۵-۱-۸-۲ رویه‌های ژئوسنتتیکی	۱۵
۶-۱-۸-۲ رویه‌های پس ساخته	۱۶

۱۶ تقویت کننده‌های داخل خاکریز.
۱۷ تقویت کننده‌های فولادی
۱۸ تقویت کننده‌های ژئوسنتیکی
۱۹ خاکریز
۲۱ فصل سوم : مروری بر کارهای گذشتگان
۲۲ ۱-۳ مقدمه
۲۲ ۲-۳ مطالعات شهودی رفتار دیوارهای <i>MSE</i>
۲۴ ۳-۳ مطالعات آزمایشگاهی
۲۹ ۴-۳ مطالعات عددی
 فصل چهارم : روشهای تحلیلی و دستورالعمل‌های آیین‌نامه <i>FHWA</i> در طراحی دیوارهای خاکی
۳۵ پایدارسازی شده مکانیکی
۳۶ ۱-۴ مقدمه
۳۷ ۲-۴ محاسبه فشار جانبی خاک در شرایط دینامیکی
۳۷ ۱-۲-۴ روش <i>Mononobe - Okabe</i> (روش شبه استاتیکی)
۳۸ ۲-۲-۴ روش <i>Choudhury</i> و <i>Nimbalkar</i> (روش شبه دینامیکی)
۳۹ ۳-۴ طراحی دیوارهای نگهبان بر اساس عملکرد
۴۰ ۱-۳-۴ روش بلوک لغزشی <i>Newmark</i>
۴۱ ۲-۳-۴ روش <i>Richard</i> و <i>Elms</i>
۴۱ ۳-۳-۴ روش <i>Whitman</i> و <i>Liao</i>
۴۲ ۴-۳-۴ روش <i>Cai</i> و <i>Bathurst</i>
۴۲ ۴-۴ تحلیل و طراحی دیوارهای <i>MSE</i> بر اساس آیین‌نامه <i>FHWA</i>
۴۳ ۱-۴-۴ پایداری خارجی

۴۳ ۱-۱-۴-۴ فشار جانبی خاک
۴۴ ۲-۱-۴-۴ محاسبه تنش عمودی در پای دیوارهای <i>MSE</i>
۴۶ ۳-۱-۴-۴ پایداری در برابر لغزش
۴۷ ۴-۱-۴-۴ پایداری خارجی در شرایط لرزه‌ای
۴۹ ۲-۴-۴ پایداری داخلی
۴۹ ۱-۲-۴-۴ نیروی کششی مجاز مسلح کننده‌ها
۵۱ ۲-۲-۴-۴ کنترل پایداری داخلی بر اساس پاره شدن مسلح کننده‌ها
۵۳ ۳-۲-۴-۴ کنترل پایداری داخلی بر اساس بیرون کشیدگی مسلح کننده‌ها
۵۵ ۴-۲-۴-۴ پایداری داخلی در شرایط لرزه‌ای
۵۷ فصل پنجم : مدل‌سازی عددی و تحلیل دیوارهای <i>MSE</i>
۵۸ ۱-۵ معرفی نرم افزار <i>Plaxis</i>
۵۸ ۲-۵ انواع مدل‌های رفتاری خاک
۵۹ ۱-۲-۵ مدل الاستیک خطی
۶۰ ۲-۲-۵ مدل الاستیک-کاملاً پلاستیک
۶۴ ۳-۲-۵ بررسی کلی مدل‌های رفتاری پیشرفته
۶۶ ۳-۵ ساخت مدل مینا (<i>Wall-1</i>)
۶۶ ۱-۳-۵ خصوصیات هندسی
۶۷ ۲-۳-۵ مشخصات مصالح
۶۷ ۱-۲-۳-۵ مصالح خاکی
۶۸ ۲-۲-۳-۵ رویه
۶۸ ۳-۲-۳-۵ تسمه‌ها
۶۹ ۳-۳-۵ جذب بازتاب امواج روی مرزها

۶۹ محاسبات ۴-۳-۵
۷۰ نتایج محاسبات مدل مینا ۵-۳-۵
۷۴ مطالعات پارامتریک ۴-۵
۷۴ بررسی اثر طول و سختی مسلح کننده فوقانی ۱-۴-۵
۷۹ بررسی اثر وجود یک لایه سست در مجاورت رویه ناشی از عدم کوبش ۲-۴-۵
۸۳ بررسی اثر نسبت طول مسلح کننده به ارتفاع دیوار ۳-۴-۵
۸۷ بررسی اثر جابه‌جا نمودن فواصل مسلح کننده در طول با ارتفاع ۴-۴-۵
۹۰ بررسی اثر استفاده از رویه سگمنتال بجای رویه دال بتنی مسلح صلب ۵-۴-۵
۹۳ بررسی اثر نوع زلزله ۶-۴-۵
۹۸ بررسی عملکرد دیوارهای <i>MSE</i> با استفاده از نرم افزار <i>Geo studio</i> ۵-۵
۹۸ مقدمه ۱-۵-۵
۹۸ معرفی نرم افزار <i>Geo studio</i> ۲-۵-۵
۹۹ مطالعات عملکردی ۳-۵-۵
 بررسی اثر طول و سختی تسمه فوقانی و عدم کوبش یک لایه خاک در مجاورت رویه بر
۹۹ تغییر مکان ماندگار دیوار ۱-۳-۵-۵
۱۰۴ بررسی اثر طول و سختی تسمه فوقانی بر نشست دینامیکی سطح خاکریز ۲-۳-۵-۵
۱۰۹ فصل ششم : نتیجه گیری و پیشنهادات ۱۰-۹
۱۱۰ نتیجه گیری ۱-۶
۱۱۲ پیشنهادات برای مطالعات آتی ۲-۶
۱۱۴ منابع ۱۱-۴

فهرست شکل‌ها

- شکل ۲-۱: انواع سازه‌های نگهبان ۹
- شکل ۲-۲: مقایسه هزینه ساخت چند دیوار نگهبان ۱۲
- شکل ۲-۳: جزئیات یک دیوار *MSE* ۱۳
- شکل ۲-۴: نمونه‌ای از پانل‌های پیش ساخته سگمنتال ۱۴
- شکل ۲-۵: نمونه‌هایی از المان‌های پیش ساخته مدولار رویه ۱۴
- شکل ۲-۶: جزئیات یک دیوار *MSE* با رویه فلزی ۱۵
- شکل ۲-۷: چند نمونه دیوار *MSE* با رویه‌های مختلف ۱۶
- شکل ۲-۸: انواع تقویت کننده‌های فولادی ۱۷
- شکل ۳-۱: نمای شماتیک دستگاه میز لرزان استفاده شده توسط *Bathurst* ۲۴
- شکل ۳-۲: دیوار خاک مسلح صلب به همراه ابزارگذاری ۲۷
- شکل ۳-۳: تاریخچه زمانی نشست رووس دو دیوار در اثر زلزله های *SF-2*، *TA-1* و *SP-2* ۲۸
- شکل ۳-۴: دیوار *MSE* حاشیه غربی باند فرودگاه سیاتل تاکوما ۲۹
- شکل ۳-۵: ابعاد و ابزارگذاری دیوارهای ۱، ۲ و ۳ ۳۰
- شکل ۳-۶: مقایسه نشست سطح خاکریز در دیوارهای تک و چند ردیفه ۳۲
- شکل ۴-۱: انواع گسیختگی دیوارهای *MSE* ۳۶
- شکل ۴-۲: موقعیت زوایا و نیروهای موثر بر گوه فعال برای روش *Mononobe – Okabe* ۳۷
- شکل ۴-۳: دیوار یکسر گیردار تحت نیروهای شبه دینامیکی ۳۸
- شکل ۴-۴: اساس روش محاسبه تغییر مکان ماندگار توسط نیومارک ۴۰
- شکل ۴-۵: اساس روش محاسبه تغییر مکان ماندگار توسط *Richard* و *Elms* ۴۱
- شکل ۴-۶: توزیع فشار جانبی خاک در دیوار *MSE* با رویه قائم ۴۳
- شکل ۴-۷: توزیع فشار جانبی خاک در دیوار *MSE* با رویه شیب‌دار ۴۴

- شکل ۴-۸: محاسبه تنش عمودی پای دیوار MSE ۴۵
- شکل ۴-۹: پایداری خارجی لرزه‌ای در دیوارهای MSE ۴۷
- شکل ۴-۱۰: مقطع و فواصل طولی و عرضی در مسلح کننده‌های فلزی ۵۰
- شکل ۴-۱۱: تغییرات ضریب فشار جانبی در دیوارهای MSE ۵۱
- شکل ۴-۱۲: چگونگی تعیین تنش افقی مسلح کننده در دیوارهای MSE ۵۲
- شکل ۴-۱۳: نحوه تعیین خط گسیختگی بحرانی و مقدار L_a برای مسلح کننده‌های غیر کشسان ۵۴
- شکل ۴-۱۴: نحوه تعیین خط گسیختگی بحرانی و مقدار L_a برای مسلح کننده‌های کشسان ۵۴
- شکل ۵-۱: منحنی تنش-کرنش برای رفتار الاستیک خطی ۵۹
- شکل ۵-۲: منحنی تنش-کرنش برای رفتار الاستیک-کاملاً پلاستیک ۶۰
- شکل ۵-۳: سطح تسلیم مدل مور-کولمب در فضای تنشهای اصلی ۶۲
- شکل ۵-۴: تفاوت E_0 و E_{50} ۶۲
- شکل ۵-۵: سطح تسلیم مدل خاک سخت شونده در فضای تنشهای اصلی ۶۵
- شکل ۵-۶: منحنی تنش-کرنش در مدل‌های رفتاری ۶۵
- شکل ۵-۷: هندسه دیوار مدل مبنا ($Wall-1$) و موقعیت نقاط سنجش عملکرد ۶۶
- شکل ۵-۸: رکورد زلزله مبنا با $PGA = 239.9 \frac{cm}{s^2}$ ، اعمالی بر مدل $Wall-1$ ۶۹
- شکل ۵-۹: جابه‌جایی جانبی سطح رویه مدل $Wall-1$ در شرایط استاتیکی و دینامیکی ۷۱
- شکل ۵-۱۰: نشست سطح خاکریز مدل $Wall-1$ در شرایط استاتیکی و دینامیکی ۷۱
- شکل ۵-۱۱: تغییر مکان جانبی تاریخچه زمانی سطح رویه برای مدل $Wall-1$ ۷۲
- شکل ۵-۱۲: نشست دینامیکی تاریخچه زمانی سطح خاکریز برای مدل $Wall-1$ ۷۲
- شکل ۵-۱۳: نیروی بسیج شده در مسلح کننده‌های مدل $Wall-1$ در شرایط استاتیکی و دینامیکی ۷۳
- شکل ۵-۱۴: نمای شماتیک دیوارهای $Wall-1$ ، $Wall-2$ و $Wall-3$ در قسمت خاکریز ۷۵
- شکل ۵-۱۵: جابه‌جایی جانبی سطح رویه در مدل‌های $Wall-1$ ، $Wall-2$ و $Wall-3$ ۷۷

- شکل ۵-۱۶: نشست سطح خاکریز در مدل‌های *Wall-1*، *Wall-2* و *Wall-3* ۷۷
- شکل ۵-۱۷: جابه‌جایی جانبی تاریخچه زمانی نقطه *A* برای مدل‌های *Wall-1*، *Wall-2* و *Wall-3* ۷۸
- شکل ۵-۱۸: نشست تاریخچه زمانی نقطه *A* برای مدل‌های *Wall-1*، *Wall-2* و *Wall-3* ۷۸
- شکل ۵-۱۹: نیروی بسیج شده در مسلح‌کننده‌ها در مدل‌های *Wall-1*، *Wall-2* و *Wall-3* ۷۹
- شکل ۵-۲۰: نمای شماتیک دیوارهای *Wall-1* و *Wall-4* در قسمت خاکریز ۸۰
- شکل ۵-۲۱: جابه‌جایی جانبی سطح روبه در مدل‌های *Wall-1* و *Wall-4* ۸۱
- شکل ۵-۲۲: نشست سطح خاکریز در مدل‌های *Wall-1* و *Wall-4* ۸۱
- شکل ۵-۲۳: جابه‌جایی جانبی تاریخچه زمانی روبه برای مدل *Wall-1* و *Wall-4* در نقاط *A* و *J* ۸۲
- شکل ۵-۲۴: جابه‌جایی جانبی تاریخچه زمانی روبه برای مدل *Wall-1* و *Wall-4* در نقاط *A* و *D* ۸۲
- شکل ۵-۲۵: نمای شماتیک دیوارهای *Wall-1**، *Wall-5*، *Wall-6*، *Wall-7* و *Wall-8* ۸۳
- شکل ۵-۲۶: جابه‌جایی جانبی سطح روبه در مدل‌های *Wall-1**، *Wall-5*، *Wall-6*، *Wall-7* و *Wall-8* ۸۵
- شکل ۵-۲۷: نشست سطح خاکریز در مدل‌های *Wall-1**، *Wall-5*، *Wall-6*، *Wall-7* و *Wall-8* ۸۵
- شکل ۵-۲۸: جابه‌جایی جانبی تاریخچه زمانی نقطه *A* برای مدل‌های *Wall-1**، *Wall-5*، *Wall-6*، *Wall-7* و *Wall-8* ۸۶
- شکل ۵-۲۹: نشست تاریخچه زمانی نقطه *A* برای مدل‌های *Wall-1**، *Wall-5*، *Wall-6*، *Wall-7* و *Wall-8* ۸۶
- شکل ۵-۳۰: نمای شماتیک دیوارهای *Wall-1* و *Wall-9* در قسمت خاکریز ۸۷
- شکل ۵-۳۱: مقادیر جابه‌جایی جانبی سطح روبه در مدل‌های *Wall-1* و *Wall-9* ۸۸
- شکل ۵-۳۲: مقادیر نشست سطح خاکریز در مدل‌های *Wall-1* و *Wall-9* ۸۸
- شکل ۵-۳۳: جابه‌جایی جانبی تاریخچه زمانی روبه برای مدل‌های *Wall-1* و *Wall-9* در نقاط *A* و *J* ۸۹
- شکل ۵-۳۴: نشست تاریخچه زمانی سطح خاکریز برای مدل‌های *Wall-1* و *Wall-9* در نقاط *A* و *D* ۸۹

- شکل ۵-۳۵: نمای شماتیک دیوارهای *Wall-10* و *Wall-11* در قسمت خاکریز ۹۰
- شکل ۵-۳۶: مقادیر جابه‌جایی جانبی سطح رویه در مدل‌های *Wall-10* و *Wall-11* ۹۱
- شکل ۵-۳۷: مقادیر نشست سطح خاکریز در مدل‌های *Wall-10* و *Wall-11* ۹۱
- شکل ۵-۳۸: جابه‌جایی جانبی تاریخچه زمانی رویه برای مدل‌های *Wall-10* و *Wall-11* در نقاط *A* و *J* ۹۲
- شکل ۵-۳۹: نشست تاریخچه زمانی سطح خاکریز برای مدل‌های *Wall-10* و *Wall-11* در نقاط *C* و *F* ۹۲
- شکل ۵-۴۰: نمای شماتیک دیوارهای *Wall-12*، *Wall-14* و *Wall-15* در قسمت خاکریز ۹۳
- شکل ۵-۴۱: رکورد زلزله *Loma Prieta* با $\frac{cm}{s^2}$ $PGA=239.9$ ، اعمالی بر مدل *Wall-14* ۹۴
- شکل ۵-۴۲: رکورد زلزله *Northridge* با $\frac{cm}{s^2}$ $PGA=239.9$ ، اعمالی بر مدل *Wall-15* ۹۴
- شکل ۵-۴۳: جابه‌جایی جانبی سطح رویه در مدل‌های *Wall-12*، *Wall-14* و *Wall-15* ۹۶
- شکل ۵-۴۴: نشست سطح خاکریز در مدل‌های *Wall-12*، *Wall-14* و *Wall-15* ۹۶
- شکل ۵-۴۵: تاریخچه زمانی جابه‌جایی جانبی در نقاط *A* و *J* برای مدل‌های *Wall-12*، *Wall-14* و *Wall-15* ۹۷
- شکل ۵-۴۶: تاریخچه زمانی نشست در نقاط *A* و *D* برای مدل‌های *Wall-12*، *Wall-14* و *Wall-15* ۹۷
- شکل ۵-۴۷: طبیعت تغییرات تنش برشی در برابر کرنش برشی مصالح خاکی در بارهای لرزه‌ای ۹۹
- شکل ۵-۴۸: هندسه دیوار مدل مبنا (*Wall-20*) ۱۰۰
- شکل ۵-۴۹: مقطع تسمه‌ها در مدل‌های *Wall-20*، *Wall-21*، *Wall-22* و *Wall-23* ۱۰۰
- شکل ۵-۵۰: تاریخچه زمانی تغییر مکان ماندگار در دیوارهای *Wall-20*، *Wall-21* و *Wall-22* ۱۰۳
- شکل ۵-۵۱: تاریخچه زمانی تغییر مکان ماندگار در دیوارهای *Wall-20* و *Wall-23* ۱۰۳
- شکل ۵-۵۲: هندسه دیوار مدل مبنا (*Wall-24*) ۱۰۵
- شکل ۵-۵۳: مقطع تسمه‌ها در مدل‌های *Wall-24*، *Wall-25* و *Wall-26* ۱۰۶

شکل ۵-۵۴: تاریخچه زمانی نشست دینامیکی در دیوارهای *Wall-24* و *Wall-25* ۱۰۸

شکل ۵-۵۵: تاریخچه زمانی نشست دینامیکی در دیوارهای *Wall-24* و *Wall-26* ۱۰۸

فهرست جداول

- جدول ۱-۲: نمونه‌هایی از دیوارهای MSE ساخته شده در کشور آمریکا ۱۱
- جدول ۲-۲: مشخصات مکانیکی چند نمونه مسلح کننده فلزی ۱۷
- جدول ۱-۵: مشخصات مکانیکی خاک در قسمت‌های مختلف در مدل مینا ($Wall-1$) ۶۷
- جدول ۲-۵: موقعیت نقاط سنجش عملکرد در مدل مینا ($Wall-1$) ۶۷
- جدول ۳-۵: مشخصات تسمه فوقانی در مدل‌های $Wall-1$ ، $Wall-2$ و $Wall-3$ ۷۵
- جدول ۴-۵: مشخصات مصالح خاکی در مدل $Wall-4$ ۸۰
- جدول ۵-۵: نسبت $(\frac{L}{H})$ در مدل‌های مختلف ۸۴
- جدول ۶-۵: موقعیت نقاط سنجش عملکرد ۸۴
- جدول ۷-۵: مشخصات مکانیکی مصالح در مدل $Wall-20$ ۱۰۱
- جدول ۸-۵: مشخصات مکانیکی خاک لایه مجاور رویه در مدل $Wall-23$ ۱۰۲
- جدول ۹-۵: مشخصات مکانیکی مصالح در مدل $Wall-24$ ۱۰۶

فصل اول:

کلیات و بیان مسأله

۱-۱- مقدمه و کلیات

همانطور که در سازه‌های بتن مسلح، ضعف بتن در مقابل نیروی کششی با بکار بردن آرماتور جبران می‌شود؛ استفاده از عناصر تقویت کننده در خاک نیز باعث بهبود مقاومت کششی آن می‌شود. با قراردادن عناصر تقویت کننده نظیر تسمه‌ها، شبکه‌های فلزی، مصالح پلیمری و الیاف طبیعی و یا ترکیبی از آنها در خاک، شکل‌پذیری آن افزایش یافته و ترکیب حاصله مقاومت بهتری در برابر نیروهای کششی خواهد داشت که به این ترکیب «خاک مسلح» گفته می‌شود.

مکانیزم تسلیح خاک در اصلاح خاک ضعیف زیر فنداسیون، ساخت تانک‌های ذخیره‌سازی مصالح معدنی، احداث پناهگاه‌ها و ساخت سازه‌های نگهبان خاک کاربرد دارد. یکی از انواع سازه‌های جدید نگهبان خاک که با ایده مسلح‌سازی خاک شکل گرفته دیوارهای خاکی پایدارسازی شده مکانیکی^۱ می‌باشد. مزایای دیوارهای مذکور از قبیل شکل‌پذیری آنها در مقابل بارهای زلزله و توانایی مناسب در تحمل نشست‌های تفاضلی نسبت به سایر سازه‌های نگهبان خاک، موجب شده تا استفاده از آنها با استقبال زیادی روبرو شود.

نظر به کاربرد روزافزون این نوع دیوارها در عریض‌سازی جاده‌ها و باند فرودگاه‌ها، ساخت دیوارهای ساحلی، احداث دیوار کوله‌های پل‌ها، کنترل زمین لغزش‌ها و حفاظت شیب‌ها، در این پژوهش به تحلیل و طراحی لرزه‌ای این دیوارها پرداخته خواهد شد.

۱-۲- بیان مسأله و ضرورت انجام تحقیق

مطالعه و بررسی نمونه‌های اجرا شده دیوارهای خاکی پایدارسازی شده مکانیکی در سرتاسر جهان که زلزله را تجربه کرده‌اند نشان می‌دهد، که اغلب آنها دچار تغییر شکل شده‌اند و گسیختگی در آنها کمتر اتفاق افتاده است.

Sandri در سال ۱۹۹۴ پس از زلزله *Northridge* آمریکا با مطالعه این دیوارها، بروز ترک‌هایی را در پشت و درون بخش مسلح کننده گزارش کرد. *Ling et al.* در سال ۲۰۰۱ پس از زلزله *chi-chi*، با مطالعه شش دیوار MSE^1 بیان کردند که اکثر آسیب‌های ایجاد شده به علت عدم طراحی لرزه‌ای سازه دیوار می‌باشد. همچنین بنا به گزارش تعداد دیگری از محققین علی‌رغم وجود اظهارات رضایت بخش در زمینه رفتار انعطاف‌پذیر این دیوارها، چند نمونه از آنها در زلزله‌های *chi-chi* تایوان در سال ۱۹۹۹، زلزله *Elsalvador* و *Nisqually* آمریکا در سال ۲۰۰۱ بدلیل عدم فشردگی و تراکم ناکافی خاکریز و طول ناکافی مسلح کننده‌ها دچار نقص عملکرد بوده‌اند.

این مطالعات بیانگر آن است که طراحی لرزه‌ای رایج دیوارهای MSE بر اساس تنش‌های مجاز با استفاده از نیروهای شبه استاتیکی، برای مواقعی که تغییر شکل آنها از درجه اهمیت بالایی برخوردار است و بروز تغییر شکل‌های کوچک امکان دارد موجب از دست رفتن کارایی شده یا خسارت قابل ملاحظه‌ای پیش آورد، کفایت نمی‌نماید.

بر این اساس در دهه‌های اخیر دانشمندان و پژوهشگران متعددی بر آن شدند تا با روشهای تحلیلی، ساخت مدل‌های آزمایشگاهی و شبیه‌سازی عددی، تغییر شکل‌های این نوع دیوار را تحت اثر نیروی زلزله تعیین و معیار مفیدتری را جهت ارزیابی عملکرد آن ارائه نمایند.

امروزه طراحی بر اساس عملکرد (*Performance Method*) شیوه نوینی است که مورد توجه بسیاری از محققین قرار گرفته است. ارزیابی و کنترل پارامترهایی چون نشست سطح خاکریز و تغییر مکان جانبی در دیوارهای خاکی پایدارسازی شده مکانیکی، موجب سنجش دقیق‌تر عملکرد لرزه‌ای این سازه‌ها خواهد شد.

در این راستا تحقیقات گوناگونی صورت گرفته است:

Newmark، *Richard*، *Elms*، *Whitman* و *Cai Liao* و *Bathurst* از جمله پژوهشگرانی هستند که روشهای تحلیلی ارزیابی تغییر مکان جانبی را ارائه کرده‌اند.

1. *Mechanically Stabilized Earth*

Bathurst و *El-Emam*، *Ramaksishran*، *Matsuo*، *Liyan Wang* و اسماعیلی، میرلطیفی، نیز محققینی هستند که به مطالعه آزمایشگاهی دیوارهای *MSE* پرداختند و بیان کردند: جابجایی دیوار با زاویه قرارگیری رویه و مقاومت برشی بین قطعات بتنی رابطه مستقیم دارد؛ شتاب بحرانی دیوارهای *MSE* با پوشش سگمنتال حدود دو برابر شتاب بحرانی دیوار *MSE* با پوشش ژئوسنتتیکی می‌باشد؛ با افزایش سختی مسلح کننده‌ها جابجایی جانبی دیوار به شدت کاهش می‌یابد؛ نیروهای وارد بر دیوار و مسلح کننده‌ها به شدت تحت تاثیر نوع مسلح کننده و فاصله بین آنها است؛ و جابه‌جایی جانبی لرزه‌ای دیوار با طولانی‌تر شدن مدت شتاب حداکثر افزایش می‌یابد.

همچنین *W. Stuedlin*، *K.Z.Z. Lee*، *Huabei Liu*، *Jean Baptiste Payeur*، پژوهشگرانی هستند که به مطالعه عددی دیوارهای *MSE* پرداختند و بیان کردند: بیشینه نیروی مسلح کننده‌ها در ارتفاع برخلاف توصیه آیین‌نامه آستو، تابعی خطی نیست؛ فرکانس تشدید دیوارهای *MSE* احتمالاً با افزایش فاصله ردیفی، به میزان مشخصی افزایش خواهد یافت؛ پاسخ لرزه‌ای خاکریز تحت یک مقدار نیروی ثابت به فرکانس بارگذاری هارمونیک بستگی دارد؛ و توزیع ضریب تشدید شتاب از قسمت کف تا تاج دیواره روند افزایشی دارد.

علی‌رغم تحقیقات انجام شده، رفتار این دیوارها تحت اثر زلزله هنوز بدرستی قابل پیش‌بینی نیست. به عبارتی مکانیزم عملکرد این سازه‌ها در برابر زلزله در چهارچوب معین و با اطمینان کافی قابل تفسیر نمی‌باشد. در همین راستا طراحان سعی می‌کنند، ضرایب اطمینان بالایی را در طراحی استفاده کنند که موجب غیر اقتصادی شدن طرح می‌گردد. از آنجا که هر طرح مهندسی علاوه بر اصول فنی روی جنبه‌های اقتصادی نیز تکیه دارد و علاوه بر آن در تحقیقات گذشته توجه چندانی به مسئله نشست خاکریز در این دیوارها نشده است؛ نیاز به مطالعه و شناخت رفتار دینامیکی دیوارهای خاکی پایدارسازی شده مکانیکی به جهت تحلیل و طراحی هر چه دقیق‌تر آنها با رویکرد سنجش عملکرد لرزه‌ای، ضرورت دارد.

۱-۳- اهداف تحقیق

پیش بینی نشست و تغییر مکان جانبی دیوارهای خاکی پایدارسازی شده مکانیکی تحت اثر زلزله را می‌توان با پایش، ابزارگذاری و رفتارسنجی تعداد زیادی نمونه آزمایشگاهی بزرگ مقیاس دینامیکی انجام داد. لیکن این کار به علت هزینه‌های بالا، مقرون به صرفه نبوده و تست‌های بسیار محدودی در این رابطه انجام شده است. بنابراین در این تحقیق با استفاده از مدل‌سازی عددی توسط دو نرم افزار *PLAXIS* و *Geo Studio* اهداف زیر دنبال شده است:

- پارامترهای تاثیر گذار بر عملکرد لرزه‌ای این دیوارها با انجام مطالعات پارامتریک بررسی شده است.
- پارامترهای عملکردی دیوارهای خاکی پایدارسازی شده مکانیکی از قبیل نشست سطح خاکریز، جابه‌جایی جانبی رویه، تغییر مکان ماندگار و نیروی بسیج شده در مسلح کننده‌ها کنترل و راهکارهایی جهت بهبود عملکرد لرزه‌ای این دیوارها ارائه شده است.

۱-۴- ساختار پایان‌نامه

مطالعه حاضر با توجه به روند رو به رشد اجرای پروژه‌های عمرانی در کشور و نیز قرارگیری ایران در محدوده خطر زلزله می‌کوشد تا گامی هر چند کوچک در بهبود طراحی لرزه‌ای این نوع دیوارها بردارد. مطالب فصل‌های این تحقیق به شرح ذیل می‌باشد:

- فصل اول به ((مقدمه و کلیات)) اختصاص داده شده که در آن، بیان مسئله و ضرورت انجام تحقیق؛ اهداف پژوهش؛ و ساختار پایان‌نامه بیان شده است.
- فصل دوم به ((انواع روشهای پایدارسازی و معرفی دیوارهای خاکی پایدارسازی شده مکانیکی)) اختصاص دارد که در آن، انواع روشهای پایدارسازی؛ دسته‌بندی کلی سازه‌های نگهبان خاک؛ روند تکامل تاریخی دیوارهای *MSE*؛ کاربرد و مزایای دیوارهای *MSE* و در نهایت اجزای دیوارهای *MSE* ارائه شده است.

- فصل سوم به ((مروری بر کارهای گذشتگان)) اختصاص دارد که در آن، تحقیقات انجام شده تا کنون در سه بخش مطالعات شهودی، مطالعات آزمایشگاهی و مطالعات عددی بررسی شده است.
- فصل چهارم به ((روشهای تحلیلی و دستورالعمل‌های آیین‌نامه FHWA در طراحی دیوارهای خاکی پایدارسازی شده مکانیکی)) اختصاص دارد که در آن، روش شبه استاتیکی *Mononobe* و *Okabe*؛ روش شبه دینامیکی *Choudhury* و *Nimbalkar*؛ روش عملکردی بلوک لغزشی *Newmark*؛ روش عملکردی *Richard* و *Elms*؛ روش عملکردی *Whitman* و *Liao*؛ روش عملکردی *Cai* و *Bathurst*؛ و در نهایت تحلیل و طراحی دیوارهای *MSE* بر اساس آیین‌نامه FHWA ارائه خواهد شد.
- فصل پنجم به ((مدل‌سازی عددی و تحلیل لرزه‌ای)) اختصاص دارد که در آن، معرفی نرم‌افزار *Plaxis*؛ انواع مدل‌های رفتاری خاک؛ بررسی دقیق مدل رفتاری الاستیک کاملاً پلاستیک و پارامترهای آن؛ بررسی کلی مدل‌های رفتاری پیشرفته؛؛ چگونگی انجام محاسبات پلاستیک و تحلیل دینامیکی؛ مطالعات پارامتریک؛ معرفی نرم‌افزار *Geo studio* و مطالعات عملکردی ارائه شده است.
- در فصل ششم؛ نتایج تحقیق و پیشنهادها برای مطالعات آتی ذکر شده است.

فصل دوم:

انواع روش پایدارسازی و معرفی دیوارهای

خاکی پایدارسازی شده مکانیکی

۲-۱- مقدمه

با توجه به اینکه دیوارهای خاکی پایدارسازی شده مکانیکی (*MSE Walls*) یکی از روش‌های نوین پایدارسازی شیب‌های خاکی می‌باشد، در این فصل پس از تبیین جایگاه این دیوارها در میان انواع روش‌های پایدارسازی شیب‌های خاکی، به تشریح ابعاد گوناگون این دیوارها اعم از روند تکامل تاریخی، کاربردها، مزایا و مشخصات فنی اجزا مختلف آن پرداخته می‌شود.

۲-۲- بررسی عوامل ناپایداری شیب‌های خاکی

ناپایداری یک شیب خاکی زمانی رخ می‌دهد که میزان نیروی مقاوم برای مقابله با نیروی محرک کفایت ننماید. بر این اساس اطلاع از عوامل ناپایدار کننده شیب‌های خاکی به خاطر ارائه راهکارهای مناسب در جهت جلوگیری از وقوع آن ضروری است. مهمترین این عوامل عبارتند از:

- کافی نبودن مقاومت برشی توده خاک، ناشی از وجود خاک‌های با دانه بندی نامناسب، خاک‌های سست و خاک‌های رمبنده؛
- از بین رفتن مقاومت برشی توده خاک، ناشی از افزایش فشار آب حفره‌ای و در پی آن وقوع پدیده‌هایی چون رگاب و روان‌گرایی؛
- بارهای استاتیکی مانند اعمال سربار روی خاکریز و بالای دیوار، وزن گوه لغزش و دینامیکی نظیر زلزله، انفجار و بار ترافیک عبوری.

۲-۳- راهکارهای مختلف پایدارسازی شیب‌های خاکی

هرچند استفاده از روش‌هایی چون اصلاح هندسی شیب، تکنیک‌های بیو مهندسی (کاشت گیاه روی سطح شیب) و سیستم‌های زهکشی، در کاهش نیروهای محرک و پایداری هرچه بیشتر شیب‌های خاکی موثرند، لیکن در شرایطی که شیب‌های خاکی تحت تاثیر نیروهای محرکی چون زلزله واقع

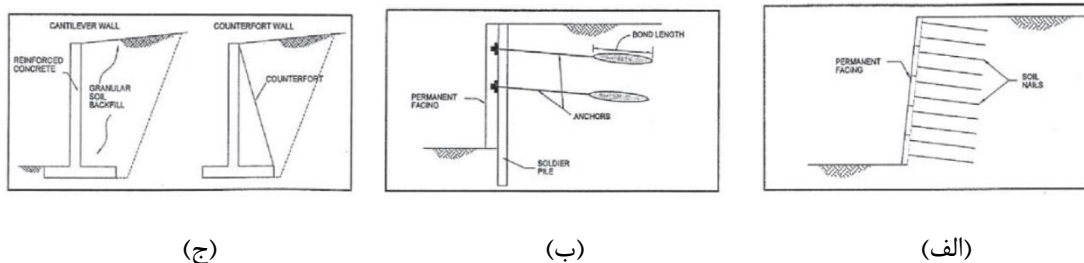
می‌شوند، استفاده از مکانیزم‌های افزایشده نیروی مقاوم ضرورت می‌یابد. این مکانیزم‌ها از نظر عملکرد به دو روش زیر قابل تقسیم می‌باشند:

الف) روش‌هایی که باعث افزایش مقاومت داخلی توده لغزشی می‌شوند؛ مانند: تراکم دینامیکی، تزریق نفوذی، اختلاط عمیق (جت گروتینگ) و ساخت ستون‌های شنی.

ب) احداث سازه نگهدارنده خاک در جلوی شیب با هدف افزایش نیروی مقاوم در پنجه توده لغزشی.

۲-۴- انواع سازه‌های نگهدارنده خاک

احداث سازه نگهدارنده در جلوی شیب، ضمن مهار هر گونه لغزش، امکان استفاده بهتر از زمین‌های اطراف را فراهم می‌کند. سازه‌های نگهدارنده براساس چگونگی روش احداث، به دو دسته خاکریزی شده و خاکبرداری شده؛ و بر حسب چگونگی روش تامین پایداری، به دو دسته پایدارسازی شده داخلی و پایدارسازی شده خارجی تقسیم می‌شوند. برخی از انواع سازه نگهدارنده آن در شکل ۱-۲ نشان داده شده است.



شکل ۱-۲: انواع سازه‌های نگهدارنده: (الف): دیوار MSE (ب): دیوار دیافراگمی مهارشده (ج): دیوار نگهدارنده وزنی و طره‌ای [۱]

بر اساس طبقه‌بندی FHWA آن دسته از سازه‌های نگهدارنده که به روش خاکریزی احداث و به صورت داخلی پایدارسازی می‌شوند به دو دسته اصلی؛ دیوارهای خاکی پایدارسازی شده مکانیکی (MSE Walls) و شیب‌های خاک مسلح (RSS)^۱ تقسیم بندی می‌شوند. این سازه‌های نوین نگهدارنده خاک که

1. Reinforced soil slope

به سازه‌های خاک مسلح^۱ در اصطلاح تجاری معروف هستند، با قرار دادن چندین لایه مسلح کننده شبیه آرماتور در داخل خاک ساخته می‌شوند.

۲-۵- روند تکامل تاریخی دیوار خاکی پایدارسازی شده مکانیکی و شیب خاک مسلح

برای سالیان سال، سازه‌های نگهبان خاک تقریباً تنها از بتن مسلح ساخته و به صورت دیوار نگهبان وزنی یا طره‌ای طراحی می‌شدند. این سازه‌ها الزاماً از نوع صلب بوده و توانایی سازگاری با تغییر شکل‌های نامتقارن را ندارند؛ مگر آنکه بر روی پی‌های عمیق مستقر شوند.

همچنین با افزایش ارتفاع خاک و شرایط نامناسب خاک بستر، هزینه ساخت دیوارهای نگهبان ساخته شده از بتن مسلح به شدت افزایش می‌یابد.

دیوارهای خاکی پایدارسازی شده مکانیکی و شیب‌های خاک مسلح از جمله سازه‌های نگهبان خاکی شکل‌پذیر و مقرون به صرفه‌ای می‌باشند که نسبت به دیوارهای بتنی مسلح توانایی تحمل تغییر شکل‌های نامتقارن بیشتری را دارند.

در این سازه‌های نگهبان می‌توان با قرار دادن عناصر تقویت کننده کششی، استحکام خاک را به صورت معنی‌داری بهبود بخشید. به نحوی که رویه سیستم خاک مسلح اساساً خود ایستا می‌شود.

عناصر تقویت کننده خاک اجزایی هستند که از گذشته‌های دور، جهت بهبود خصوصیات مکانیکی خاک مورد استفاده قرار گرفته‌اند. استفاده از کاه و نی برای بالا بردن مقاومت خشت‌های خام به ابتدای تاریخ بشری بر می‌گردد. طی قرون ۱۷ و ۱۸، مهاجرین فرانسوی ساکن حاشیه خلیج فاندی در کانادا برای محکم کردن خاکریزها، ترکه‌ها و شاخه‌های درختان را به کار می‌بردند.

پیشگام روش‌های نوین امروزی مسلح سازی خاک برای ساخت سازه‌های نگهبان، مهندس و معمار فرانسوی به نام *Henri Vidal* در اوایل دهه ۱۹۶۰ بود. وی استفاده از تسمه‌های فولادی که با فواصل

1. Reinforced earth structure

معین در ارتفاع و عرض خاک قرار می‌گرفت و در قسمت نمای شیب خاکی با نوعی پوشش درگیر می‌شد را به عنوان سازه‌های نگهبان خاک پیشنهاد کرد.

تحقیق و پژوهش‌های *Henri Vidal* منجر به اختراع و تکامل سازه‌های خاک مسلح گردید. در جدول ۱-۲ برخی از دیوارهای ساخته شده در آمریکا، با ارتفاع بیش از ۲۰ متر که مربوط به سال‌های ۱۹۸۰ تا ۲۰۱۰ می‌باشد را مشاهده می‌کنید.

جدول ۱-۲: نمونه‌هایی از دیوارهای *MSE* ساخته شده در کشور آمریکا

سال تکمیل	ارتفاع	محل احداث
۱۹۸۱	۲۰ متر	ایالت میسوری
۱۹۹۹	۳۸ متر	ایالت یوتا
۱۹۹۶	۳۰ متر	ایالت جورجیا
۲۰۰۱	۳۲ متر	ایالت کلرادو
۲۰۱۰	۴۶ متر	ایالت سیاتل

نظر به اینکه شیب‌های خاک مسلح در این تحقیق مورد مطالعه قرار نمی‌گیرند در ادامه به تشریح دیوارهای خاکی پایدارسازی شده مکانیکی پرداخته می‌شود.

۲-۶- کاربرد دیوارهای خاکی پایدارسازی شده مکانیکی

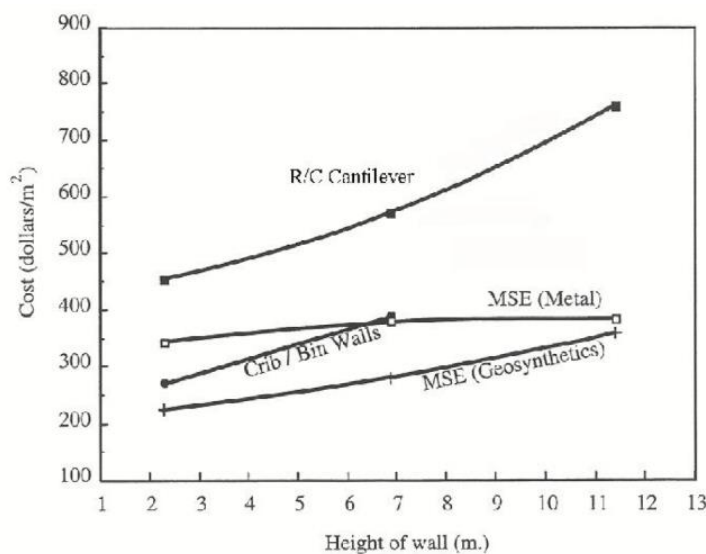
دیوارهای *MSE* از جمله سازه‌های مقرون به صرفه، جهت حفظ و نگهداری خاک نسبت به دیوارهای نگهبان وزنی یا بتنی هستند. این سازه‌ها گزینه بسیار مناسب و کم خرج جهت احداث دیوار نگهبان در زمین‌های شیب‌دار، زمین‌های در معرض لغزش، نواحی با حریم محدود و نقاطی که خاک پی ضعیف است، می‌باشند. همچنین در ساخت دیوارهای ساحلی، عریض‌سازی جاده‌ها و باند فرودگاه‌ها از این دیوار استفاده می‌شود.

۷-۲- مزایای دیوارهای خاکی پایدارسازی شده مکانیکی

استفاده از دیوارهای MSE جهت ساخت سازه‌های نگهبان خاک چه از نظر فنی و چه از نظر اقتصادی در اکثر موارد بر دیگر روش‌ها برتری دارد و این روش می‌تواند در اولویت انتخاب سازه‌های نگهبان خاک قرار گیرد. بطور کلی استفاده از این دیوارها دارای مزایای زیر است:

- روش ساخت آنها ساده بوده و به تجهیزات خاص و بزرگی برای احداث نیاز ندارد؛
- جهت احداث آنها به صنعتگران مجرب با مهارت‌های خاصی، نیازی نیست؛
- این دیوارها در حین عملیات ساخت، فضای اندکی در جلوی سازه نیاز دارند؛
- سطح اشغال این دیوارها نسبت به سایر سازه‌های نگهبان کمتر است؛
- به دلیل شکل‌پذیری مناسب به تکیه‌گاه سخت و صلب نیاز ندارند؛
- به لحاظ اصول فنی، ساخت چنین دیوارهایی با ارتفاع بالای ۲۵ متر امکان پذیر است؛
- هزینه ساخت آنها پایین است.

ساخت دیوارهای MSE با ارتفاع بیش از ۳ متر بر روی پی با استحکام متوسط، از دیوارهای نگهبان بتن مسلح ارزان تر تمام می‌شود. در شکل ۲-۲ مقایسه‌ای بین هزینه‌های ساخت چند دیوار نگهبان صورت گرفته است.

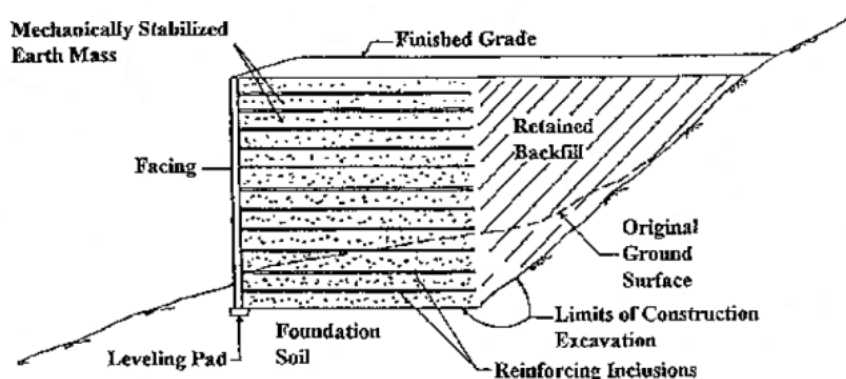


شکل ۲-۲: مقایسه هزینه ساخت چند دیوار نگهبان [۲]

۸-۲- اجزای دیوارهای MSE

هرچند ساخت دیوارهای MSE به روش‌های گوناگونی صورت می‌گیرد، لیکن اجزای این دیوارها مطابق شکل ۲-۳ به سه دسته اصلی تقسیم می‌شوند:

الف) خاکریز که از خاک دانه‌ای است؛
ب) تقویت کننده‌های داخلی خاکریز؛
ج) رویه.



شکل ۲-۳: جزئیات یک دیوار MSE [۲]

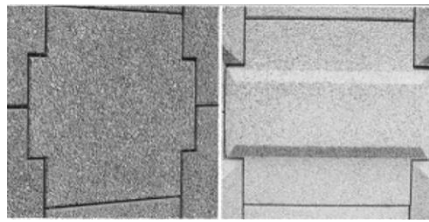
۸-۲-۱- رویه (پوشش)

نوع رویه به کار رفته در دیوارهای MSE زیبایی این سازه‌ها را مشخص می‌کند، چرا که این بخش، تنها اجزایی از سازه تکمیل شده‌اند که رویت می‌شوند. المان‌های رویه، محافظی در برابر ریزش خاکریز و فرسایش بوده و در برخی حالات مسیرهایی را برای زهکشی فراهم می‌آورد. انواع اصلی مصالح رویه عبارتند از:

- پانل‌های بتنی پیش ساخته سگمنتال؛
- رویه‌های پیش ساخته مدولار (MBW)؛
- رویه‌های فلزی؛
- رویه‌های گابیونی و تور سیمی؛
- رویه‌های ژئوسنتتیک؛
- رویه‌های پس ساخته.

۲-۸-۱-۱- پانل‌های بتنی پیش ساخته سگمنتال

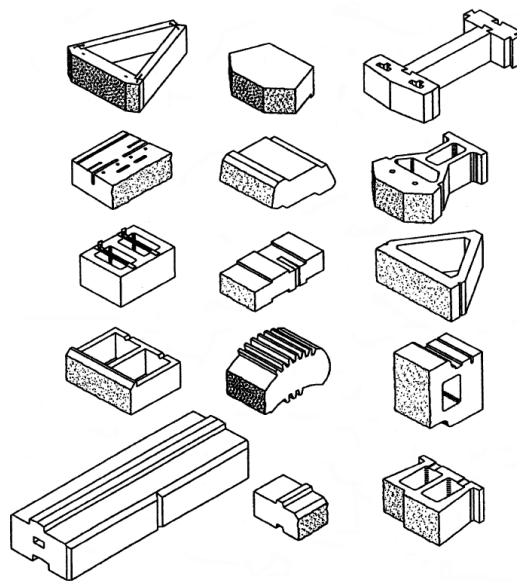
این پانل‌ها دارای حداقل ضخامت 140 mm بوده و از نظر شکل هندسی: صلیبی، مربع، مستطیل، لوزی یا شش ضلعی هستند. بسته به اندازه و ابعادی که این پانل‌ها دارند نیازمند آرماتور کششی یا حرارتی می‌باشند. در شکل ۲-۴ چند نمونه از این پانل‌ها نشان داده شده است. المان‌های بتنی به لحاظ دوام و اقتصادی بودن بیشتر مورد استفاده قرار می‌گیرند.



شکل ۲-۴: نمونه‌ای از پانل‌های پیش ساخته سگمنتال [۲]

۲-۸-۱-۲- رویه‌های پیش ساخته مدولار (MBW)

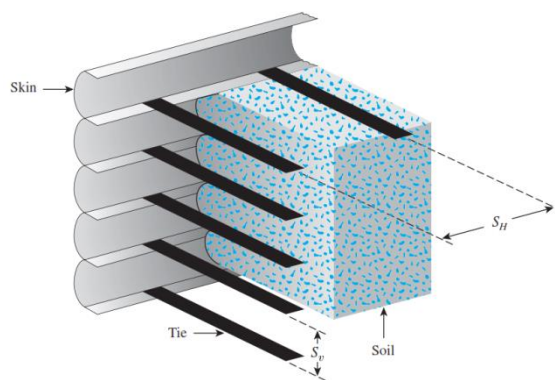
این رویه‌ها از قطعات بتنی ضخیم نسبتاً کوچک ساخته می‌شوند و جرم آنها بین ۱۵ تا ۵۰ کیلوگرم است. ارتفاع نمای اکسپوز آنها بین ۲۰۰ تا ۴۵۰ میلی‌متر، طول نمای اکسپوز ۱۰۰ تا ۲۰۰ میلی‌متر و بعد عمود بر دیوار این المان‌ها بین ۲۰۰ تا ۶۰۰ میلی‌متر است. در شکل ۲-۵ نمونه‌هایی از این المان‌های مدولار نشان داده شده است.



شکل ۲-۵: نمونه‌هایی از المان‌های پیش ساخته مدولار رویه [۲]

۲-۸-۱-۳- رویه‌های فلزی

سازه‌های اولیه خاک مسلح، همانند شکل ۲-۶، دارای المان‌هایی از جنس ورق‌های فولادی گالوانیزه به شکل نیم بیضی بودند که لبه آن برگشته بود تا در موقع جایگذاری به قطعات مجاور متصل گردد. هرچند معمولاً امروزه استفاده از پانل‌های بتنی پیش ساخته در دیوارهای *MSE* یک رویه متداول است، لیکن در مناطق با دسترسی دشوار که استفاده از اجزای سبک‌تر رویه ضرورت پیدا می‌کند، استفاده از المان‌های فلزی مناسب و به‌جا می‌باشد.



شکل ۲-۶: جزئیات یک دیوار *MSE* با رویه فلزی [۳]

۲-۸-۱-۴- رویه‌های گابیونی و تورسیمی

رویه‌های گابیونی و شبکه‌های سیمی جوش داده شده (تورسیمی)، از این جهت که سطح تمام شده صافی را دارا نیستند کمتر مورد استفاده قرار می‌گیرند. از جمله ضعف‌های دیگر این نوع المان‌ها عدم پوشش خاکریز، فرسایش زیاد خاک؛ خوردگی المان‌های مسلح کننده و عمر کوتاه آن نسبت به سایر المان‌های رویه است.

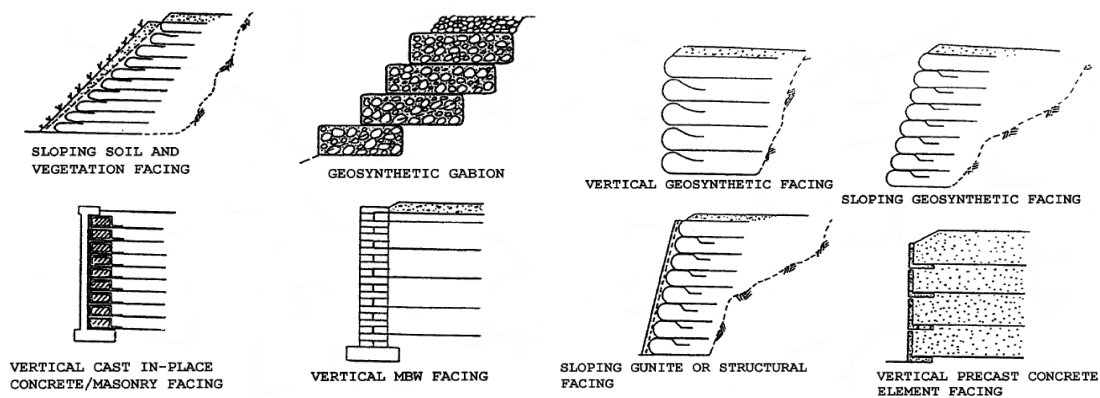
۲-۸-۱-۵- رویه‌های ژئوسنتتیکی

در این رویه‌ها انواع مختلفی از تقویت کننده‌های ژئوتکستایل به شکل حلقه‌ای، دور تا دور نما را فرا می‌گیرند تا رویه اکسپوز دیوار *MSE* را بسازند. اینگونه نماها مستعد خرابی ناشی از نور ماورا بنفش، تخریب ناشی از ضربه، آسیب و خسارت ناشی از حریق می‌باشند.

۲-۸-۱-۶- رویه‌های پس ساخته

در این رویه‌ها پس از اتمام ساخت دیوار *MSE* با رویه‌ای از جنس تورسیمی یا گابیون، ابتدا عملیات شاتکریت (بتن پاشی) یا بتن درجاریز انجام و سپس نسبت به نصب انواع رویه‌های پیش ساخته بتنی، فلزی یا چوبی اقدام می‌شود. هرچند این روش ناماسازی چند مرحله‌ای باعث بالا رفتن هزینه می‌شود، لیکن در عین حال برای حالاتی که احتمال جابه‌جایی جانبی و نشست زیاد می‌باشد، مفید و سودمند است.

در شکل ۲-۷ چند دیوار با رویه‌های مختلف نشان داده شده است.



شکل ۲-۷: چند نمونه دیوار *MSE* با رویه‌های مختلف [۲]

۲-۸-۲- تقویت کننده‌های داخل خاکریز

بطور کلی المان‌های تقویت کننده‌ای که در دیوارهای *MSE* به کار گرفته می‌شوند به دو گروه اصلی المان‌های فولادی و المان‌های ژئوسنتتیکی تقسیم می‌شوند. المان‌های فولادی برای ساخت دیوارهایی به کار می‌رود که المان رویه آنها از پانل‌های پیش ساخته سگمنتال باشد و المان‌های ژئوسنتتیکی برای ساخت دیوارهایی به کار می‌رود که المان رویه آنها مدولار (*MBW*) باشد.

۲-۸-۱-۲- تقویت کننده‌های فولادی

این تقویت کننده‌ها در دیوارهای MSE ساخته شده با المان‌های رویه سگمنتال کاربرد دارند. تقویت کننده‌های فلزی عموماً به دو دسته تقسیم بندی می‌شوند؛ تسمه‌های فولادی و شبکه‌های فولادی جدول ۲-۲ مشخصات فنی چند نمونه از تسمه‌ها را نشان می‌دهد.

جدول ۲-۲: مشخصات مکانیکی چند نمونه مسلح کننده فلزی

تنش مجاز kg/m^2	تغییر طول %	حد ارتجاعی kg/m^2	حد گسیختگی kg/m^2	ضخامت mm	نوع فلز
۱۲	۲۵	۲۴	۳۶	۳	فولاد گالوانیزه
۱۵	۶	۲۳	۳۰	۲	آلیاژ آلومینیومی
۲۴	۷.۵	۵۰	۶۵	۱.۵	استیل

تسمه‌های آجدار^۱ غالباً دارای ضخامتی در حدود ۴ یا ۵ میلیمتر و پهنای ۵۰ تا ۶۰ میلیمتر و تسمه‌های صاف^۲ دارای ضخامتی در حدود ۳ تا ۵ میلیمتر و پهنای ۶۰ تا ۱۲۰ میلیمتر هستند. در شکل ۲-۸ نمونه‌ای از تسمه‌های فولادی و شبکه‌های سیمی به همراه چگونگی نصب آنها نشان داده شده است.



(ب)



(الف)

شکل ۲-۸: انواع تقویت کننده‌های فولادی: (الف) تسمه فولادی (ب) شبکه سیمی [۲]

1. Ribbed Strip
2. Smooth Strip

به جهت دوام هرچه بیشتر المان‌های تقویت کننده فولادی از فولاد گالوانیزه استفاده می‌شود. لیکن در شرایط خورنده ترجیح داده می‌شود تا با رنگ اپوکسی پوشش داده شوند.

شدت خوردگی تسمه‌های فولادی تابع عوامل محیطی است. Lee در سال ۱۹۷۵ سرعت متوسط خوردگی تسمه‌های فولادی را بین ۰.۰۲۵ تا ۰.۰۵ میلیمتر در سال پیشنهاد کرد. بنابراین در طراحی تسمه‌های فولادی، باید اضافه ضخامتی برای جبران خوردگی منظور گردد. [۴] بنابراین داریم:

$$t_c = t_d + r \times (\text{عمر پیش بینی شده})$$

که در آن :

t_c : ضخامت واقعی تسمه که باید در ساخت سازه مورد استفاده قرار گیرد.

t_d : ضخامت به دست آمده برای تسمه در محاسبات طراحی.

r : سرعت خوردگی.

۲-۲-۸-۲- تقویت کننده‌های ژئوسنتتیکی

ژئوسنتتیک‌ها منسوجات و یا ورقه‌های ساخته شده از الیاف نفتی هستند که خاصیت اصلی آنها علاوه بر بالا بودن مقاومت کششی، فساد ناپذیر بودن در مقابل عوامل خورنده درون خاک است. ژئوسنتتیک‌ها انواع گوناگونی نظیر: ژئوگرید، ژئوتکستایل، ژئوممبران، ژئونت، ژئومت، ژئوکامپوزیت و بیومت دارند که هر یک از آنها برحسب خاصیت، کاربردهای مختلفی دارند. المان‌های تقویت کننده ژئوسنتتیکی در دیوارهای MSE ساخته شده با المان‌های مدولار (MBW) به کار رفته و به سه دسته زیر تقسیم می‌شوند:

الف) ژئوگرید پلی اتیلن با دانسیته بالا (HDPE)؛

ب) ژئوگرید پلی استر پوشیده شده با پی وی سی (PET)؛

ج) ژئوتکستایل‌ها.

۲-۸-۳- خاکریز

دیوارهای *MSE* برای داشتن دوام و ماندگاری، زهکشی مطلوب، قابلیت ساخت سریع و اندر کنش مسلح کننده‌ها با خاک، نیازمند خاکریزی از مصالح دانه‌ای خوب دانه‌بندی شده می‌باشند. عملکرد بسیاری از سازه‌های *MSE* وابسته به اصطکاک بین عناصر تقویت کننده و خاک است. در چنین مواردی، بر ضرورت استفاده از خاکی با زاویه اصطکاک داخلی بالا تاکید شده است. از نقطه نظر تسلیم، می‌توان در سازه‌های *MSE* از خاکریزهای باکیفیت پایین‌تر استفاده کرد، اما از جمله مزایای استفاده از یک خاکریز دانه‌ای باکیفیت، بی‌نیاز بودنش به سیستم زهکشی، تامین دوام بیشتر و بهتر برای آرماتورهای فلزی و نیاز آن به تسلیح و آرماتوربندی کمتر است.

فصل سوم:

مروری بر کارهای گذشتگان

۳-۱- مقدمه

عدم شناخت کافی از نحوه رفتار دیوارهای خاکی پایدارسازی شده مکانیکی ما را از طراحی موثر و صحیح آنها دور نگه می‌دارد. هر چند این شناخت تا حدود زیادی در رفتار استاتیکی این سازه‌ها وجود دارد، اما رفتار دینامیکی آنها هنوز ناشناخته است. در ادامه بر روی رفتار مشاهده شده از این دیوارها حین زلزله و همچنین مطالعات آزمایشگاهی و عددی انجام شده در گذشته، مروری اجمالی خواهیم داشت.

۳-۲- مطالعات شهودی رفتار دیوارهای *MSE*

۳-۲-۱- مطالعات *Sandri* [۵]

Sandri در سال ۱۹۹۴ پس از زلزله *Northridge* آمریکا در همان سال، به مطالعه‌ی رفتار لرزه‌ای دیوارهای *MSE* با رویه سگمنتال بلندتر از ۴.۵ متر در منطقه لوس‌آنجلس پرداخت. او نشان داد در میان بیش از ۱۱ دیواری که در ۹۳ تا ۱۱۳ کیلومتری مرکز زلزله واقع شده بودند، در ۹ دیوار نشانه‌ای از تخریب دیده نشد و در ۲ دیوار دیگر تنها ترک‌هایی در پشت و درون بخش مسلح شده مشاهده گردید.

۳-۲-۲- مطالعات *Tatsuoko et al.* [۶] و *Tateyama et al.* [۷]

پس از زلزله *Hanshin* ژاپن در سال ۱۹۹۵، *Tatsuoko et al.* به مطالعه رفتار یک دیوار *MSE* ژئوسنتتیکی به ارتفاع ۶.۲ متر پرداختند. شتاب ماکزیمم فرض شده در طراحی دیوار ۰.۷g بود. این دیوار تنها ۲۶۰ میلیمتر در بالا و ۱۰۰ میلیمتر در پایین دچار تغییر مکان شده بود؛ اما هیچ نشانه‌ای از ترک یا خسارت در آن دیده نشد.

Tateyama et al. در همان سایت تعدادی از دیوارهای نگهبان وزنی غیر مسلح را بررسی نمودند. دیوارهای آجری و بتنی در این حادثه به شدت خسارت دیده یا تخریب شده بودند.

۳-۲-۳- مطالعات *Ling et al.* [۸]

Ling et al. در سال ۲۰۰۱ پس از زلزله *chi-chi* تایوان به سال ۱۹۹۹، شش دیوار *MSE* را مورد مطالعه قرار دادند و نتیجه گرفتند: اکثر آسیب‌های ایجاد شده به علت عدم طراحی لرزه‌ای سازه می‌باشد. اتصالات میان بلوک‌های بتنی و مسلح‌کننده‌ها می‌بایست مقاومت کافی در برابر فشار جانبی در شرایط لرزه‌ای را داشته باشد و در مناطقی که هر دو نوع دیوار *MSE* و دیوار نگهبان وزنی وجود داشت کارایی دیوار *MSE* بهتر بود.

۳-۲-۴- مطالعات *Chen et al.* [۹]، *Ling et al.* [۸]، *Keramer* و *Paulsen* [۱۰]، *Race* و

Delcid [۱۱] و *Hung et al.* [۱۲]

بنا به گزارش *Chen et al.*، *Ling et al.*، *Keramer* و *Paulsen* و *Race* و *Delcid* در سال ۲۰۰۱ و گزارش *Hung et al.* در سال ۲۰۰۳ به رغم وجود اظهارات رضایت بخش در زمینه رفتار انعطاف‌پذیر دیوارهای *MSE*، چند نمونه از این دیوارها در زلزله‌های *chi-chi* تایوان به سال ۱۹۹۹، *Elsalvador* و *Nisqually* آمریکا به سال ۲۰۰۱ دچار نقص عملکرد بوده‌اند. بعضی از دلایل این نقص عملکرد به شرح ذیل است:

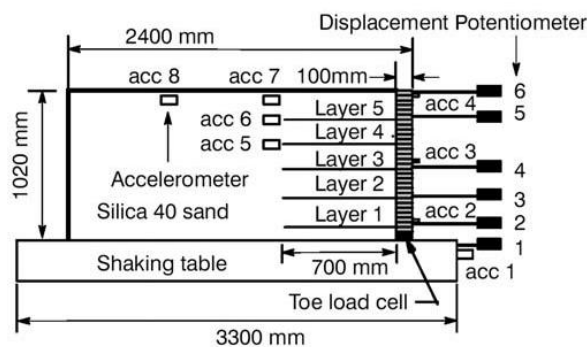
- عدم فشردگی و تراکم ناکافی خاکریز؛
- استفاده از مصالح ضعیف در پی؛
- فاصله‌گذاری زیاد در بین مسلح‌کننده‌ها؛
- طول ناکافی تسلیح (مثلاً طولی کمتر از ۰.۷ ارتفاع دیوار)؛
- بارهای اضافی ناشی از سازه‌های مجاور.

۳-۳- مطالعات آزمایشگاهی

۳-۳-۱- مطالعات *Bathurst et al.* [۱۳]

Bathurst et al. در سال ۱۹۹۶ با استفاده از میز لرزان به بررسی پایداری لرزه‌ای دیوارهای *MSE* با رویه سگمنتال پرداختند. هدف آنها از این آزمایش بررسی تاثیر مقاومت برشی بین بلوک‌ها بر روی عملکرد دیوار بود. شکل ۱-۳ نمایی از ابعاد و شکل دستگاه را نشان می‌دهد. آنها نتیجه گرفتند:

- جابجایی دیوار با زاویه قرارگیری رویه و مقاومت برشی بین قطعات بتنی رابطه مستقیم دارد و آنالیز شبه استاتیکی نیز این موضوع را تایید می‌کند؛
- در حین بارگذاری، میزان نیروی کششی تولید شده در مسلح کننده‌ها خیلی کمتر از مقدار مورد انتظار می‌باشد؛



شکل ۱-۳: نمای شماتیک دستگاه میز لرزان استفاده شده توسط *Bathurst* [۱۳]

۳-۳-۲- مطالعات *Matsuo et al.* [۱۴]

Matsuo et al. در سال ۱۹۹۸ با انجام آزمایش میز لرزان بر روی شش دیوار *MSE* ژئوسنتتیکی اثر طول مسلح کننده، جنس رویه، ارتفاع دیوار، زاویه شیب و شکل موج ورودی را مورد مطالعه قرار دادند. نسبت طول مسلح کننده به ارتفاع دیوار ($\frac{L}{H}$) برابر ۰.۴ و ۰.۷ انتخاب شد و مسلح کننده از جنس ژئوگرید پروپیلن بودند. نتایج آنها نشان داد:

- دیوارها در برابر زلزله کوبه نسبت به طیف سینوسی پایدارتر بودند؛

- دیوار با پوشش یکپارچه بتنی تغییر مکان بیشتری نسبت به دیوار با پوشش سگمنتال دارد که غیر قابل انتظار بود؛
- علی رغم آنکه دیوارها در آنالیز تعادل حدی ضریب اطمینان کمتر از یک داشتند لیکن در طول آزمایش میز لرزان از پایداری کامل برخوردار بودند. این امر به فرض صلب بودن دیوار در آنالیز تعادل حدی برمی‌گردد.

۳-۳-۳- مطالعات *Ramaksishran et al.* [۱۵]

- Ramaksishran et al.* در سال ۱۹۹۸ به تعیین شتاب بحرانی دیوارهای *MSE* با استفاده از آزمایشات میز لرزان پرداختند. آنها در آزمایشات خود از دو دیوار *MSE* با روبه سگمنتال و دیوار *MSE* با روبه ژئوسنتتیکی استفاده کردند. نتایج آنها نشان داد:
- این دیوارها توانایی تحمل شتاب‌های بیش از مقادیر محاسبه شده در آنالیز تعادل حدی را دارند؛
 - شتاب بحرانی دیوارهای *MSE* با پوششی سگمنتال حدود دو برابر شتاب بحرانی دیوار *MSE* با پوشش ژئوسنتتیکی به دست آمد.

۳-۳-۴- مطالعات *Bathurst* و *El-Emam* [۱۶]

- Bathurst* و *El-Emam* در سال ۲۰۰۷ با استفاده از میز لرزان به بررسی اثر سختی، طول و فواصل مسلح‌کننده‌ها در پاسخ لرزه‌ای دیوارهای *MSE* پرداختند. نتایج آنها نشان داد:
- با افزایش سختی مسلح‌کننده‌ها جابه‌جایی جانبی دیوار به شدت کاهش می‌یابد؛
 - نیروهای وارد بر دیوار و مسلح‌کننده‌ها به شدت تحت تاثیر آرایش لایه‌های مسلح‌کننده‌ها، نوع مسلح‌کننده و فاصله بین آنهاست.

۳-۳-۵- مطالعات علیرضا میرلطیفی و همکاران [۱۷]

علیرضا میرلطیفی و همکاران در سال ۱۳۸۹ رفتار لرزه‌ای دیوارهای خاک مسلح ژئوگریدی و به طور خاص تغییر شکل لرزه‌ای آنها را با آزمایش‌های مدل فیزیکی توسط دستگاه میز لرزه مورد بررسی قرار دادند. در این پژوهش یازده مدل فیزیکی در شرایط مختلف از نظر طول و نوع ژئوگرید، تراکم خاک و تاثیر عمق مدفون ساخته شد. متوسط شتاب ورودی پایه $\frac{m}{s^2}$ ۳ و فرکانس ارتعاش در همه آزمایش‌ها بین ۲.۴ تا ۲.۷ هرتز بوده است. نتایج آنها نشان داد:

- در آزمایش‌های با خاک متراکم، تغییر شکل اغلب در قسمت وسط دیوار روی می دهد؛
- با حذف عمق مدفون تغییر شکل‌های قائم افزایش یافتند؛
- استفاده از ژئوگرید با ضریب اصطکاک بیشتر موجب کاهش محسوس تغییر شکل می‌شود.

۳-۳-۶- مطالعات مرتضی اسماعیلی و همکاران [۱۸]

مرتضی اسماعیلی و همکاران در سال ۱۳۹۳ به بررسی رفتار لرزه‌ای دیوارهای خاک مسلح سگمنتال با تسمه فلزی پرداختند. در این تحقیق شش مدل دیوار که نسبت طول مسلح کننده‌ها به ارتفاع دیوار $(\frac{L}{H})$ بین ۰.۷ تا ۱.۴ بود ساخته شد و با استفاده از میز لرزان مورد آزمایش قرار گرفت. نتایج به دست آمده در این پژوهش به شرح زیر است:

- فرم تغییر شکل، متاثر از شرایط تقسیم طول مسلح کننده‌ها در ارتفاع بود. به این صورت که برای طول یکسان مسلح کننده‌ها به صورت واژگونی و برای طول متغیر مسلح کننده‌ها به صورت شکم دادگی ظاهر شد؛
- میرایی معادل در کل ارتفاع دیوار برای کرنش‌های ۰.۱ تا ۰.۰۱ درصد را می‌توان ۳۰ درصد فرض کرد.

۳-۳-۷- مطالعات *Liyan Wang et al.* [۱۹]

Liyan Wang et al. در سال ۲۰۱۴ به مطالعه آزمایشگاهی پاسخ لرزه‌ای دیوار نگهدارنده صلب

مسلح ژئوگریدی با خاکریز ماسه‌ای اشباع پرداختند.

آنها برای این هدف مدل‌هایی از دیوار نگهدارنده صلب مسلح (*RW*) و غیر مسلح (*URW*) را مورد

آزمایش قرار دادند و به منظور بررسی پاسخ لرزه‌ای دیوار نگهدارنده، جابه‌جایی جانبی دیوار، نشست

لرزه‌ای سطح خاکریز، شتاب قسمت‌های مختلف دیوار، اضافه فشار آب منفذی و کرنش‌های به وجود

آمده در مسلح کننده‌ها را مورد ارزیابی قرار دادند.

جهت اعمال زلزله از یک میز لرزه به ابعاد $3.36\text{ m} \times 4.86\text{ m}$ با ظرفیت وزنی ۲۵ تن، ماکزیمم شتاب

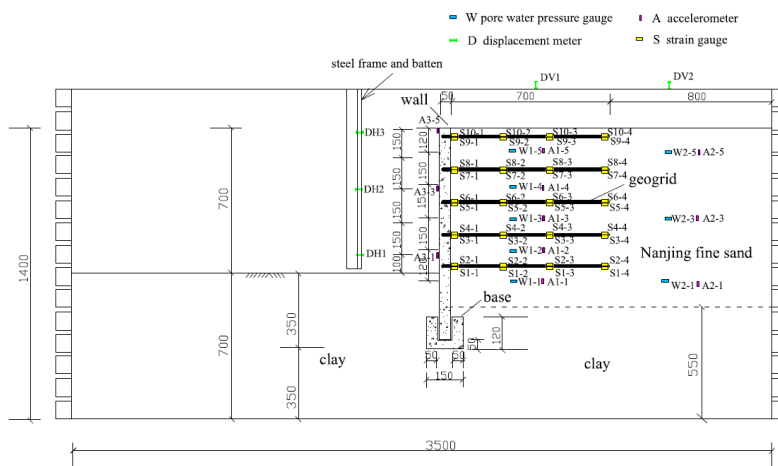
این میز $1\text{ g} \pm$ و فرکانس $0.1-50\text{ Hz}$ استفاده شد.

ابعاد دیوار صلب ۱.۵ متر طول، ۵ متر عرض و ۰.۷ متر ارتفاع و جنس آن از بتن با مقاومت فشاری

$15 \times 10^6\text{ N/m}^2$ ، مدول الاستیسیته $3.2 \times 10^{10}\text{ N/m}^2$ و وزن واحد حجم $19 \times 10^3\text{ N/m}^2$ است.

فولادی مصرفی در بتن از فولاد نرمه با مقاومت $210 \times 10^6\text{ N/m}^2$ می‌باشد.

در شکل ۲-۳ نمای شماتیک مدل آزمایشی *RW* به همراه ابزارگذاری نشان داده شده است.



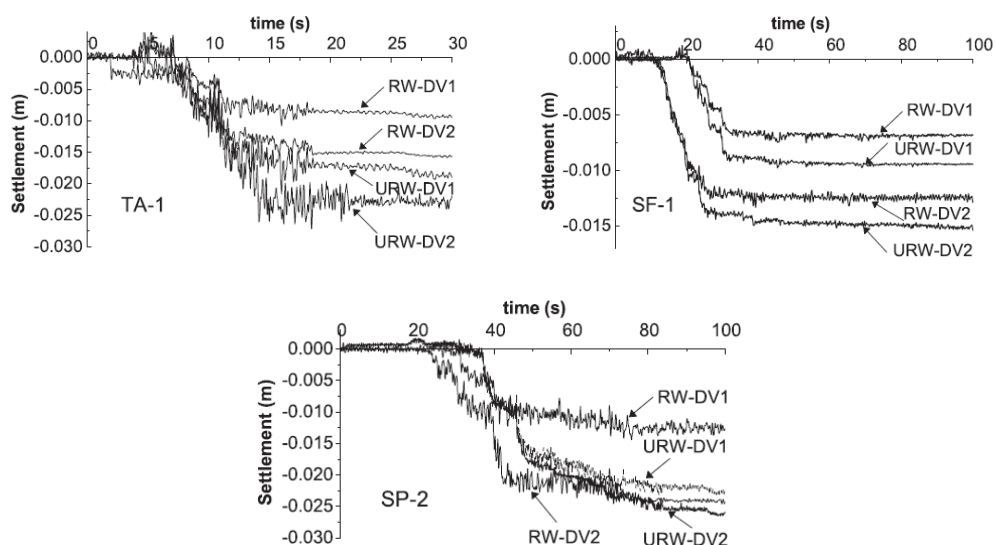
شکل ۲-۳: دیوار خاک مسلح صلب به همراه ابزارگذاری [۱۹]

دو جابه‌جایی سنج لیرزی (*DH1-DH3*) برای سنجش جابه‌جایی جانبی دیوار و دو جابه‌جایی سنج

لیرزی (*DV1-DV2*) جهت سنجش نشست سطح خاکریز بکار گرفته شدند.

در این مطالعه از داده‌های سه زمین لرزه که عبارت بودند از: موج لرزه‌ای میدان نزدیک در شیفانگ (موج SF)، موج لرزه‌ای میدان دور در سونگپان (موج SP) و موج لرزه‌ای میدان تقریباً دور در تفت ایالات متحده (موج TA) که با شتاب حداکثر $0.2g$ تا $0.5g$ نرمالایز شده بودند استفاده شد.

در شکل ۳-۳ نمودارهای مربوط به نشست لرزه‌ای سطح خاکریز ($DV1, DV2$) در اثر زلزله‌های $SF-2$ ، $TA-1$ و $SP-2$ مقایسه شده است.



شکل ۳-۳: تاریخچه زمانی نشست رووس دو دیوار در اثر زلزله‌های $SF-2$ ، $TA-1$ و $SP-2$ [۱۹]

آنها در این پژوهش به نتایج زیر رسیدند:

- جابه‌جایی لرزه‌ای جانبی دیوار به ازای شدت لرزه‌ای (PGA) مشابه بدلیل طولانی‌تر بودن مدت شتاب حداکثر در زمین لرزه‌های SP و TA از زمین لرزه SF بیشتر بود.
- نشست‌های ناشی از زلزله‌های میدان‌های دور و تقریباً دور بیشتر از میدان‌های نزدیک به گسل بودند.

۳-۴- مطالعات عددی

۳-۴-۱- مطالعات *Hatami* و *Bathurst* [۲۰]

Bathurst و *Hatami* در سال ۱۹۹۸ به بررسی تاثیر سختی، طول مسلح کننده‌ها و شرایط گیرداری پای دیوار بر پاسخ دینامیکی دیوارهای *MSE* پرداختند. در این مطالعه برای کاهش حجم محاسبات مدل رفتاری خاک الاستیک خطی فرض شد. نتایج آنها نشان داد:

- بیشینه نیروی مسلح کننده‌ها در ارتفاع برخلاف توصیه آیین‌نامه آشتو، تابعی خطی نیست؛
- نوع محدودیت پای دیوار در تغییر مکان تاثیر اساسی دارد.

۳-۴-۲- مطالعات *W. Stuedlin et al.* [۲۱]

W. Stuedlin et al. در سال ۲۰۱۰ به طراحی، ابزارگذاری و نظارت بر عملکرد یک دیواره‌ی *MSE* ۴۶ متری، پرداختند. در این پروژه که به منظور توسعه فرودگاه بین‌المللی سیاتل- تاکوما صورت گرفت، مطابق شکل ۳-۴ یک دیوار *MSE* چهار ردیفی به ارتفاع ۴۶ متر و طول ۴۳۶ متر در امتداد بخشی از حاشیه غربی باندهای فرودگاه احداث گردید.



شکل ۳-۴: دیوار *MSE* حاشیه غربی باند فرودگاه سیاتل تاکوما [۲۱]

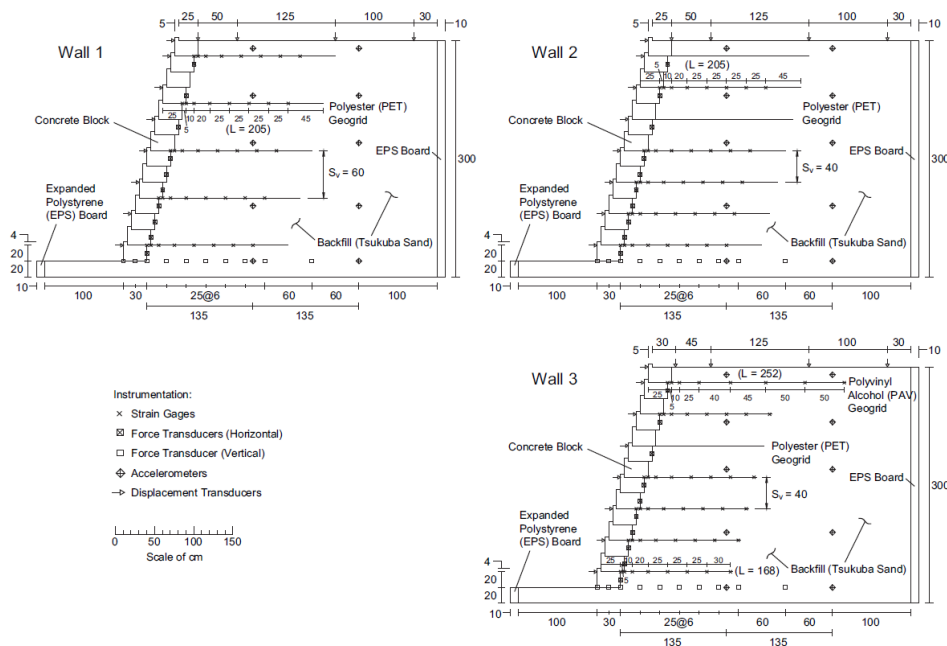
تیم طراحی، با توجه به ساخت موفقیت آمیز دیوارهای *MSE* مرتفع قبلی، با هدف محدود کردن حجم و وسعت خاکریزی از تکنولوژی خاک مسلح با نوار فولادی استفاده کردند. نتایج کسب شده در این مطالعه را می‌توان در موارد ذیل خلاصه نمود:

- بر اساس آنالیز تغییر مکان ماندگار به روش نیومارک، شتاب تسلیم مربوط به بزرگترین جابه‌جایی دیوار بین 0.36 g تا 0.46 g می‌باشد.
- عملکرد دیوار MSE حاشیه غربی بر طبق ابزارگذاری ژئوتکنیکی انجام گرفته، بسیار مطلوب است.

۳-۴-۳- مطالعات $K.Z.Z. Lee et al.$ [۲۲]

$K.Z.Z. Lee et al.$ در سال ۲۰۱۰ با شبیه‌سازی عددی، پژوهشی را در خصوص رفتار لرزهای دیوارهای خاک مسلح ژئوسنتتیکی انجام دادند. آنها به مدل‌سازی عددی سه دیوار خاک مسلح با رویه سگمنتال که توسط $Ling$ [۲۳] در سال ۲۰۰۵ توسط میز لرزان تحت اثر زلزله قرار گرفته بود، پرداختند. بیشینه جابه‌جایی دیوار، بیشینه نشست خاکریز، بیشینه رانش جانبی خاک و ماکزیمم بار کششی مسلح کننده از جمله عکس‌العمل‌ها و پاسخ‌های مقایسه شده با نتایج آزمایشگاهی بودند. ارتفاع این سه دیوار ۲.۸ متر و خاک قسمت پی ۰.۲ متر ضخامت داشت. برای به حداقل رساندن انحراف امواج برگشتی در قسمت‌های جلو و عقب دیوارها از پلی استایرن ورقه‌ای استفاده شد.

نمای شماتیک و چگونگی ابزارگذاری دیوارها در شکل ۳-۵ نشان داده شده است.



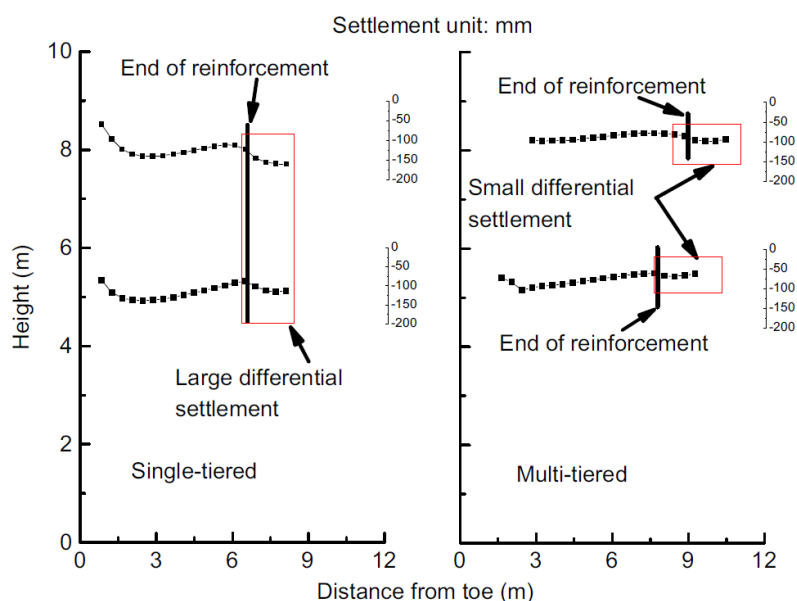
شکل ۳-۵: ابعاد و ابزارگذاری دیوارهای ۳ و ۲ [۲۲]

نتایج به دست آمده از این پژوهش به شرح زیر است:

- کاهش فاصله مسلح کننده‌ها در مدل *Wall 2* نسبت به مدل *Wall 1* باعث کاهش ۳۰ درصدی جابه‌جایی جانبی رویه دیوار می‌گردد. این امر در مدل‌سازی عددی، بارزتر از آزمون‌هایی است که با مدل فیزیکی انجام می‌شود.
- هم در شبیه‌سازی‌ها و هم در آزمون‌هایی که بر روی مدل‌های فیزیکی انجام شده، تنش تکیه‌گاهی در نزدیکی رویه دیوار متمرکز شده است.
- مقادیر نشست به دست آمده از نتایج محاسباتی در انتهای تحریک لرزه‌ای کمتر از مقادیر متناظر در مدل فیزیکی می‌باشد. این تناقض می‌تواند به دلیل کاستی‌های موجود در مدل‌سازی عددی و ایده‌آل‌گرایی آن باشد.
- حداکثر مقادیر نشست سطح خاکریز مربوط به مرز ناحیه مسلح و غیر مسلح که در آن سختی تغییر می‌کند می‌باشد.
- با افزایش شدت بارهای لرزه‌ای جابه‌جایی رویه دیوار افزایش پیدا می‌کند. بیشترین مقدار این افزایش مربوط به راس و کمترین آن مربوط به پای این دیوار می‌باشد.
- بیشترین نیروی بسیج شده در مسلح کننده‌ها در نزدیکی رویه دیوار رخ داده است.

۳-۴-۴- مطالعات *Huabei Liu et al.* [۲۴]

در تحقیقی که توسط *Huabei Liu et al.* در سال ۲۰۱۴ صورت گرفت، پژوهشگران به مطالعه‌ی پاسخ لرزه‌ای دیوارهای خاک مسلح چند ردیفه پرداختند. در این تحقیق به منظور ارزیابی نقاط تشابه و تفاوت‌های عملکرد لرزه‌ای ما بین دیوارهای خاک مسلح تک و چند ردیفه از روش اجزا محدود استفاده شد. در شکل ۳-۶ نشست خاکریز یک دیوار تک ردیفه و یک دیوار چند ردیفه با فاصله ردیفی ۱.۲ متر در پایان لرزه مقایسه شده است.



شکل ۳-۶: مقایسه نشست سطح خاکریز در دیوارهای تک و چند ردیفه [۲۴]

نتایج این تحقیق به شرح زیر است:

- فرکانس تشدید دیوارهای خاک مسلح با افزایش فاصله ردیفی، به میزان مشخصی افزایش خواهد یافت؛
- نشست سطح خاکریز در دیوارهای چند ردیفه نسبت به دیوارهای تک ردیفه کاهش می‌یابد.
- چیدمان چند ردیفه با احتساب فاصله ردیفی کافی می‌تواند به صورت معنی‌داری جابه‌جایی جانبی رویه و نیروی به وجود آمده در مسلح‌کننده‌ها را کاهش دهد.
- توزیع بار آرماتور بر حسب ارتفاع در دیوارهای تک ردیفه و چند ردیفه تابع روند مشابه و یکسانی نمی‌باشد.

۳-۴-۵- مطالعات *Jean Baptiste Payeur et al.* [۲۵]

Jean Baptiste Payeur et al. در سال ۲۰۱۴ به مطالعه رفتار دینامیکی یک دیوار خاکی پایدارسازی شده مکانیکی تحت بارهای هارمونیک با استفاده از مشخصه‌های آزمایشگاهی و مدل‌سازی عددی سه

بعدی پرداختند. برای سادگی مدل به منظور شبیه‌سازی رفتار مصالح خاکی از قوانین ساده ساختاری

ویسکو-الاستیک استفاده شد. آنان نتایج بدست آمده را به صورت زیر ارائه نمودند:

- علی‌رغم آنکه بلوک‌های رویه به صورت پیوسته مدل‌سازی و دیوار واقعی با پانل‌های مجزا ساخته شده‌اند، با این حال نتایج عددی و آزمایشگاهی تطابق نسبتاً خوبی را نشان می‌دهد؛
- پاسخ لرزه‌ای خاکریز تحت یک مقدار نیروی ثابت به فرکانس بارگذاری هارمونیک بستگی دارد.

فصل چهارم:

روشهای تحلیلی و دستورالعمل‌های آیین‌نامه

FHWA در طراحی دیوارهای خاکی

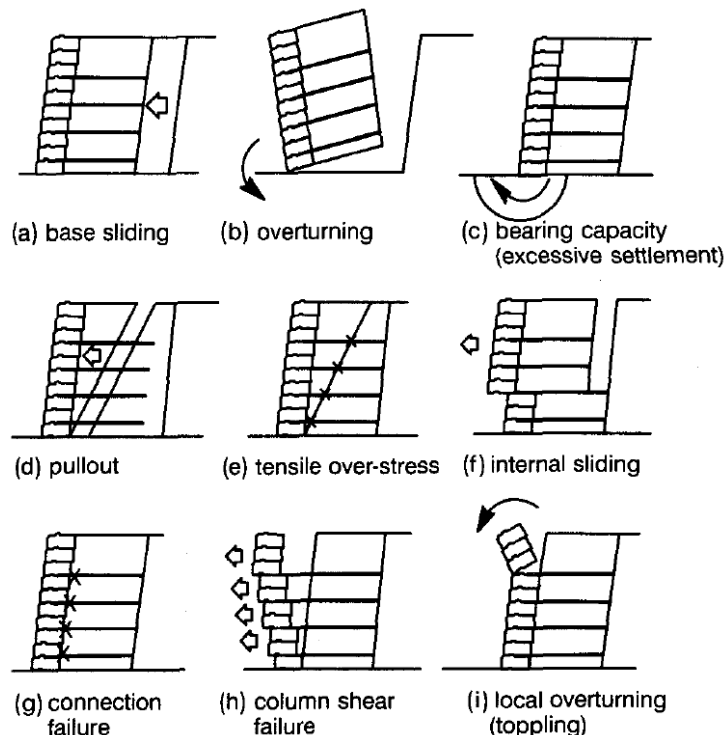
پایداری‌سازی شده مکانیکی

۴-۱- مقدمه

جهت تحلیل و طراحی دیوارهای نگهدارنده، تعریف شکست و بیان چگونگی گسیختگی دیوارها ضروری است. هنگام بروز زلزله این امکان وجود دارد که تغییرات نیروهای داخلی و مقاومت خاک، ایستایی دیوار را بر هم بزند و در دیوار تغییر مکان جانبی و نشست به وجود بیاید.

انواع مکانیزم‌های خرابی دیوارهای نگهدارنده وزنی و طره‌ای شامل شکست لغزشی، شکست دورانی و شکست ترکیبی می‌باشد. در حالی که مکانیزم خرابی سازه‌های نوین نگهدارنده خاک از قبیل دیوارهای خاکی پایدارسازی شده مکانیکی، علاوه بر موارد فوق ممکن است با گسیختگی اجزای مختلف دیوار به شکل برشی، کششی، خمشی و یا جدا شدن روی دهد. در شکل ۴-۱ مکانیزم‌های خرابی دیوارهای

خاکی پایدارسازی شده مکانیکی با رویه MBW نشان داده شده است. [۲۶]



شکل ۴-۱: انواع گسیختگی دیوارهای MSE : (a) لغزش پی، (b) واژگونی، (c) ظرفیت باربری پی، (d) بیرون کشیدگی، (e) پارگی مسلح کننده، (f) لغزش درونی، (g) کنده شدن اتصالات، (h) جداشدگی برشی ستون، (i) واژگونی موضعی.

۲-۴- محاسبه فشار جانبی خاک در شرایط دینامیکی

۱-۲-۴- روش Mononobe - Okabe (روش شبه استاتیکی)

Mononobe در سال ۱۹۲۹ و Okabe در سال ۱۹۲۶ به منظور دستیابی به روشی برای طراحی لرزه‌ای دیوارهای نگهبان به گسترش مدل تعادل حدی کولمب پرداختند. در این روش شتاب‌های شبه استاتیکی بر گوه فعال کولمب اعمال و رانش شبه استاتیکی خاک با در نظر گرفتن تعادل نیروها در گوه مذکور به دست می‌آید. نیروی ناشی از فشار فعال خاک وارد بر دیوار برای یک خاک دانه‌ای از رابطه (۱-۴) تا (۳-۴) به دست می‌آید [۱۰]:

$$P_{AE} = \frac{1}{2} K_{AE} \gamma H^2 (1 - K_v) \quad \text{رابطه (۱-۴)}$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \psi)}{\cos \psi \cos^2 \theta \cos(\delta + \theta + \psi) \left[1 + \frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi - \beta - \psi)}{\sqrt{\cos(\delta + \theta + \psi) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2} \quad \text{رابطه (۲-۴)}$$

$$\psi = \tan^{-1} \frac{K_h}{1 - K_v}, \quad K_v = \frac{a_v}{g}, \quad K_h = \frac{a_h}{g} \quad \text{رابطه (۳-۴)}$$

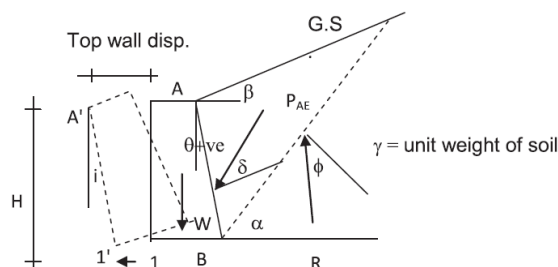
که در روابط فوق:

$$\gamma = \gamma_d \quad \text{و} \quad \phi - \beta \geq \psi$$

K_h : ضریب زلزله افقی a_v : شتاب شبه استاتیک قائم K_v : ضریب زلزله قائم

a_h : شتاب شبه استاتیک افقی K_{AE} : ضریب فشار فعال دینامیکی

همچنین کلیه زوایا و نیروهای موثر بر گوه فعال در شکل ۲-۴ نشان داده شده است.

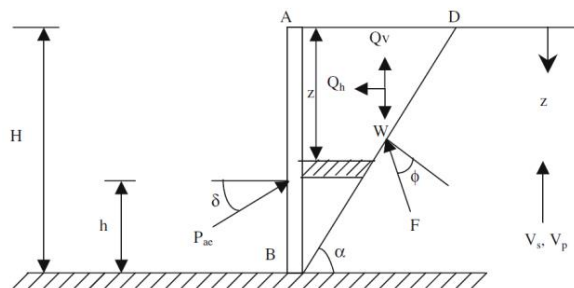


شکل ۲-۴: موقعیت زوایا و نیروهای موثر بر گوه فعال برای روش Mononobe - Okabe [۲۷]

۲-۲-۴- روش *Nimbalkar* و *Choudhury* (روش شبه دینامیکی)

Nimbalkar و *Choudhury* در سال ۲۰۰۶ با استفاده از روش شبه دینامیکی مطالعه کاملی برای تعیین فشار محرک لرزه‌ای خاک بر دیوار نگهدارنده انجام دادند. در این روش سرعت موج برشی در مصالح خاکریز به صورت محدود در نظر گرفته شد و فرض شد مدول برشی (G) در عمق ثابت می‌باشد.

با توجه به شکل ۳-۴، اگر قاعده دیوار تحت اثر شتاب لرزه‌ای هارمونیک افقی با دامنه a_h و شتاب لرزه‌ای هارمونیک قائم با دامنه a_v قرار گیرد، شتاب افقی و قائم در عمق z از بالای دیوار به ترتیب با روابط (۴-۴) تا (۵-۴) بیان می‌شود: [۲۸]



شکل ۳-۴: دیوار یکسر گیردار تحت نیروهای شبه دینامیکی [۲۸]

$$a_h(z, t) = a_h \sin \left[t - \frac{H - z}{V_s} \right] \quad \text{رابطه (۴-۴)}$$

$$a_v(z, t) = a_v \sin \left[t - \frac{H - z}{V_p} \right] \quad \text{رابطه (۵-۴)}$$

V_s : سرعت موج برشی V_p : سرعت موج طولی

کل نیروی اینرسی افقی موثر بر ناحیه گسیختگی برابر است با:

$$Q_h(t) = \int_0^H m(z) a_h(z, t) dz = \frac{\lambda \gamma a_h}{4\pi^2 g \tan \alpha} [2\pi H \cos w\xi + \lambda(\sin w\xi - \sin wt)] \quad \text{رابطه (۶-۴)}$$

که در آن، $\lambda = TV_s$ طول موج برشی منتشر شده به صورت قائم و $\xi = t - \frac{H}{V_s}$ می‌باشد.

کل نیروی اینرسی قائم موثر بر ناحیه گسیختگی نیز برابر است با:

$$Q_V(t) = \int_0^H m(z) a_V(z, t) dz = \frac{\eta \gamma a_V}{4\pi^2 g \tan \alpha} [2\pi H \cos \omega \psi + \eta (\sin \omega \psi - \sin \omega t)] \quad \text{رابطه (۷-۴)}$$

که در این رابطه $\eta = TV_p$ طول موج طولی منتشر شده به صورت قائم و $\psi = t - \frac{H}{V_p}$ می‌باشد.

همچنین نیروی رانش فعال کل $P_{ae}(t)$ از تجزیه نیروها روی گوه لغزشی به صورت زیر به دست خواهد آمد:

$$P_{ae}(t) = \frac{W \sin(\alpha - \emptyset) + Q_h(t) \cos(\alpha - \emptyset) - Q_V(t) \sin(\alpha - \emptyset)}{\cos(\delta + \emptyset - \alpha)} \quad \text{رابطه (۸-۴)}$$

۳-۴- طراحی دیوارهای نگهدارنده بر اساس عملکرد

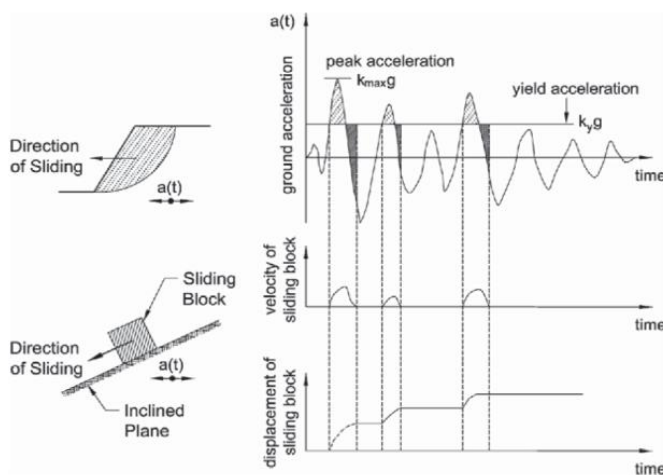
در روش‌های تحلیلی تشریح شده قبلی نیروهای وارد بر دیوار نگهدارنده تحت فشارهای دینامیکی محاسبه، سپس دیوار به گونه‌ای طراحی می‌شود که با ضریب اطمینان مناسبی در برابر این نیروها مقاومت کند. به این روش‌ها «روش نیرو» گفته می‌شود. هر چند روشهای نیرو اطلاعات خوبی در خصوص نیروهای لرزه‌ای وارد بر دیوارهای نگهدارنده ارائه می‌دهند، لیکن از آنجایی که کارایی این دیوارها پس از زلزله به مقدار زیاد به تغییر شکل‌های آنها در طول زلزله بستگی دارد، این روشها اطلاعاتی در زمینه تغییر مکان‌ها ارائه نخواهند داد.

بنابراین تحلیل‌های که تغییر شکل‌های دیوار را ارائه می‌دهد، ممکن است شاخص مفیدتری از عملکرد دیوار را ارائه نمایند. این روش‌ها به «روش عملکرد» موسوم هستند. در ادامه چند روش طراحی بر اساس عملکرد بیان می‌شود.

۴-۳-۱- روش بلوک لغزشی Newmark

Newmark در سال ۱۹۶۵ نظریه ساده ولی هوشمندانه خود را برای محاسبه تغییر مکان، بر اساس روش‌های شبه استاتیکی ارائه کرد.

مطابق شکل ۴-۴، توده لغزشی خاک به صورت یک بلوک لغزنده بر روی یک سطح شیب‌دار فرض و با در نظر گرفتن حداقل شتاب ناپایدار کننده بلوک در برابر لغزش به عنوان شتاب تسلیم، تغییر مکان ماندگار توده لغزشی خاک محاسبه می‌گردد.



شکل ۴-۴: اساس روش محاسبه تغییر مکان ماندگار توسط نیومارک [۱]

تغییر مکان ماندگار از طریق انتگرال‌گیری دوگانه سطح بین منحنی شتابنگاشت زلزله و شتاب بحرانی تا زمانی که سرعت نسبی بین دو سطح صفر شود به دست می‌آید.

Newmark متوجه شد که حد بالای معقول برای تغییر مکان‌های ماندگاری که به وسیله حرکات زلزله به وجود می‌آید از رابطه زیر قابل تعیین است: [۱۰]

$$d_{max} = \frac{V_{max}^2}{2a_y} \cdot \frac{a_{max}}{a_y} \quad \text{رابطه (۹-۴)}$$

V_{max} : سرعت حداکثر زمین

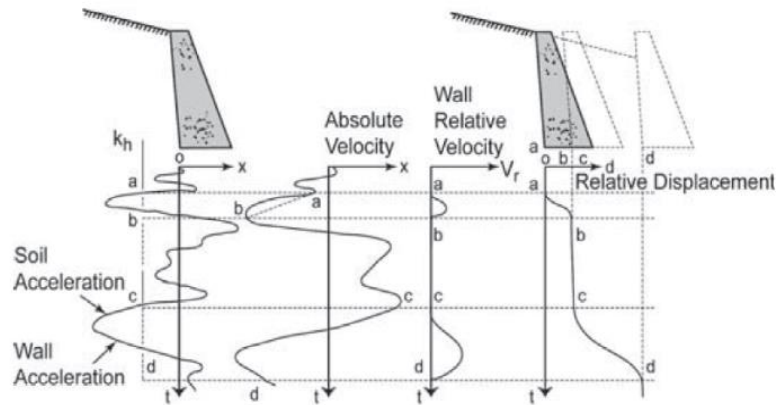
a_{max} : شتاب حداکثر زمین

a_y : شتاب گسیختگی برای تسلیم خاک دیوار

۴-۳-۲- روش *Elms* و *Richard*

Elms و *Richard* در سال ۱۹۷۹ اولین روش طراحی سازه‌های نگهدارنده بر پایه تغییر مکان را ارائه

دادند. آنها با توجه به سرعت نسبی بین دیوار و خاک برای بازه‌های زمانی مختلف مطابق شکل ۴-۵



$$d = 0.087 \frac{V^2}{Ag} \left(\frac{N}{A} \right)^4$$

شکل ۴-۵: اساس روش محاسبه تغییر مکان ماندگار توسط *Elms* و *Richard* [۱]

جهت محاسبه تغییر مکان ماندگار دیوار رابطه زیر را پیشنهاد کردند: [۱]

$$d_{perm} = 0.087 \frac{V_{max}^2 a_{max}^3}{a_y^4}, \quad \frac{a_y}{a_{max}} \geq 0.3 \quad \text{رابطه (۴-۱۰)}$$

V_{max} : سرعت حداکثر زمین

a_{max} : شتاب حداکثر زمین

a_y : شتاب گسیختگی برای تسلیم خاک دیوار

۴-۳-۳- روش *Liao* و *Whitman*

Liao و *Whitman* در سال ۱۹۸۵، خطاهایی متعدد مدلسازی ناشی از ساده‌سازی روش *Richard* و

Elms را شناسایی کردند. مهمترین این خطاها؛ صرف نظر کردن از پاسخ دینامیکی خاک پشت دیوار،

عوامل سینماتیکی، ساز و کارهای دوران و شتاب قائم می‌باشد. بنابراین آنها با استفاده از نتایج تحلیل‌های بلوک لغزشی مربوط به ۱۴ حرکت زمین رابطه زیر را برای محاسبه تغییر مکان ماندگار دیوار نگهبان پیشنهاد داده شد: [۱۰]

$$d_{perm} = \frac{37V_{max}^2}{a_{max}} \exp\left[\frac{-9.4a_y}{a_{max}}\right] \quad \text{رابطه (۴-۱۱)}$$

۴-۳-۴ روش *Bathurst* و *Cai*

Bathurst و *Cai* در سال ۱۹۹۵ داده‌های محققین پیشین را بازبینی و فرمول زیر را جهت محاسبه حد بالای تغییر مکان ماندگار سازه‌های خاکی ارائه نمودند: [۲۶]

$$d_{perm} = 35 \frac{V_{max}^2}{a_{max}} \exp\left(-6.91 \frac{a_y}{a_{max}}\right) \left(\frac{a_y}{a_{max}}\right)^{-0.38} \quad \text{رابطه (۴-۱۲)}$$

که این فرمول نه به اندازه فرمول *Richard* و *Elms* محافظه‌کارانه است و نه این احتمال وجود دارد که مانند رابطه *Whitman* و *Liao* میزان تغییر مکان را کم برآورد کند.

۴-۴ تحلیل و طراحی دیوارهای *MSE* بر اساس آیین‌نامه *FHWA*

برای ساخت دیوارهای خاکی پایدارسازی شده مکانیکی گرچه از مصالح مختلفی استفاده می‌شود، لیکن به طور کلی این دیوارها از یک بخش خاک مسلح شده تشکیل می‌شود که خاک غیر مسلح را در پشت خود نگهداری می‌کند.

یک دیوار خاکی پایدارسازی شده مکانیکی در هنگام زلزله، علاوه بر نیروهای استاتیکی، تحت اثر رانش دینامیکی خاک غیر مسلح و نیروی اینرسی بخش مسلح قرار می‌گیرد.

این دیوارها باید به گونه‌ای طراحی شوند که از ناپایداری خارجی و ناپایداری داخلی آنها جلوگیری به عمل آید.

۴-۴-۱- پایداری خارجی

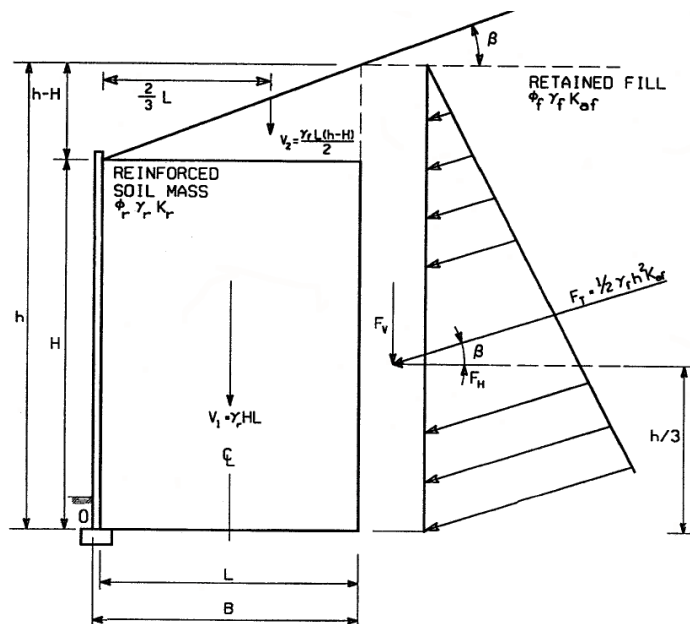
همانند سازه‌های نگهبان وزنی و نیمه وزنی کلاسیک، جهت کنترل پایداری خارجی دیوارهای MSE

چهار مکانیزم خرابی بررسی می‌شود:

- لغزش روی پی (Sliding)؛
- محدود ساختن محل برآیند تمامی نیروها یا همان واژگونی (Overturning)؛
- ظرفیت باربری پی (Bearing capacity)؛
- لغزش عمقی روی سطح دورانی یا در طول یک صفحه ضعیف (Deepseated stability)؛

۴-۴-۱-۱- فشار جانبی خاک

در محاسبات پایداری خارجی دیوارهای MSE که سطح رویه در آنها قائم است (زاویه سطح رویه با راستای قائم کمتر از ۸ درجه است) با فرض اینکه جرم دیوار به صورت یک جسم صلب عمل می‌کند، فشار جانبی خاک مطابق شکل ۴-۶ روی یک سطح قائم در انتهای خاکریز تقویت شده در نظر گرفته شده و ضریب فشار جانبی خاک از رابطه (۴-۱۳) بدست می‌آید.



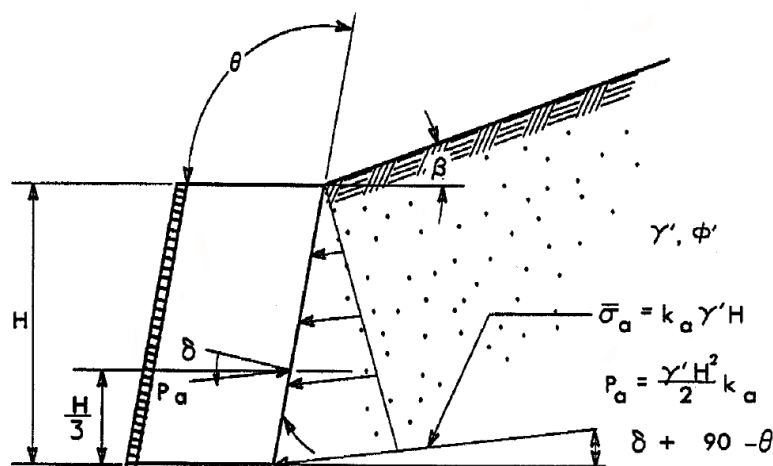
شکل ۴-۶: توزیع فشار جانبی خاک در دیوار MSE با رویه قائم [۲]

$$K_a = \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \quad \text{رابطه (۴-۱۳)}$$

β : زاویه شیب خاکریز با محور افق است.

جهت محاسبه ضریب فشار جانبی خاک دیوارهای با سطح رویه شیبدار مطابق شکل ۴-۷ که زاویه

سطح نمای آنها با راستای قائم بیش از ۸ درجه است داریم:



شکل ۴-۷: توزیع فشار جانبی خاک در دیوار MSE با رویه شیبدار [۲]

$$K_a = \frac{\sin^2(\theta + \phi)}{\sin^2 \theta \sin(\theta - \delta) \left[1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\sin(\theta - \delta) \sin(\phi + \beta)} \right]^2} \quad \text{رابطه (۴-۱۴)}$$

θ : زاویه سطح نما نسبت به راستای افق β : زاویه سطح خاک پشت دیوار با راستای افق

δ : زاویه اصطکاک دیوار با خاک پشت آن ϕ : زاویه اصطکاک خاک

۴-۱-۲-۴- محاسبه تنش عمودی در پای دیوارهای MSE

در محاسبات تنش عمودی پای دیوارهای MSE از وزن المان‌های رویه صرف نظر شده؛ بنابراین لازم

است در صورت استفاده از المان‌های پوششی ضخیم وزن آنها در محاسبات دیده شود.

جهت محاسبه تنش عمودی با توجه به شکل ۴-۸ مقدار نیروی رانش محرک وارده بر خاک مسلح، از رابطه (۴-۱۵) و خروج از مرکزیت، از رابطه (۴-۱۶) بدست می‌آید:

$$F_T = \frac{1}{2} K_a \gamma_f h^2 \quad \text{رابطه (۴-۱۵)}$$

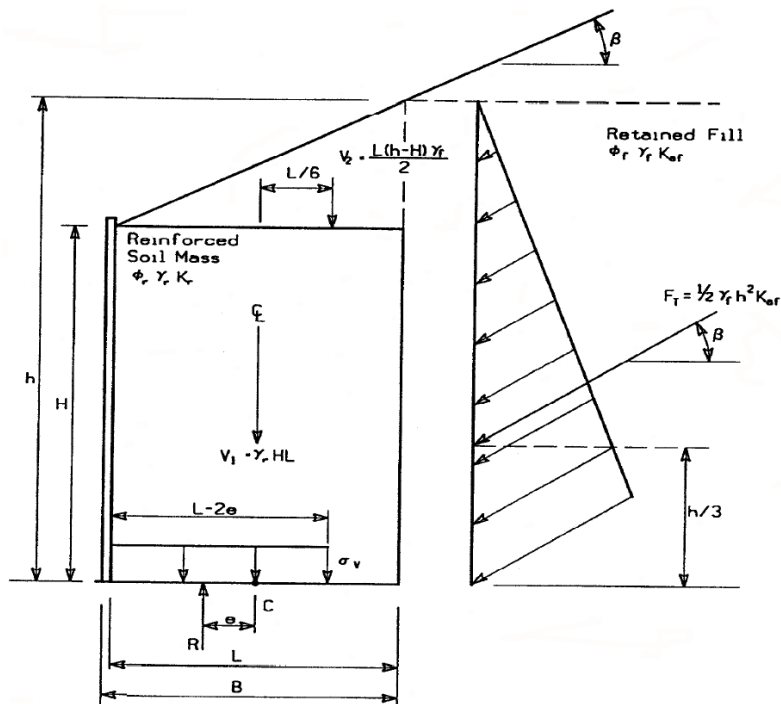
$$e = \frac{F_T(\cos \beta) h/3 - F_T(\sin \beta) L/2 - V_2(L/6)}{V_1 + V_2 + F_T \sin \beta} \quad \text{رابطه (۴-۱۶)}$$

K_a : ضریب فشار محرک خاک براساس رابطه (۴-۱۳)

F_T : نیروی رانش محرک وارده به خاک مسلح

e : خروج از مرکزیت

مقدار خروج مرکزیت در خاک‌ها باید از $L/6$ و در سنگ از $L/4$ کمتر باشد. در غیر این صورت می‌بایست از مسلح کننده با طول بیشتری استفاده نمود.



شکل ۴-۸: محاسبه تنش عمودی پای دیوار MSE [۲]

حال با داشتن e و F_T و نوشتن معادله تعادل نیروها در راستای قائم مقدار تنش عمودی پای دیوار از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$\sigma_v = \frac{V_1 + V_2 + F_T \sin \beta}{L - 2e} \quad \text{رابطه (۴-۱۷)}$$

۴-۴-۱-۳- پایداری در برابر لغزش

با توجه با اینکه لایه زیرین بحرانی‌ترین لایه در برابر لغزش است، برای کنترل لغزش با توجه به شکل ۴-۸ داریم:

$$h = H + L \tan \beta \quad \text{رابطه (۴-۱۸)}$$

$$P_d = F_H = F_T \cos \beta \quad \text{رابطه (۴-۱۹)}$$

P_d : نیروی رانش افقی

در روابط فوق از فشار مقاوم خاک قرار گرفته در جلوی دیوار، صرف‌نظر می‌شود. چرا که ممکن است در طول مدت بهره‌برداری برداشته شود. همچنین مقاومت برشی رویه نادیده گرفته شده است.

$$P_R = (V_1 + V_2 + F_T \sin \beta) \cdot \mu \quad \text{رابطه (۴-۲۰)}$$

$$\mu = \min[\tan \phi_f, \tan \phi_r, \tan \rho] \quad \text{رابطه (۴-۲۱)}$$

P_R : نیروی مقاوم در برابر لغزش ϕ_f : زاویه اصطکاک داخلی خاک فنداسیون

ϕ_r : زاویه اصطکاک خاک پشت دیوار

ρ : کمترین زاویه اصطکاک داخلی سطح واسط خاک- مسلح کننده

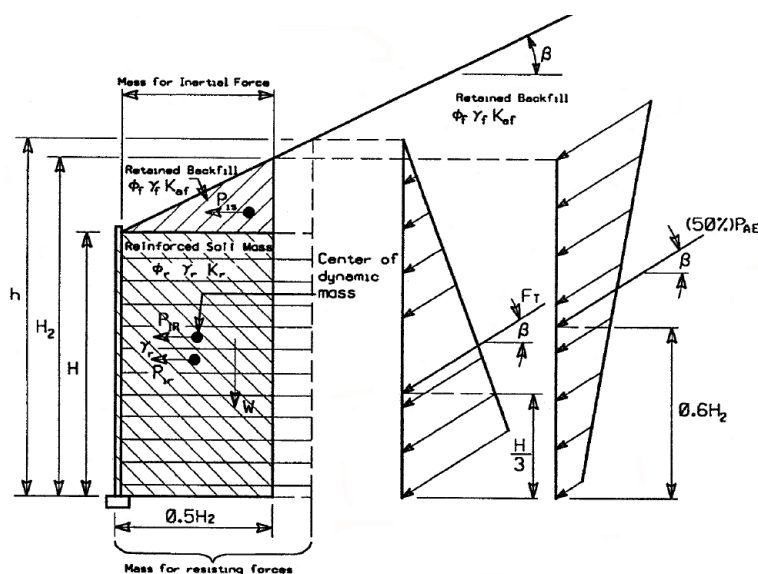
جهت محاسبه ضریب اطمینان داریم:

$$FS_{sliding} = \frac{\sum \text{horizontal resisting forces}}{\sum \text{horizontal driving forces}} = \frac{\sum P_R}{\sum P_d} \geq 1.5 \quad \text{رابطه (۴-۲۲)}$$

در صورتی که رابطه فوق برقرار نباشد می‌بایست طول مسلح کننده افزایش و محاسبات تکرار شود.

۴-۱-۴-۴- پایداری خارجی در شرایط لرزه‌ای

به هنگام وقوع زلزله علاوه بر نیروهای استاتیکی، نیروی رانش دینامیکی بر دیوارهای MSE وارد می‌شود. همچنین جرم بخش مسلح خاک پشت دیوار در معرض نیروی اینرسی افقی معادل $P_{IR} = MA_m$ قرار می‌گیرد. که M جرم بخش فعال خاک مسلح با عرض $0.5H$ مطابق ۹-۴ و A_m حداکثر شتاب افقی اعمال شده به بخش مسلح خاک است.



شکل ۹-۴: پایداری خارجی لرزه‌ای در دیوارهای MSE [۲]

$$A_m = (1.45 - A)A \quad \text{رابطه (۴-۲۳)}$$

A : حداکثر شتاب زمین براساس زلزله طرح

برای دیوارهای MSE که در آنها سطح خاکریز آنها افقی است، نیروی اینرسی (P_{IR}) و نیروی رانش دینامیکی (P_{AE}) می‌بایست براساس ارتفاع H محاسبه شوند:

$$P_{IR} = 0.5 \gamma_f H^2 A_m \quad \text{رابطه (۴-۲۴)}$$

$$P_{AE} = 0.375 A_m \gamma_f H^2 \quad \text{رابطه (۴-۲۵)}$$

و برای دیوارهای MSE که در آنها سطح پشت دیوار شیب‌دار است، نیروی اینرسی (P_{IR}) و نیروی رانش دینامیکی (P_{AE}) می‌بایست براساس ارتفاع H_2 محاسبه شوند:

$$H_2 = H + \frac{\tan \beta \times 0.5H}{(1 - 0.5 \tan \beta)} \quad \text{رابطه (۲۶-۴)}$$

$$P_{IR} = P_{ir} + P_{is} \quad \text{رابطه (۲۷-۴)}$$

$$P_{is} = 0.125A_m \gamma_f (H_2)^2 \tan \beta \quad \text{رابطه (۲۸-۴)}$$

$$P_{ir} = 0.5A_m \gamma_f H_2 H \quad \text{رابطه (۲۹-۴)}$$

P_{ir} : نیروی اینرسی ناشی از شتاب بخشی از خاکریز مسلح (ناحیه‌ای به عرض $0.5H_2$)

P_{is} : نیروی اینرسی ناشی از خاکریز سربار واقع بر بالای خاکریز مسلح (ناحیه‌ای به عرض $0.5H_2$)

$$P_{AE} = 0.5\gamma_f (H_2)^2 K_{AE} \quad \text{رابطه (۳۰-۴)}$$

رابطه (۳۱-۴)

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\theta - \xi - 90 + \theta)}{\cos \xi \cos^2(90 - \theta) \cos(\beta + 90 - \theta + \xi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\theta + \beta) \sin(\theta - \xi - \beta)}{\cos(\beta + 90 - \theta + \xi) \cos(\beta - 90 + \theta)}} \right]^2}$$

$$\xi = \tan^{-1} \frac{K_h}{1 - K_v} \quad \text{که در رابطه فوق:}$$

θ : زاویه اصطکاک خاک β : زاویه سطح خاکریز θ : زاویه شیب سطح روبه (مطابق شکل ۴-۷)

به جهت کنترل پایداری لرزه‌ای می‌بایست علاوه بر نیروهای استاتیکی، ۵۰ درصد نیروی رانش دینامیکی (P_{AE}) و کل نیروی اینرسی (P_{IR}) به سازه اعمال گردد.

در روش طراحی لرزه‌ای گفته شده، فرض گردید که دیوار دچار تغییر شکل نمی‌گردد و این مطلب باعث غیر اقتصادی شدن طرح در برخی پروژه‌ها می‌شود. برای حالتی که تغییر شکل دیوار تا حدی قابل قبول باشد، می‌توان مقدار K_h را بر اساس رابطه زیر کاهش داد:

$$K_h = 1.66A_m \left(\frac{A_m}{d} \right)^{0.25} \quad \text{رابطه (۳۲-۴)}$$

که در رابطه فوق A_m حداکثر شتاب افقی اعمال شده به بخش مسلح خاک و d جابه‌جایی دیوار به میلی‌متر است. توجه به این نکته ضروری است که این معادله برای تغییر مکان‌های کوچکتر از 25 mm و بزرگتر از 200 mm حاکم است.

۴-۴-۲- پایداری داخلی

گسیختگی داخلی دیوارهای MSE می‌تواند با مکانیزم‌های زیر صورت گیرد:

- گسیختگی ناشی از پاره شدن مسلح کننده‌ها (*Breakage of the reinforcement*)؛
- گسیختگی ناشی از بیرون کشیدگی مسلح کننده‌ها (*Pull out*)؛
- گسیختگی ناشی از لغزش درونی (*Internal sliding*).

۴-۴-۲-۱- نیروی کششی مجاز مسلح کننده‌ها

نیروی کششی مجاز مسلح کننده‌ها به جنس و سطح مقطع آنها بستگی دارد.

الف) مسلح کننده‌های فلزی

مقدار این نیرو برای انواع مسلح کننده‌های فلزی مطابق شکل ۴-۱۰ به صورت زیر محاسبه می‌شود:

برای مسلح کننده‌های فولادی:

$$T_a = 0.55 \frac{f_y A_c}{b} \quad \text{رابطه (۴-۳۳)}$$

برای شبکه‌های سیمی جوش شده به هم:

$$T_a = 0.48 \frac{f_y A_c}{b} \quad \text{رابطه (۴-۳۴)}$$

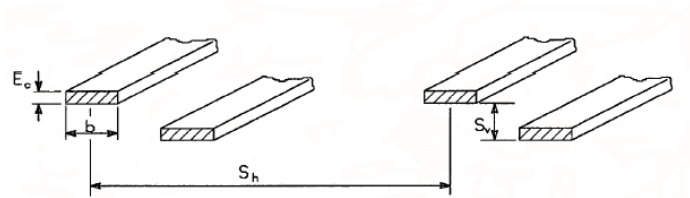
$$A_c = A_n - A_R$$

f_y : تنش تسلیم فولاد b : عرض تسمه یا شبکه‌های سیمی

A_c : سطح مقطع طراحی نوار یا شبکه جوش شده

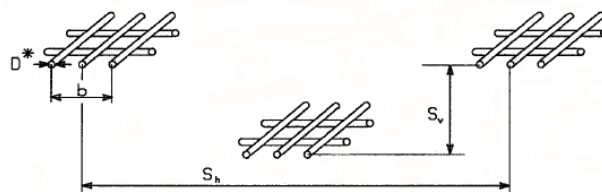
A_n : سطح مقطع اسمی نوار یا شبکه جوش شده

A_R : سطحی از فلز که انتظار می‌رود در طول عمرش به دلیل خوردگی از دست برود.



$$A_c = b E_c$$

E_c = strip thickness corrected for corrosion loss.



$$A_o = (\text{No. of longitudinal bars}) \cdot \pi \frac{D^*{}^2}{4}$$

D^* = diameter of bar or wire corrected for corrosion loss.

b = unit width of reinforcement (if reinforcement is continuous count number of bars for reinforcement width of 1 unit).

شکل ۴-۱۰: مقطع و فواصل طولی و عرضی در مسلح کننده‌های فلزی [۲]

ب) مسلح کننده‌های ژئوسنتتیکی

$$T_a = \frac{T_{ult}}{RF_{CR} \times RF_D \times RF_{ID}}$$

رابطه (۴-۳۵)

T_{ult} : مقاومت کشش نهایی ژئوسنتتیک

RF_{CR} : ضریب کاهش خزش؛ که بسته به نوع ژئوسنتتیک بین ۱.۶ تا ۵ متغیر است.

RF_D : ضریب کاهش دوام؛ که بطور معمول بین ۱.۱ تا ۲ متغیر است.

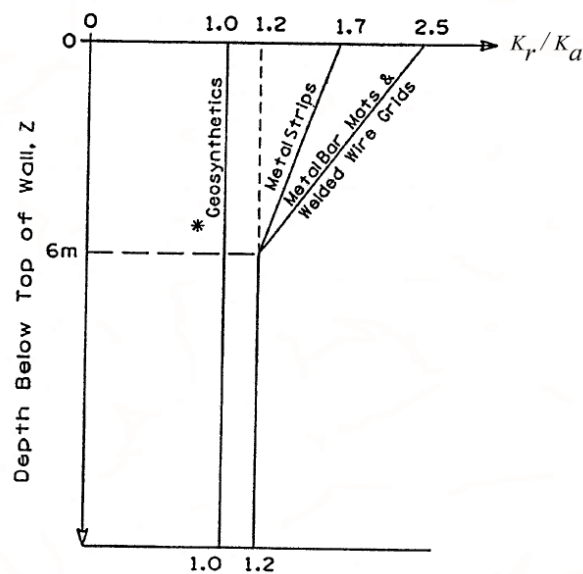
RF_{ID} : ضریب کاهش مخاطرات نصب؛ که بین ۱.۰۵ تا ۳ متغیر است.

۴-۲-۲- کنترل پایداری داخلی بر اساس پاره شدن مسلح کننده‌ها

حداکثر نیروی کششی به وجود آمده در المان‌های مسلح کننده تابع شکل‌پذیری دیوارهای MSE است. و شکل‌پذیری این دیوارها خود تابع ؛ انعطاف‌پذیری المان‌های پوسته، رفتار کشسانی و تراکم مسلح کننده‌ها می‌باشد.

هرچه دیوار شکل‌پذیرتر باشد، فشار جانبی زمین کاهش می‌یابد. همانطور که در ۴-۱۰ دیده می‌شود، در دیوارهای MSE با مسلح کننده ژئوسنتتیکی کمترین فشار جانبی و در دیوارهای MSE با مسلح کننده شبکه سیمی، بیشترین فشار جانبی تا عمق ۶ متر به دیوار وارد می‌شود.

همچنین فشار جانبی خاک از عمق ۶ متر به پایین نسبت به سطح خاکریز به شکل‌پذیری دیوار وابسته نیست. [۲۳]



شکل ۴-۱۱: تغییرات ضریب فشار جانبی در دیوارهای MSE [۲]

جهت محاسبه تنش افقی در تراز مسلح کننده‌ها بر اساس شکل ۴-۱۲ داریم:

$$\sigma_v = \gamma_r Z + \sigma_2 + q + \Delta\sigma_v \quad \text{رابطه (۴-۳۶)}$$

$$\sigma_2 = \frac{1}{2} L(\tan \beta) \gamma_f \quad \text{رابطه (۴-۳۷)}$$

$$\sigma_H = K_r \sigma_v + \Delta\sigma_h \quad \text{رابطه (۴-۳۸)}$$

σ_H : تنش افقی در تراز مسلح کننده

σ_v : تنش قائم در تراز مسلح کننده

β : شیب سطح خاکریز

Z : تراز قرارگرفتن مسلح کننده

γ_f : وزن مخصوص خاک غیر مسلح

γ_r : وزن مخصوص خاک مسلح

$\Delta\sigma_h$: اضافه تنش افقی در تراز Z

$\Delta\sigma_v$: اضافه تنش قائم در تراز Z

q : بار گسترده وارد بر بالای سطح خاکریز

حال به منظور تعیین نیروی کشش ماکزیمم در مسلح کننده داریم:

$$T_{max} = \frac{\sigma_H S_V \cdot S_h}{b} \quad \text{رابطه (۴-۳۹)}$$

S_h : فاصله افقی مرکز به مرکز مسلح کنندهها

b : عرض مسلح کنندهها

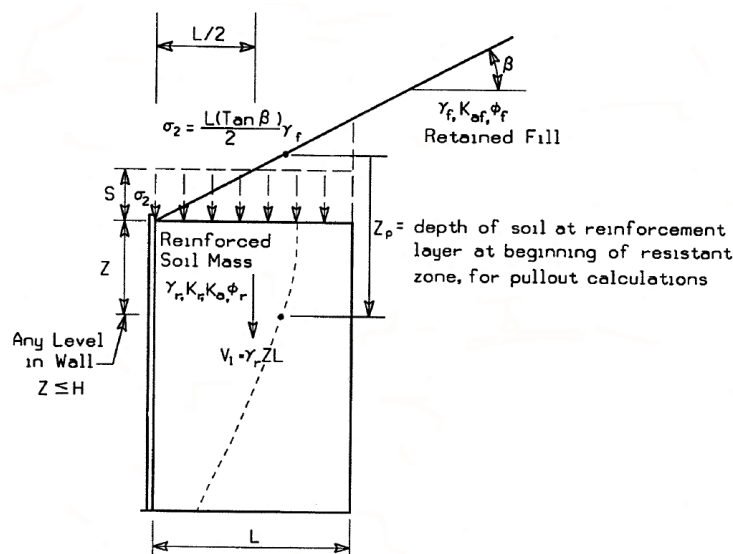
S_V : فاصله قائم مرکز به مرکز مسلح کنندهها

گاهی نسبت $\frac{b}{S_h}$ را با R_c نمایش می دهند و آنرا ضریب پوشش مسلح کننده می نامند. این ضریب

برای مسلح کنندههای ورقه ای پیوسته برابر یک است. نهایتاً برای جلوگیری از پاره شدن مسلح

کنندهها می بایست رابطه زیر کنترل شود:

$$T_{max} \leq T_a \cdot R_c \quad \text{رابطه (۴-۴۰)}$$



شکل ۴-۱۲: چگونگی تعیین تنش افقی مسلح کننده در دیوارهای MSE [۲]

۴-۲-۳- کنترل پایداری داخلی بر اساس بیرون کشیدگی مسلح کننده‌ها

برای کنترل پایداری در مقابل بیرون کشیدگی لازم است که رابطه زیر برقرار باشد:

$$T_{max} \leq \frac{1}{FS_{P0}} F^* \gamma Z_P L_e C R_c \alpha \quad \text{رابطه (۴-۴۱)}$$

که در آن:

FS_{P0} : ضریب اطمینان در مقابل بیرون کشیدگی ≤ 1.5

C : ضریبی که برای مسلح کننده‌های نواری، شبکه ای و ورقی برابر ۲ است.

α : ضریب اصلاح مقیاس

F^* : ضریب مقاومت بیرون کشیدگی R_c : ضریب پوشش مسلح کننده

L_e : طول مسلح کننده در قسمت مقاوم γZ_P : فشار سر بار ناشی از بارهای مرده گسترده

بنابراین، باتوجه به ضریب اطمینان، طول مسلح کننده در قسمت مقاوم به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$L_e \geq \frac{1.5 T_{max}}{F^* \gamma Z_P L_e C R_c \alpha} \geq 1m \quad \text{رابطه (۴-۴۲)}$$

و در نهایت طول کل مسلح کننده‌ها برای ارضای شرایط بیرون کشیدگی از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$L = L_a + L_e \quad \text{رابطه (۴-۴۳)}$$

که مقدار L_a بر اساس شکل‌های ۴-۱۲ و ۴-۱۳ محاسبه می‌شود. برای دیوارهای MSE غیر باربر

مقدار L_a را می‌توان از روابط زیر نیز به دست آورد:

الف) برای دیوارهای MSE با مسلح کننده‌های کشسان

$$L_a = (H - Z) \tan \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad \text{رابطه (۴-۴۴)}$$

Z : عمق محل قرارگیری مسلح کننده از سطح خاکریز

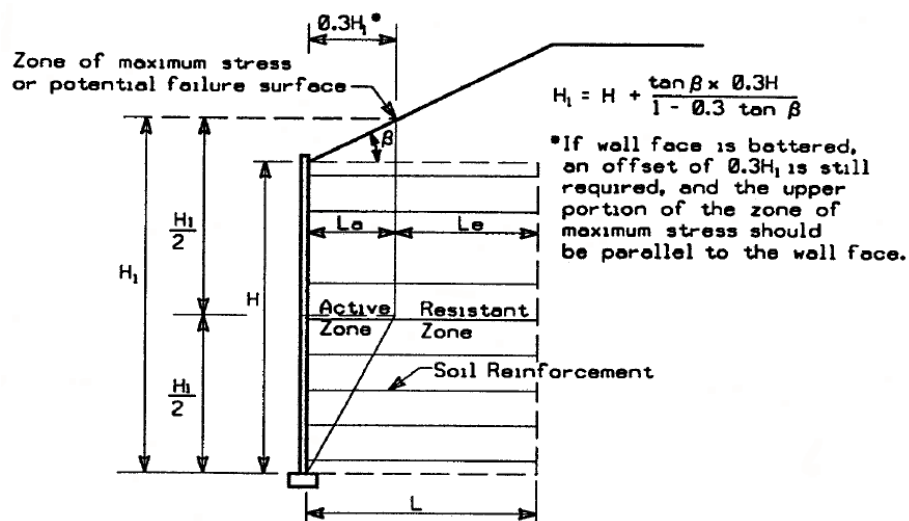
ب) برای دیوارهای MSE با مسلح کننده‌های غیر کشسان از تراز روی فنداسیون تا ارتفاع $\frac{H}{2}$

$$L_a = 0.6 (H - Z) \quad \text{رابطه (۴-۴۵)}$$

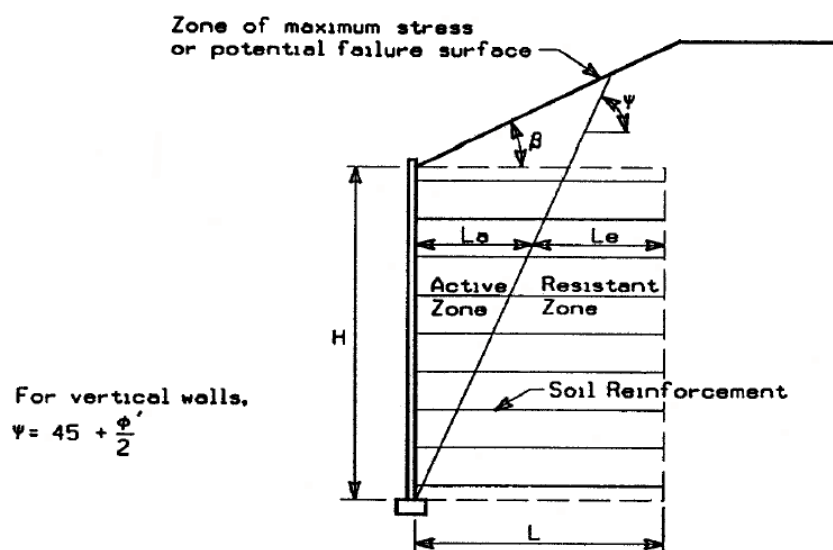
ج) برای دیوارهای MSE با مسلح کننده‌های غیر کشسان از تراز $\frac{H}{2}$ تا سطح خاک پشت دیوار

$$L_a = 0.3H$$

رابطه (۴-۴)



شکل ۴-۱۳: نحوه تعیین خط گسیختگی بحرانی و مقدار L_a برای مسلح کننده‌های غیر کشسان [۲]



شکل ۴-۱۴: نحوه تعیین خط گسیختگی بحرانی و مقدار L_a برای مسلح کننده‌های کشسان [۲]

۴-۲-۴-۴- پایداری داخلی در شرایط لرزه‌ای

بارهای لرزه‌ای علاوه بر نیروی استاتیکی یک نیروی اینرسی افقی (P_I) در ناحیه فعال جرم دیوار ایجاد می‌کنند. این نیرو منجر به افزایش نیروی کشش مسلح کننده‌ها می‌شود. در این حالت فرض بر این است فرم سطح گسیختگی با حالت استاتیکی یکسان است (شکل‌های ۴-۱۱ و ۴-۱۲). حال جهت کنترل پایداری داخلی برای شرایط لرزه‌ای داریم:

$$A_m = (1.45 - A)A \quad \text{رابطه (۴-۴۷)}$$

$$P_I = A_m W_A \quad \text{رابطه (۴-۴۸)}$$

A_m : حداکثر شتاب افقی
 A : حداکثر شتاب زمین براساس زلزله طرح

W_A : وزن ناحیه فعال دیوار

P_I : نیروی اینرسی افقی اعمال شده به بخش فعال خاک مسلح

$$T_{max} = \frac{\sigma_H S_V \cdot S_h}{b} \quad \text{رابطه (۴-۴۹)}$$

b : عرض مسلح کننده‌ها
 S_h : فاصله افقی مرکز به مرکز مسلح کننده‌ها

S_V : فاصله قائم مرکز به مرکز مسلح کننده‌ها

$$T_{md} = P_I \frac{L_{ei}}{\sum_{i=1}^n (L_{ei})} \quad \text{رابطه (۴-۵۰)}$$

$$T_{total} = T_{max} + T_{md} \quad \text{رابطه (۴-۵۱)}$$

T_{max} : حداکثر نیروی کششی ناشی از بارهای استاتیکی

T_{md} : میزان افزایش نیروی کششی مسلح کننده‌ها ناشی از نیروی اینرسی به تناسب طول ناحیه

مقاوم هر مسلح کننده

L_{ei} : طول مسلح کننده i ام در قسمت مقاوم

T_{total} : حداکثر نیروی کششی کل

حال با قرار دادن مقدار به دست آمده در روابط (۴-۴۰) و (۴-۴۱) و اعمال ضریب ۰.۷۵ به ترتیب

پایداری داخلی در برابر مکانیزم خرابی پاره شدن و مکانیزم خرابی بیرون کشیدگی را کنترل می‌کنیم.

$$0.75(T_{total}) \leq T_a \times R_c$$

رابطه (۵۲-۴)

$$0.75(T_{total}) \leq \frac{1}{FS_{P0}} F^* \gamma Z_p L_e C R_c \alpha$$

رابطه (۵۳-۴)

فصل پنجم:

مدل سازی عددی و تحلیل لرزه‌ای

۵-۱- معرفی نرم افزار *Plaxis*

نرم‌افزار اجزاء محدود *Plaxis 2D* برای اولین بار در سال ۱۹۸۷ به جهت تحلیل و طراحی مسایل ژئوتکنیکی کرنش صفحه‌ای (*Plane strain*) توسط دانشگاه *Delft* کشور هلند تهیه شد. یکی از اهداف اولیه طراحی این نرم‌افزار اجزاء محدود دو بعدی، تحلیل رفتار سدهای خاکی بود. در سال‌های اخیر این نرم‌افزار پیشرفت‌های زیادی داشته است؛ به‌گونه‌ای که در نسخه ۸ آن امکان تحلیل تنش- تغییر شکل برای شرایط استاتیکی و دینامیکی غالب مسائل کرنش صفحه‌ای مانند سدهای خاکی، دیوارهای نگهبان خاک، پی‌های نواری و ... که در آنها جابه‌جایی و کرنش در راستای بعد بزرگتر سازه صفر است، امکان پذیر می‌باشد.

۵-۲- انواع مدل‌های رفتاری خاک

رفتار مکانیکی خاک‌ها با استفاده از یک رابطه بین تنش و کرنش تخمین زده می‌شود. به‌عنوان مثال قانون هوک با قابلیت ارتجاعی خطی همسانگرد ساده‌ترین رابطه تنش-کرنش موجود می‌باشد. که برای بیان آن تنها به دو پارامتر ورودی یعنی مدول یانگ (E) و نسبت پواسون (ν) نیاز است. رفتار خاک‌ها علاوه بر جنس آنها، به درجه پیش تحکیمی، فشار همه جانبه و نوع بارگذاری و اهداف تجزیه و تحلیل وابسته است. از آنجا که یک مدل رفتاری مشخص بر تمام شرایط خاک حاکم نیست. به‌همین دلیل دانشمندان کوشیده‌اند تا به جهت تخمین هر چه دقیق‌تر رفتار خاک در شرایط گوناگون مدل‌های رفتاری مختلفی پیشنهاد نمایند.

مدل‌های رفتاری خاک در *Plaxis 2D* عبارتند از:

- الاستیک خطی (*Linear Elastic*)
- الاستیک-کاملاً پلاستیک (*Elastic Perfectly Plastic*)
- سنگ درزه‌دار (*Jointed Rock Model*)
- خاک سخت شونده (*Hardening - Soil Model*)
- خزش خاک نرم (*Soft- Soil- Creep Model*)

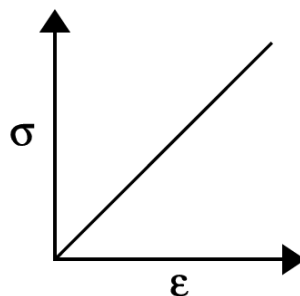
از آنجا که مدل سنگ درزه‌دار یک مدل الاستیک کاملاً پلاستیک نا همسانگرد برای شبیه‌سازی رفتار لایه‌ای سنگ‌هاست و در این تحقیق کاربردی ندارد در ادامه به معرفی سایر مدل‌های رفتاری می‌پردازیم.

۵-۲-۱- مدل الاستیک خطی

رفتار الاستیک خاک‌ها را می‌توان با ویژگی‌هایی مثل برگشت‌پذیر بودن (از بین رفتن کرنش در اثر بارگذاری)، رابطه خطی تغییرات تنش و کرنش و مستقل بودن از سرعت بارگذاری ارزیابی کرد. در بارگذاری‌های غیر برگشتی، رفتار خاک تا محدوده کرنش 0.001 درصد مستقل از سرعت بارگذاری است و کرنش بر اثر باربرداری محو می‌شود. بنابراین می‌توان فرض رفتار الاستیک در این محدوده را پذیرفت.

در بارگذاری‌های سیکلی، رفتار الاستیک تا کرنش کمتر از 0.01 درصد وجود دارد. یعنی محدوده رفتار الاستیک در بارگذاری سیکلی بزرگتر از بار استاتیکی است. رفتار الاستیک در ماسه‌ها بیشتر دیده می‌شود اما در خصوص رس‌ها نتایج متناقضی وجود دارد. محدوده رفتار الاستیک با افزایش درجه پیش‌تحکیمی و فشار همه‌جانبه افزایش می‌یابد. در شن‌ها نیز رفتار الاستیک برای کرنش‌های کم وجود دارد. [۲۹]

از آنجا که دامنه کرنش اغلب زلزله‌ها از 10^{-5} درصد تا 10^{-3} درصد می‌باشد [۳۰] فرض رفتار الاستیک برای خاک‌های ماسه‌ای و شنی با واقعیت نزدیک است. در مدل الاستیک خطی منحنی تنش-کرنش به صورت شکل ۵-۱ است.

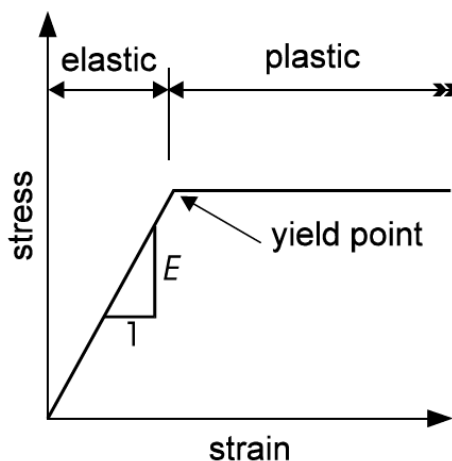


شکل ۵-۱: منحنی تنش-کرنش برای رفتار الاستیک خطی [۳۱]

۵-۲-۲- مدل الاستیک-کاملاً پلاستیک

مدل رفتاری الاستیک خطی از نقطه نظر تئوری فاقد شرایط تسلیم بوده و سطح تسلیم برای آن تعریف نمی‌شود. از این رو این مدل‌های رفتاری نمی‌تواند جهت تعیین تغییر شکل‌های پلاستیک که پس از باربرداری در جسم باقی می‌ماند استفاده شود.

منحنی تنش- کرنش مدل رفتاری الاستیک-کاملاً پلاستیک در شکل ۵-۲ نشان داده شده است.



شکل ۵-۲: منحنی تنش-کرنش برای رفتار الاستیک-کاملاً پلاستیک [۳۱]

اساس این مدل رفتاری بر طبق تئوری کلاسیک پلاستیسیته (Hill, 1950) بر این اصل استوار است که کرنش‌ها و نمو آنها به یک بخش الاستیک و پلاستیک قابل تقسیم است:

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p \quad \text{رابطه (۱-۵)}$$

$$\dot{\varepsilon} = \dot{\varepsilon}^e + \dot{\varepsilon}^p \quad \text{رابطه (۲-۵)}$$

که $\dot{\varepsilon}^p$ نرخ کرنش پلاستیک است و به صورت زیر نوشته می‌شود:

$$\dot{\varepsilon}^p = \lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma} \quad \text{رابطه (۳-۵)}$$

در این رابطه λ ضریب پلاستیک و g تابع پتانسیل پلاستیک است. که برای رفتار کاملاً الاستیک λ برابر صفر و برای یک رفتار پلاستیک λ مثبت است.

در این مدل رفتاری مصالح با رسیدن به یک سطح تسلیم ثابت از فاز الاستیک وارد فاز پلاستیک می‌شوند. به دلیل ثابت بودن سطح تسلیم، کرنش‌های پلاستیک تغییر نمی‌کند و سطح تسلیم با استفاده از تنش‌های اصلی قابل بیان است.

چنانچه تابع توصیف مکان هندسی نقاط تسلیم با نماد F بیان شود، داریم [۳۱] :

$$F = \sqrt{J_2} \sin\left(\theta + \frac{\pi}{3}\right) - \sqrt{\frac{J_2}{3}} \cos\left(\theta + \frac{\pi}{3}\right) \sin \emptyset - \frac{I_1}{3} \sin \emptyset - C \cos \emptyset \quad \text{رابطه (۴-۵)}$$

که در آن J_2 دومین ثابت تنش انحرافی و θ زاویه بار است و از روابط زیر محاسبه می‌شوند:

$$J_2 = \frac{1}{6} [\sigma_x - \sigma_y^2 + \sigma_y - \sigma_z^2 + \sigma_z - \sigma_x^2] + \tau_{xy}^2 \quad \text{رابطه (۵-۵)}$$

$$\theta = \frac{1}{3} \cos^{-1} \left[\frac{3\sqrt{3}}{2} \times \frac{J_3}{\sqrt{J_2^3}} \right] \quad \text{رابطه (۶-۵)}$$

در رابطه بالا J_3 سومین ثابت تنش انحرافی بوده و از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$J_3 = \sigma_x^d \sigma_y^d \sigma_z^d - \sigma_z^d \tau_{xy}^2 \quad \text{رابطه (۷-۵)}$$

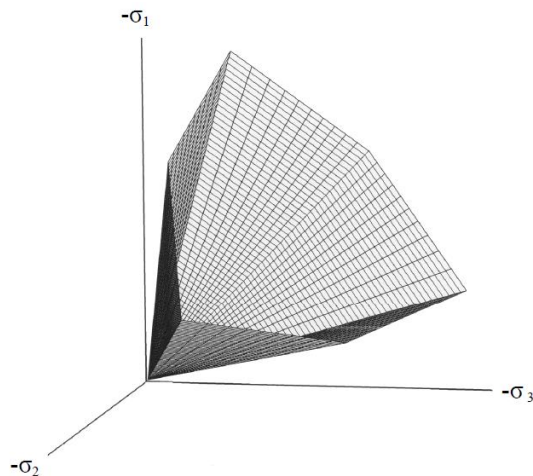
$$\sigma_i^d = \sigma_i - \frac{I_1}{3}, \quad i = x, y \text{ or } z$$

$$I_1 = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z \quad \text{رابطه (۸-۵)}$$

I_1 : اولین ثابت تنش \emptyset : زاویه اصطکاک داخلی

C : چسبندگی خاک

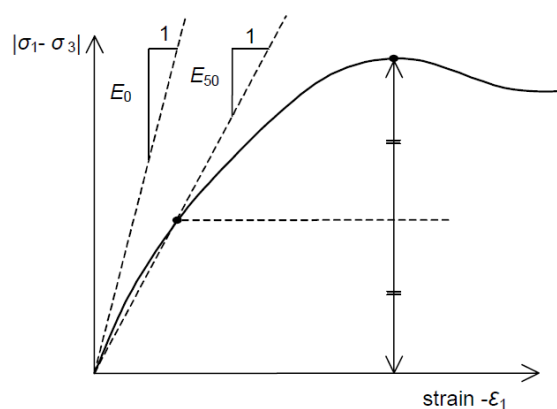
سطح تسلیم مدل این مدل رفتاری در شکل ۳-۵ نشان داده شده است. تمام نقاط واقع در بین سطوح تسلیم در حالت الاستیک قرار دارند و کرنش در این نقاط برگشت پذیر می‌باشد.



شکل ۵-۳: سطح تسلیم مدل الاستیک-کاملاً پلاستیک در فضای تنش‌های اصلی [۳۲]

۵-۲-۲-۱- مدول یانگ (E)

نرم افزار *Plaxis* از مدول الاستیسیته به عنوان مدول سختی پایه در مدل الاستیک-کاملاً پلاستیک استفاده می‌کند. مدول الاستیسیته مورد استفاده در تحلیل‌های اجزا محدود از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است، زیرا بسیاری از مصالح خاکی از همان ابتدای بارگذاری رفتار غیر خطی از خود نشان می‌دهند. مطابق شکل ۵-۴ در مکانیک خاک شیب اولیه نمودار تنش- کرنش با E_0 و شیب مماس در ۵۰ درصد مقاومت نهایی را با E_{50} نشان می‌دهند. که E_{50} به مدول الاستیسیته سکانتی معروف است.



شکل ۵-۴: تفاوت E_0 و E_{50} [۳۲]

برای رس‌های بیش تحکیم یافته و برخی از سنگ‌ها با دامنه الاستیک خطی گسترده استفاده از E_0 ، به واقعیت نزدیک‌تر است؛ درحالی‌که برای ماسه‌ها و خاک‌های رسی عادی تحکیم یافته استفاده از E_{50} مناسب‌تر است. در خاک‌ها هر دو نوع مدول الاستیسیته (E_0 و E_{50}) با افزایش تنش‌های محصور کننده افزایش پیدا می‌کند. بنابراین لایه‌های عمیق نسبت به لایه‌های سطحی از سختی بیشتری برخوردارند. مدول الاستیسیته سکانتی خاک‌های ماسه‌ای در شرایط استاتیکی از ۲۰ تا ۸۰ مگا پاسکال و مدول الاستیسیته سکانتی خاک‌های گراویلی در شرایط استاتیکی از ۵۰ تا ۲۵۰ مگا پاسکال متغیر است [۳۴].

سختی دینامیکی خاک همواره از سختی استاتیکی آن بیشتر است؛ چرا که بارگذاری‌های دینامیکی معمولاً سریع هستند و باعث ایجاد کرنش‌های خیلی کوچک می‌شوند [۳۲]. به‌گونه‌ای که مدول الاستیسیته سکانتی خاک‌های رسی تحت بارهای دینامیکی تا دو برابر مدول الاستیسیته سکانتی آنها در شرایط استاتیکی می‌باشد. اما در مورد ماسه‌ها این افزایش به حدود ۲۰ درصد محدود می‌شود.

۵-۲-۲- ضریب پواسون (ν)

در آزمایشات سه محوری زهکشی شده استاندارد نرخ کاهش حجم در آغاز بارگذاری نسبتاً زیاد بوده و در نتیجه ضریب پواسون به‌دست آمده پایین است. در برخی موارد مانند شرایط باربرداری استفاده از این مقادیر پایین نسبت پواسون (بین ۰.۱۵ تا ۰.۲۵) ممکن است واقع بینانه باشد. اما هنگامی که مدل الاستیک-کاملاً پلاستیک به‌کار می‌رود مقادیر بالاتری توصیه می‌شود. در اغلب کاربردهای عملی مقدار ν در محدوده بین ۰.۳ تا ۰.۴ در نظر گرفته می‌شود.

۵-۲-۳- چسبندگی (C)

نرم افزار *Plaxis* قابلیت مدل‌سازی خاک‌های ماسه‌ای بدون چسبندگی ($C = 0$) را نیز داراست. توصیه می‌شود که برای چسبندگی مقادیر بیش از $0.2 \frac{kN}{m^2}$ استفاده شود. مقاومت چسبندگی خاک‌های رسی

در شرایط دینامیکی تابع سرعت بارگذاری یا نرخ کرنش می‌باشد. برای نرخ‌های کرنش بین ۵۰ تا ۴۲۶ درصد مقاومت چسبندگی دینامیکی تقریباً یک مقدار دارد و حدود ۱.۵ برابر مقاومت چسبندگی استاتیکی می‌باشد [۳۰].

۵-۲-۲-۴- زاویه اصطکاک داخلی

نظر به اینکه در ساخت دیوارهای خاکی پایدارسازی شده مکانیکی از خاک دانه‌ای استفاده می‌شود مهم‌ترین پارامتر تعیین مقاومت برشی خاک زاویه اصطکاک داخلی آن خواهد بود. مقدار زاویه اصطکاک خاک‌های دانه‌ای با انجام عملیات تراکم افزایش خواهد یافت. زاویه اصطکاک داخلی خاک‌های ماسه‌ای برای شرایط دینامیکی حدود ۱۰ درصد افزایش می‌یابد [۳۳].

۵-۲-۲-۵- زاویه اتساع (ψ)

به جز رس‌های بیش تحکیم یافته، بقیه رس‌ها تمایل چندانی به اتساع از خود نشان نمی‌دهند ($\psi = 0$). اما در مورد خاک‌های ماسه‌ای مساله متفاوت است؛ در این نوع خاک‌ها مقدار زاویه اتساع وابسته به وزن مخصوص و زاویه اصطکاک داخلی خاک است.

برای اغلب ماسه‌ها می‌توان ψ را از رابطه زیر به دست آورد [۳۲]:

$$\psi = \phi - 30^\circ \quad (5-9)$$

بنابراین زاویه اتساع برای خاک‌هایی که زاویه اصطکاک داخلی آنها کمتر از ۳۰ درجه می‌باشد ($\phi < 30$) اغلب برابر صفر است.

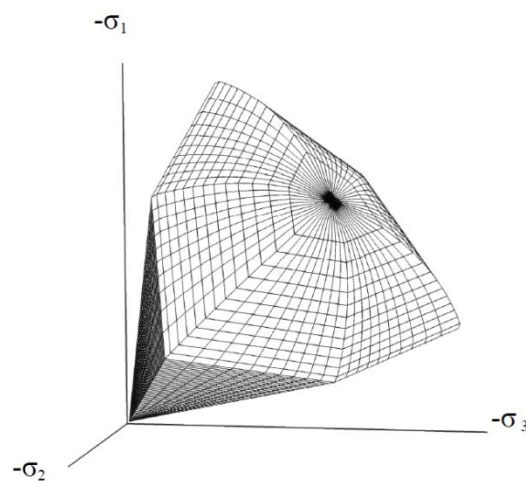
۵-۲-۳- بررسی کلی مدل‌های رفتاری پیشرفته

پس از آنکه در سال ۱۹۷۰ مدل رفتاری الاستیک غیر خطی (هیپر بولیک) توسط *Chang* و *Duncan* ارائه شد؛ با توجه به اینکه این مدل رفتاری نمی‌توانست شرایط پلاستیک خاک را در نظر بگیرد و

جهت محاسبه تغییر شکل‌ها به کار رود، دانشمندان زیادی سعی کردند با توسعه آن خصوصیات پلاستیسیته و اتساع پذیری خاک را در نظر بگیرند.

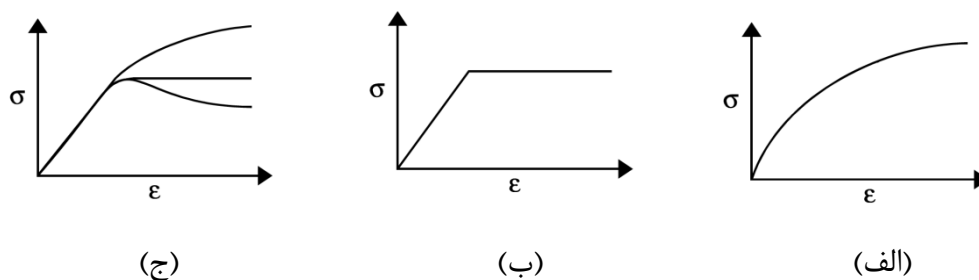
مدل خاک سخت شونده، مدل خزش خاک نرم، مدل توسعه یافته خاک نرم، مدل *cam-clay* (مدل حالت بحرانی) و مدل *cam-clay* اصلاح شده از این گونه‌اند.

در این مدل‌های رفتاری کلاهدک سطح تسلیم بر خلاف مدل موهر-کولمب در فضای تنش‌های اصلی ثابت نیست و می‌تواند به وسیله توسعه کرنش‌های پلاستیک افزایش یابد. کلاهدک تسلیم مدل خاک سخت شونده در شکل ۵-۵ نشان داده شده است.



شکل ۵-۵: سطح تسلیم مدل خاک سخت شونده در فضای تنش‌های اصلی [۳۲]

همچنین در شکل ۶-۵ نمودار تنش-کرنش مدل‌های رفتاری هیپربولیک، الاستیک-کاملاً پلاستیک و *cam-clay* به جهت مقایسه نشان داده شده است.



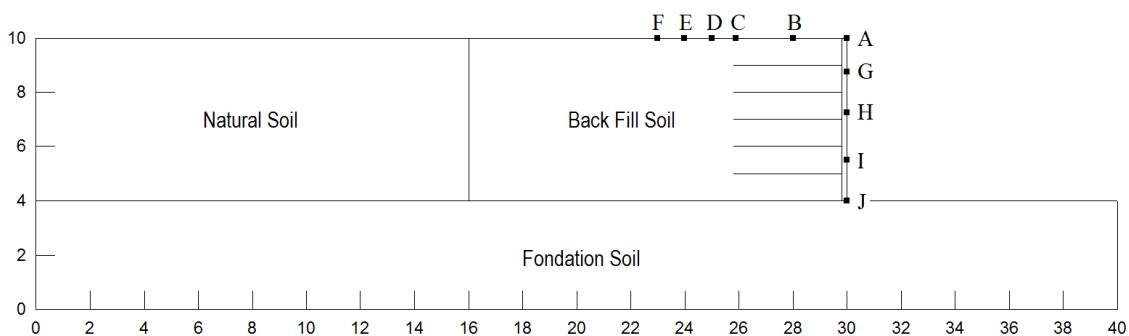
شکل ۶-۵: منحنی تنش-کرنش در مدل‌های رفتاری: (الف): هیپربولیک (ب): الاستیک-کاملاً پلاستیک (ج): *cam-clay* [۳۱]

۵-۳- ساخت مدل مبنا (Wall-1)

اصولا در تکنیک‌های عددی، روش مرسوم برای انجام مطالعات پارامتریک ساخت یک مدل به‌عنوان مدل مبنا می‌باشد. لذا در ابتدا یک دیوار خاکی پایدارسازی شده مکانیکی به‌عنوان مدل مبنا ایجاد و ضمن تشریح روند تحلیل استاتیکی و دینامیکی آن مقادیر تغییر مکان جانبی، نشست خاکریز و حداکثر نیروی بسیج شده در مسلح‌کننده‌ها به‌عنوان پارامترهای اصلی ارزیابی سطح عملکرد مورد سنجش قرار می‌گیرد. سپس با تغییر یک پارامتر به اندازه‌ای مشخص یا در محدوده‌ای خاص به بررسی تاثیر آن بر روی بهبود سطح عملکرد لرزه‌ای دیوار پرداخته می‌شود.

۵-۳-۱- خصوصیات هندسی

مطابق شکل ۵-۷ دیوار خاکی پایدارسازی شده مکانیکی مورد بررسی قرار است بر روی لایه‌ای از خاک شن درشت مدل شده است. ارتفاع دیوار شش متر و برای جلوگیری از تاثیر مرزها بر نتایج تحلیل لرزه‌ای علاوه بر ۱۴ متر عرض دیوار، ۱۶ متر از عرض خاک طبیعی پشت دیوار مدل‌سازی شده است. شایان ذکر است طول مسلح‌کننده‌ها برابر دو سوم ارتفاع دیوار می‌باشد.



شکل ۵-۷: هندسه دیوار مدل مبنا (Wall-1) و موقعیت نقاط سنجش عملکرد

۵-۳-۲- مشخصات مصالح

۵-۳-۱- مصالح خاکی

جهت ساخت دیوار MSE مطابق با معیارهای $FHWA$ از مخلوط شن و ماسه متراکم استفاده شد تا اندرکنش مطلوب خاک و مسلح کننده‌ها فراهم گردد. همچنین از آنجا که ارزیابی تغییر شکل‌های دیوار از اهمیت خاصی برخوردار است، مدل رفتاری الاستیک-کاملاً پلاستیک جهت مدل‌سازی رفتار دیوار انتخاب و جهت المان‌بندی عناصر خاکی از اجزا مثلثی مرتبه چهارم (پانزده گره‌ای) با دوازده نقطه تنش استفاده شد. مشخصات مکانیکی خاک در قسمت‌های مختلف مدل و مدل‌های رفتاری آنها در جدول ۱-۵ نشان داده شده است. همچنین موقعیت نقاط سنجش عملکرد در جدول ۲-۵ مشخص شده است.

جدول ۱-۵: مشخصات مکانیکی خاک در قسمت‌های مختلف در مدل مبنا (Wall-1)

	BACKFILL	NATURAL SOIL	FONDATION
<i>Material</i>	<i>Sand & Gravel</i>	<i>Sand</i>	<i>Gravel</i>
<i>Model</i>	<i>M-C</i>	<i>Linear Elastic</i>	<i>Linear Elastic</i>
γ (KN/m^3)	20	18	23
γ_{sat} (KN/m^3)	20	18	23
E (KPa)	50000	30000	250000
ν	0.35	0.3	0.2
C (KPa)	2	0.2	0.2
ϕ (degree)	36°	-	-
ψ (degree)	6°	-	-
R_{inter}	0.67	1	1

جدول ۲-۵: موقعیت نقاط سنجش عملکرد در مدل مبنا (Wall-1)

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
X	30	28	25.9	25	24	23	30	30	30	30
Y	10	10	10	10	10	10	8.75	7.25	5.5	4

۵-۳-۲-۲- رویه

رویه در این مدل یک بتنی به ضخامت ۱۴ سانتیمتر با وزن مخصوص $\frac{kN}{m^3}$ ۲۴، ضریب پواسون ۰.۱۵ و مدول الاستیسیته KPa 25×10^6 می‌باشد. مقادیر صلبیت خمشی (EI) و سختی محوری (EA) و وزن واحد طول رویه به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$A = 0.14 \frac{m^2}{m}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \times (0.14)^3}{12} = 2.287 E - 4 \frac{m^4}{m}$$

$$EA = 25 E 6 \times \frac{kN}{m^2} \times 0.14 \frac{m^2}{m} = 3500000 \frac{kN}{m}$$

$$EI = 25 E 6 \times \frac{kN}{m^2} \times 2.287 E - 4 \frac{m^4}{m} = 5716.7 \frac{kN}{m}$$

$$\gamma = 24 \frac{kN}{m^3} \rightarrow W = 24 \frac{kN}{m^3} \times 0.14 \frac{m^2}{m} = 3.36 \frac{kN}{m}$$

۵-۳-۲-۳- تسمه‌ها

مسلح کننده‌ها از تسمه‌های فولادی گالوانیزه با تنش تسلیم $448 MPa$ و مدول الاستیسیته GPa ۲۰۰ می‌باشند. عرض مقطع مسلح کننده‌ها ۵۰ میلیمتر و ضخامت آنها ۳ میلیمتر است. فواصل مسلح کننده‌ها در جهت طول دیوار (S_h) برابر $\frac{1}{3}$ متر و در جهت ارتفاع دیوار (S_v) برابر یک متر انتخاب شده است. مدل رفتاری تسمه‌ها به جهت در نظر گرفتن شرایط تسلیم آنها الاستو پلاستیک بوده و سختی محوری (EA) و حداکثر نیروی محوری (N_p) آنها به روش زیر محاسبه می‌شود:

$$A = 0.05m \times 0.003 \times 3 = 4.5 E - 4 \frac{m^2}{m}$$

$$EA = 200 E 6 \frac{kN}{m^2} \times 4.5 E - 4 \times \frac{m^2}{m} = 90.000 \frac{kN}{m}$$

$$N_p = f_y \times A = 448 \times 10^3 \frac{kN}{m^2} \times 4.5 E - 4 \frac{m^2}{m} = 201.6 \cong 200 \frac{kN}{m}$$

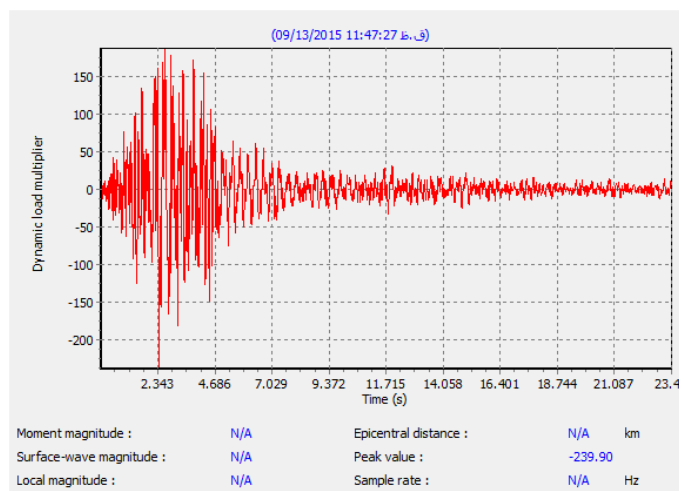
۵-۳-۳- جذب بازتاب امواج روی مرزها

با توجه به اینکه خاک یک محیط نامحدود به حساب می‌آید؛ در مدل‌سازی عددی المان محدود جهت عدم تاثیر مرزها بر نتایج سعی می‌شود تا مرزهای مدل به اندازه کافی از ناحیه مورد نظر دور باشند. علاوه بر آن در تحلیل‌های دینامیکی باید شرایط مرزی خاصی تعریف شود. بدون این شرایط مرزی ویژه، امواج از مرزهای مدل بازتاب می‌شوند. برای احتراز از این بازتاب‌های شدید و بروز آشفتگی لازم است تا در مرزهای مدل از مرز جاذب استفاده شود.

۵-۳-۴- محاسبات

ابتدا پس از فعال نمودن رویه و مسلح کننده‌ها تغییر شکل‌های استاتیکی دیوار پس از ساخت با انجام محاسبات پلاستیک بدست آمد. سپس به منظور محاسبه تغییر شکل‌های ناشی از بارگذاری زلزله یک تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی انجام شد.

رکورد زلزله انتخاب شده جهت مدل‌سازی مطابق شکل ۵-۸ دارای حداکثر شتاب $239.9 \frac{cm}{s^2}$ (PGA)، مدت زمان ۲۳.۴۳ ثانیه و گام‌های زمانی s ۰.۰۰۵ می‌باشد. این زلزله به سال ۱۹۹۰ در شهر کالیفرنیا روی داده است.



شکل ۵-۸: رکورد زلزله مینا با $PGA = 239.9 \frac{cm}{s^2}$ ، اعمالی بر مدل Wall-1

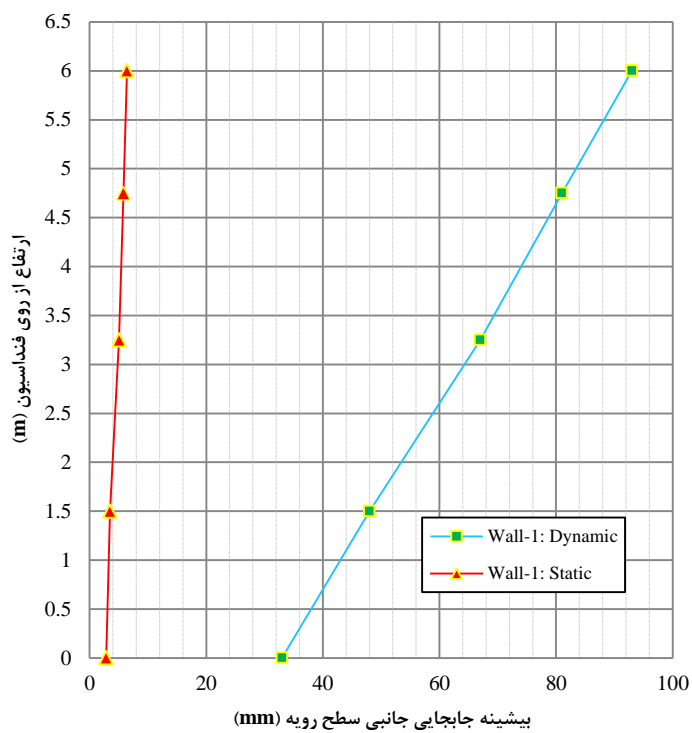
۵-۳-۵- نتایج محاسبات مدل مینا

نظر به اینکه مقادیر نشست سطح خاکریز، تغییر مکان جانبی و نیروهای بسیج شده در تسمه ها بعنوان پارامترهای اساسی ارزیابی عملکرد بشمار می‌روند در این قسمت به سنجش این پارامترها در مدل *Wall-1* برای شرایط استاتیکی و دینامیکی می‌پردازیم.

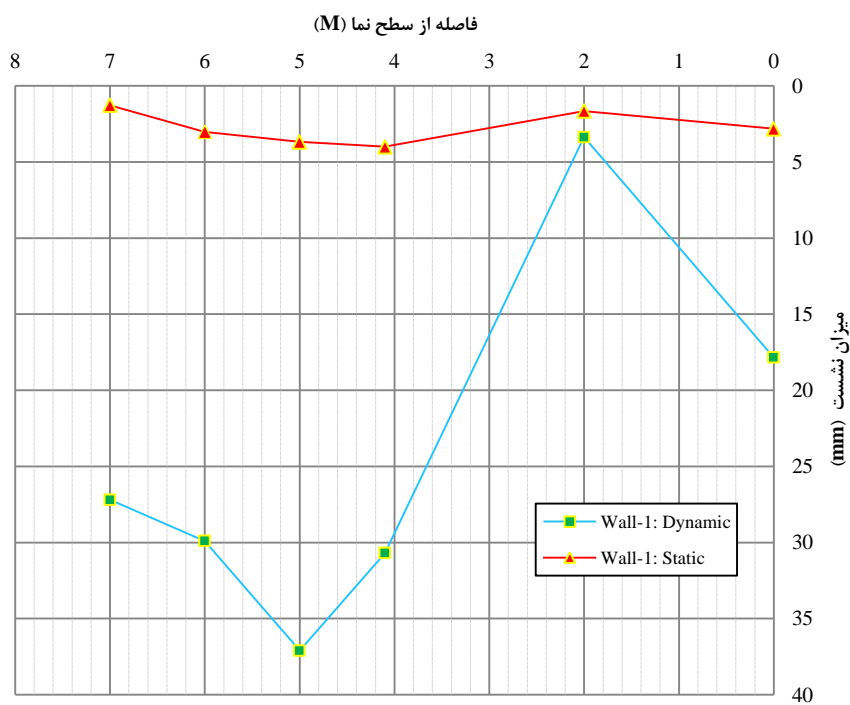
جابه‌جایی جانبی سطح رویه در نقاط A، G، H، I، J برای شرایط استاتیکی و دینامیکی در شکل ۹-۵ و نتایج تاریخچه زمانی آن، در شکل ۵-۱۱ آمده است.

نشست در نقاط A، B، C، D، E، F برای شرایط استاتیکی و دینامیکی در شکل ۵-۱۰ و نتایج تاریخچه زمانی زمانی آن، در شکل ۵-۱۲ نشان داده شده است. همچنین بیشینه نیروی بسیج شده در مسلح کننده‌ها برای شرایط استاتیکی و دینامیکی در شکل ۵-۱۳ مقایسه شده است. بر اساس شکل‌ها می‌توان گفت:

- بیشینه مقدار جابجایی جانبی رویه برای شرایط استاتیکی با مقدار ۶.۴ میلیمتر و برای شرایط دینامیکی با مقدار ۹۳ میلیمتر در نقطه‌ی A رخ داده است.
- جابه‌جایی نسبی تاج دیوار نسبت به پای دیوار در شرایط استاتیکی ۵۵ درصد و در شرایط دینامیکی ۵۴ درصد افزایش داشته است.
- بیشینه مقدار نشست سطح خاکریز برای شرایط استاتیکی با مقدار ۴ میلیمتر در نقطه‌ی C و برای شرایط دینامیکی با مقدار ۳۷.۱ میلیمتر در نقطه‌ی D رخ داده است.
- بیشینه نیروی بسیج شده در مسلح کننده‌ها برای شرایط استاتیکی ۵۱.۳۱ کیلو نیوتن و در شرایط دینامیکی ۹۱.۴ کیلو نیوتن میباشد که در مسلح کننده واقع در تراز یک متر از روی فنداسیون رخ داده است.
- حداکثر نیروی بسیج شده در حالت دینامیکی ۹۱.۴ کیلو نیوتن کمتر از حداکثر نیروی گسیختگی مسلح کننده‌های فولادی ۲۰۰ کیلو نیوتن بوده و ضریب اطمینان آن برای گسیختگی حدود ۲ می‌باشد.

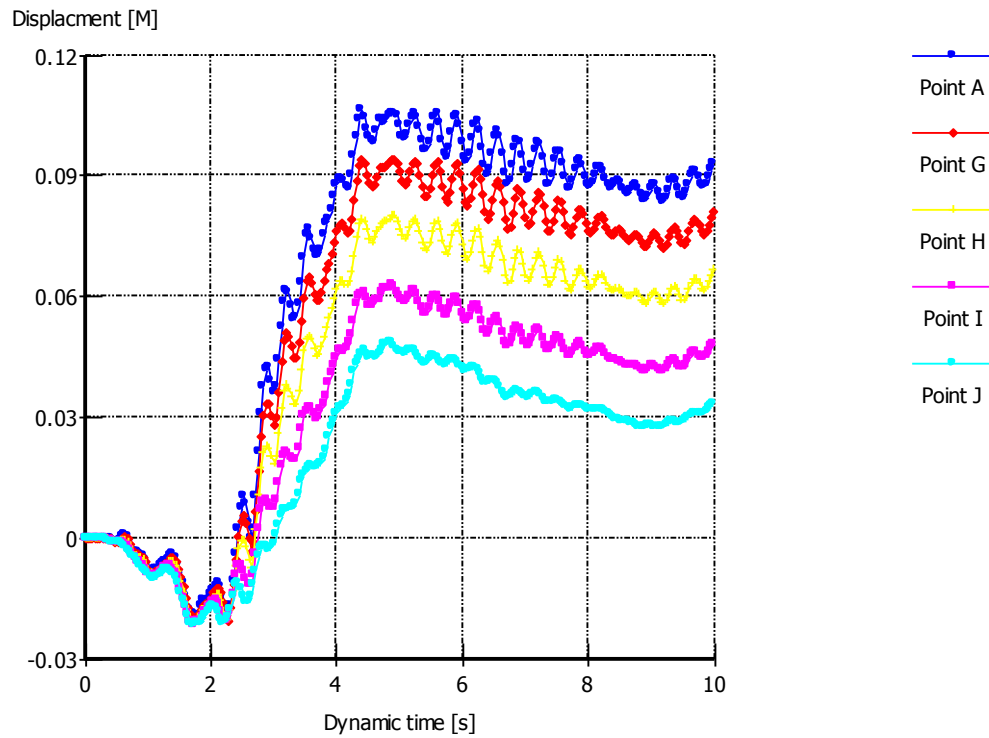


شکل ۵-۹: جابه‌جایی جانبی سطح رویه مدل *Wall-1* در شرایط استاتیکی و دینامیکی



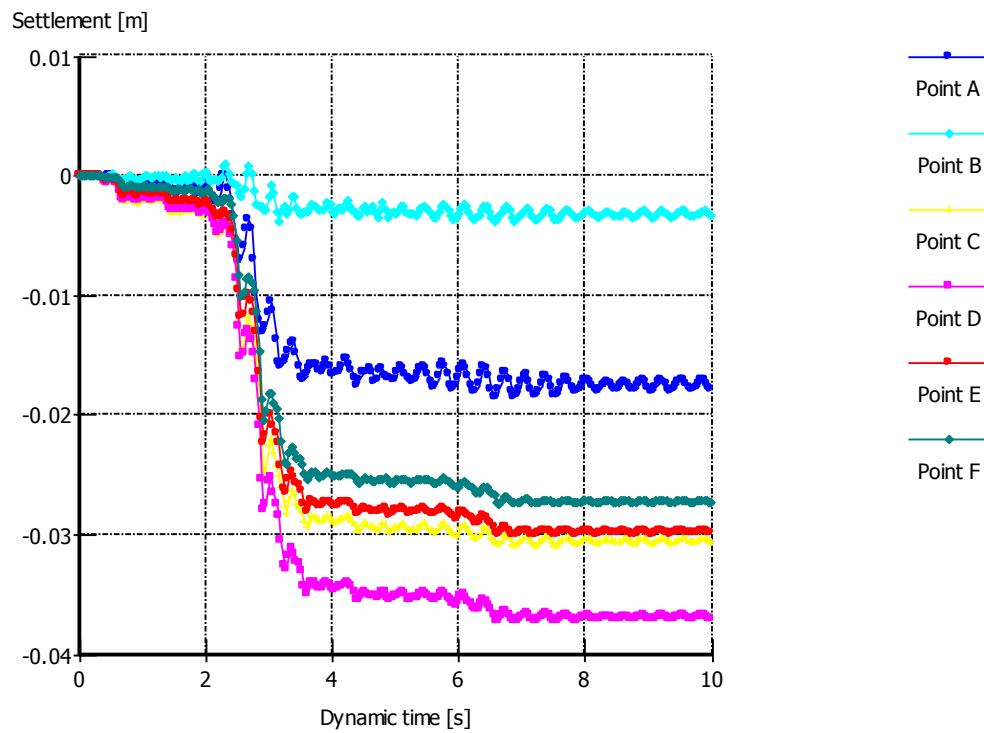
شکل ۵-۱۰: نشست سطح خاکریز مدل *Wall-1* در شرایط استاتیکی و دینامیکی

Wall-1

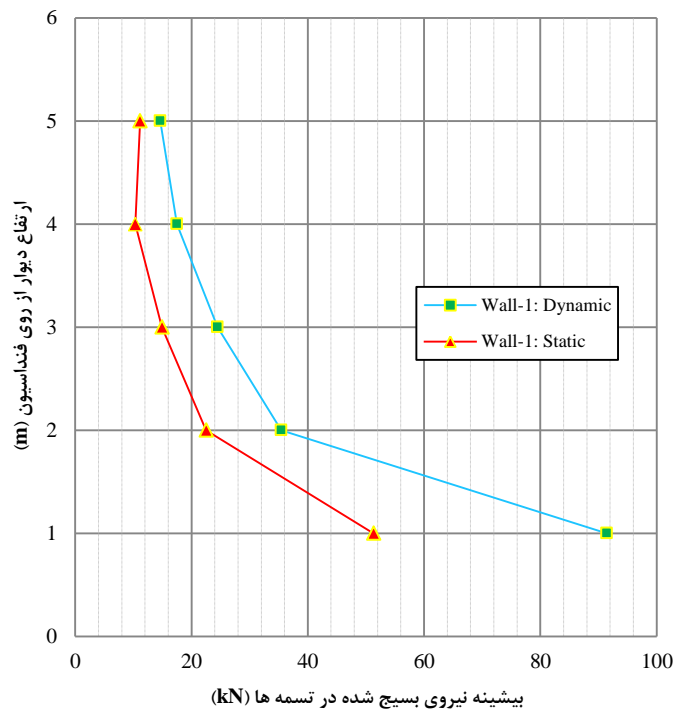


شکل ۵-۱۱: تغییر مکان جانبی تاریخچه زمانی سطح رویه برای مدل Wall-1

Wall-1



شکل ۵-۱۲: نشست دینامیکی تاریخچه زمانی سطح خاکریز برای مدل Wall-1



شکل ۵-۱۳: نیروی بسیج شده در مسلح کننده‌های مدل *Wall-1* در شرایط استاتیکی و دینامیکی

۴-۵- مطالعات پارامتریک

همانطور که قبلا بیان شد در بخش مطالعات پارامتریک سعی بر آن است با تغییر یک پارامتر در محدوده‌ای خاص یا به اندازه‌ای مشخص به بررسی تاثیر آن بر روی تغییر مکان جانبی سطح رویه، نشست سطح خاکریز و نیروی بسیج شده در مسلح کننده‌ها با رویکرد بهبود سطح عملکرد پرداخته می‌شود. از آنجا که در این تحقیق شرایط استاتیکی مورد بررسی قرار نمی‌گیرد در مدل‌های ساخته شده برای مطالعات پارامتریک تنها به نتایج حاصل از شرایط دینامیکی تحت اثر نیروی زلزله پرداخته خواهد شد.

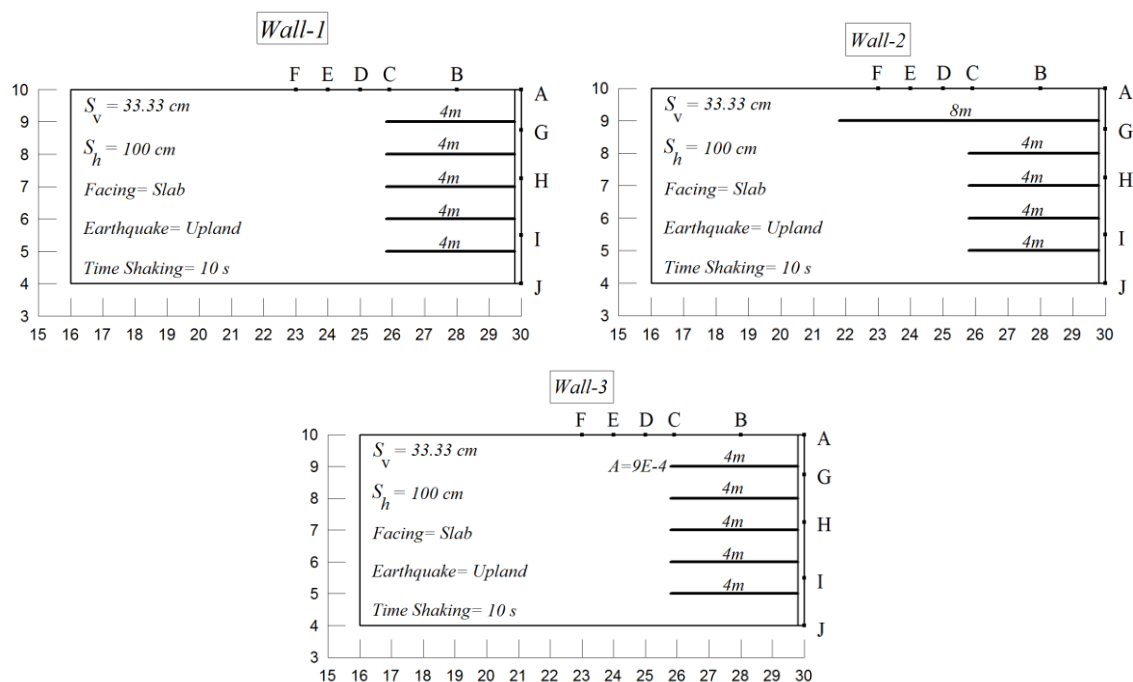
مواردی که در این بخش تاثیر آنها بر عملکرد لرزه‌ای دیوارهای خاکی پایدارسازی شده مکانیکی مورد بررسی قرار می‌گیرد عبارتند از:

۱. طول و سختی مسلح کننده فوقانی؛
۲. وجود یک لایه سست به عرض ۶۰ سانتیمتر در مجاورت رویه؛
۳. نسبت طول مسلح کننده به ارتفاع دیوار؛
۴. جابه‌جا نمودن فواصل مسلح کننده در طول با فواصل آنها در ارتفاع دیوار؛
۵. استفاده از رویه سگمنتال بجای رویه دال بتن مسلح صلب؛
۶. نوع زلزله.

۴-۵-۱- بررسی اثر طول و سختی مسلح کننده فوقانی

در این قسمت با ساخت دو مدل *Wall-2* و *Wall-3* مطابق شکل ۵-۱۴ و مقایسه نتایج آن با مدل مبنا (*Wall-1*) به مطالعه اثر این متغیرها بر عملکرد لرزه‌ای می‌پردازیم. تمامی مشخصات دیوارهای مدل *Wall-2* و *Wall-3* اعم از ابعاد دیوار، مشخصات مکانیکی مصالح خاکی، موقعیت نقاط سنجش عملکرد و فاصله بندی افقی یا عمودی مسلح کننده‌ها بجز مشخصات تسمه فوقانی همانند مدل *Wall-1* است.

در مدل Wall-2 نسبت به مدل مبنا طول و در مدل Wall-3 سختی محوری (EA) تسمه فوقانی را به میزان دو برابر افزایش داده‌ایم. شایان ذکر است دو دیوار Wall-2 و Wall-3 از نظر هزینه اقتصادی ساخت یکسانند. مشخصات تسمه فوقانی در سه دیوار در جدول ۳-۵ آمده است.



شکل ۵-۱۴: نمای شماتیک دیوارهای Wall-1، Wall-2 و Wall-3 در قسمت خاکریز

جدول ۳-۵: مشخصات تسمه فوقانی در مدل‌های Wall-1، Wall-2 و Wall-3

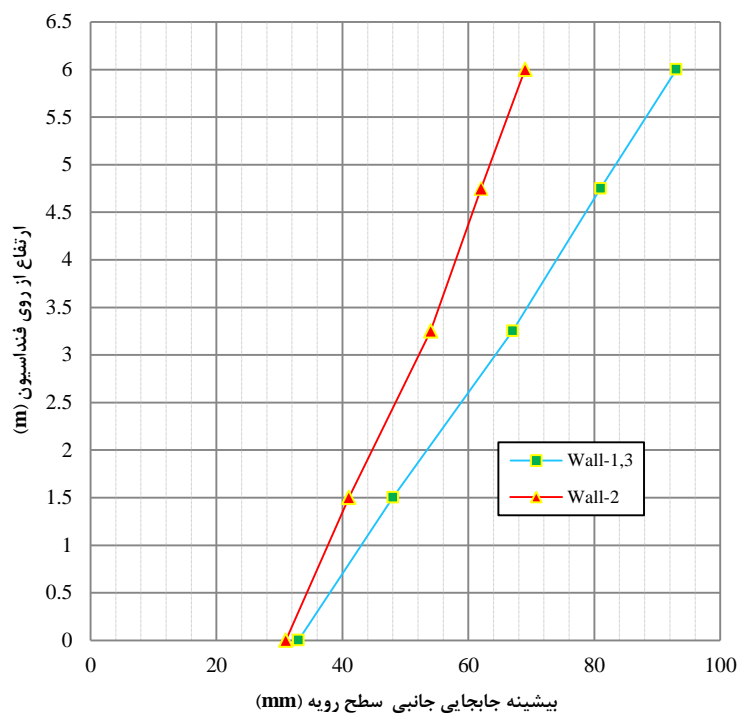
مشخصات تسمه فوقانی	Wall-1	Wall-2	Wall-3
جنس تسمه	فولادی	فولادی	فولادی
طول تسمه (متر)	۴	۸	۴
عرض تسمه (میلیمتر)	۵	۵	۵
ضخامت تسمه (میلیمتر)	۳	۳	۶
سختی محوری (کیلونیوتن بر متر)	۹۰۰۰۰	۹۰۰۰۰	۱۸۰۰۰۰
حداکثر نیروی کششی (کیلونیوتن بر متر)	۲۰۰	۲۰۰	۴۰۰

جابه‌جایی جانبی سطح روبه در نقاط A ، G ، H ، I ، J در شکل ۵-۱۵؛ نشست در نقاط A ، B ، C ، D ، E ، F در شکل ۵-۱۶ و نتایج تاریخچه زمانی جابجایی جانبی و نشست تاج دیوار، برای سه مدل به ترتیب در شکل‌های ۵-۱۷ و ۵-۱۸ نشان داده شده است.

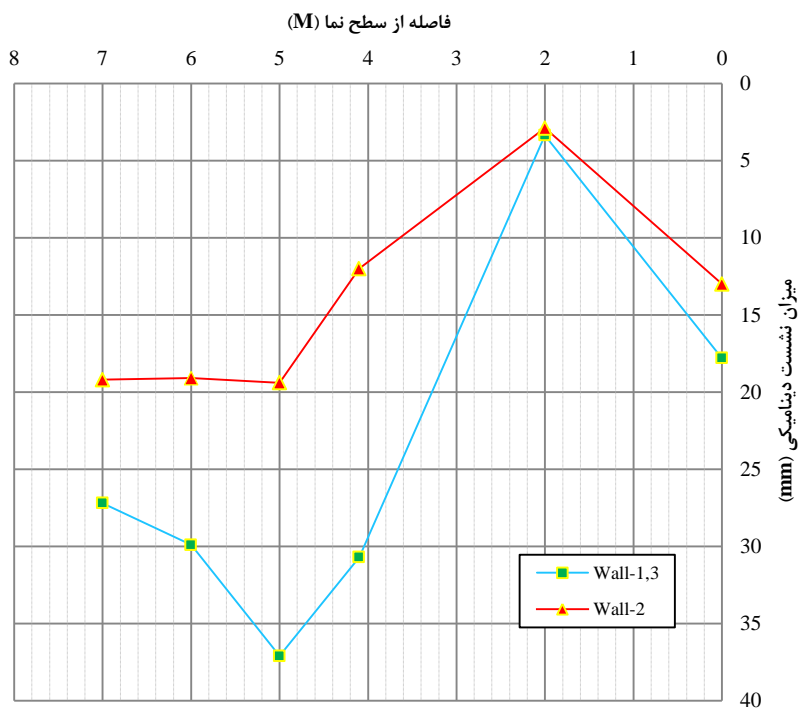
همچنین نیروی بسیج شده در مسلح‌کننده‌ها برای سه مدل در شکل ۵-۱۹ مقایسه گردیده است.

بر اساس شکل‌ها می‌توان گفت:

- بیشترین مقدار جابه‌جایی جانبی در Wall-1 برابر ۹۳ میلیمتر و در Wall-2 برابر ۶۹ میلیمتر و در Wall-3 ۹۳.۵ میلیمتر است که همگی در نقطه A رخ داده است.
- با افزایش طول مسلح‌کننده‌ی لایه فوقانی به میزان دو برابر در مدل Wall-2 بیشینه جابه‌جایی جانبی رویه دیوار (در نقطه A) به میزان ۲۶ درصد نسبت به Wall-1 کاهش یافت.
- بیشترین مقدار نشست در Wall-1 برابر ۳۷.۱ میلیمتر و در Wall-2 برابر ۱۹.۴ میلیمتر و در Wall-3 ۳۶.۸ میلیمتر است که همگی در نقطه D رخ داده است.
- با افزایش طول مسلح‌کننده‌ی لایه فوقانی به میزان دو برابر در مدل Wall-2 بیشینه نشست سطح خاکریز (در نقطه D) به میزان ۴۸ درصد نسبت به Wall-1 کاهش می‌یابد.
- نشست نقطه A در مدل Wall-2 تقریباً تا ثانیه سوم با مدل Wall-1 یکسان و از ثانیه سوم اعمال زلزله به بعد نسبت به آن کاهش می‌یابد.
- بیشترین مقدار نیروی بسیج شده در مسلح‌کننده‌ها در Wall-1 برابر ۹۱.۴ کیلو نیوتن و در Wall-2 برابر ۹۰.۵۳ کیلو نیوتن و در Wall-3 برابر ۹۱.۴۷ کیلو نیوتن است که همگی در مسلح‌کننده واقع در تراز یک متری از روی فنداسیون رخ داده است.
- نیروی بسیج شده در مسلح‌کننده فوقانی مدل Wall-2 حدود ۱.۹ برابر نیروی بسیج شده در مسلح‌کننده فوقانی مدل Wall-1 بوده و نیروی سایر مسلح‌کننده‌های تحتانی کاهش یافته است. در حالی که مقدار نیروی بسیج شده در مسلح‌کننده فوقانی دیوار Wall-3 علی‌رغم افزایش سختی آن به میزان دو برابر تغییری نکرده است.

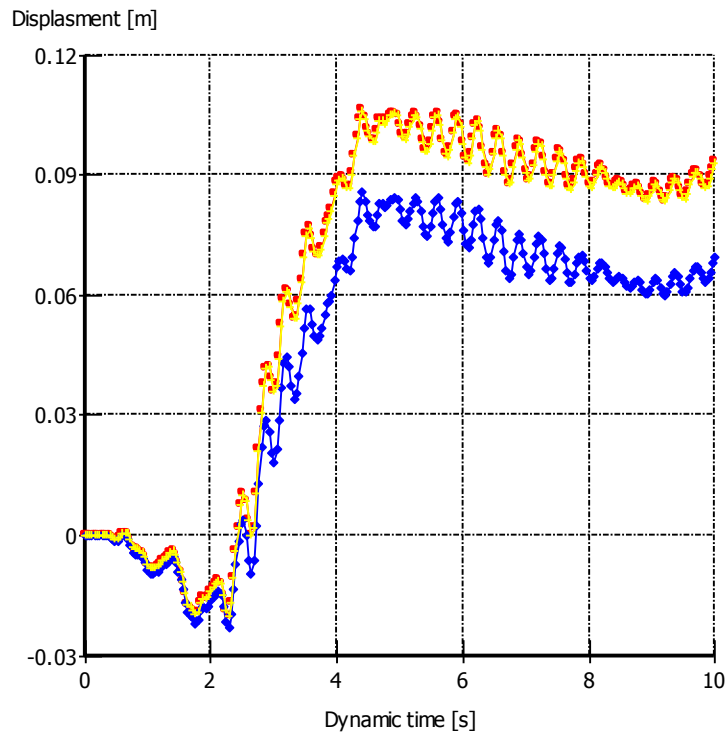


شکل ۵-۱۵: جابه‌جایی جانبی سطح روبه در مدل‌های Wall-1، Wall-2، و Wall-3



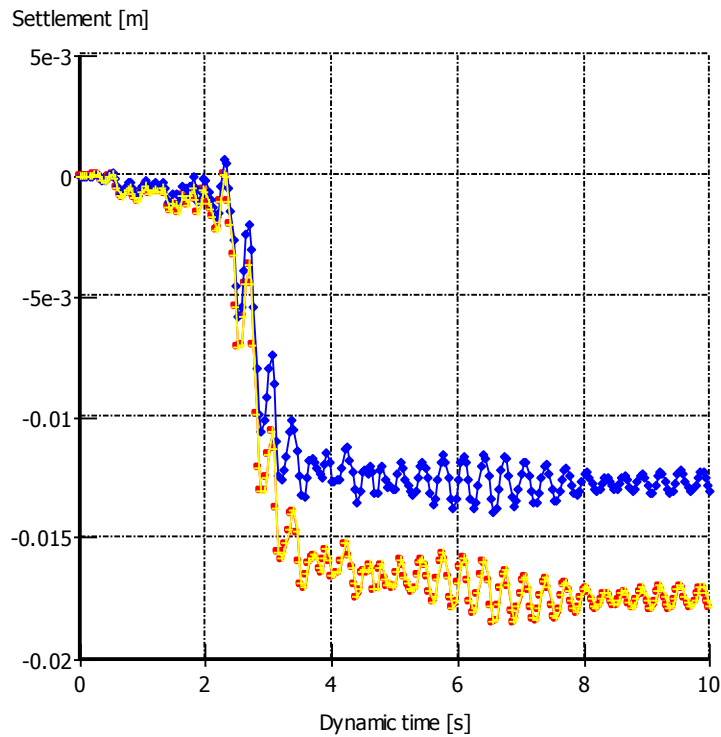
شکل ۵-۱۶: نشست سطح خاکریز در مدل‌های Wall-1، Wall-2، و Wall-3

Dis.: Point A

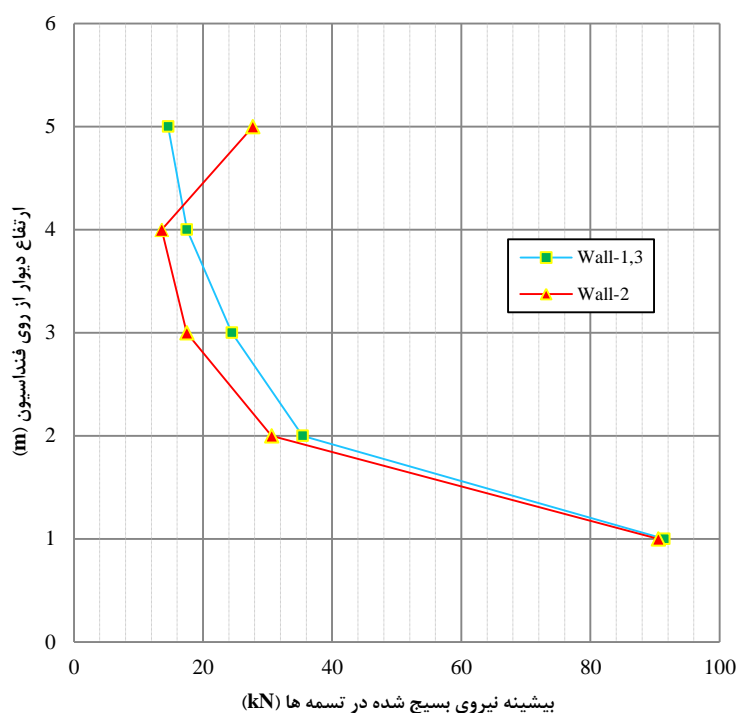


شکل ۵-۱۷: جابه‌جایی جانبی تاریخچه زمانی نقطه A برای مدل‌های Wall-1، Wall-2 و Wall-3

Sett.: Point A



شکل ۵-۱۸: نشست تاریخچه زمانی نقطه A برای مدل‌های Wall-1، Wall-2 و Wall-3

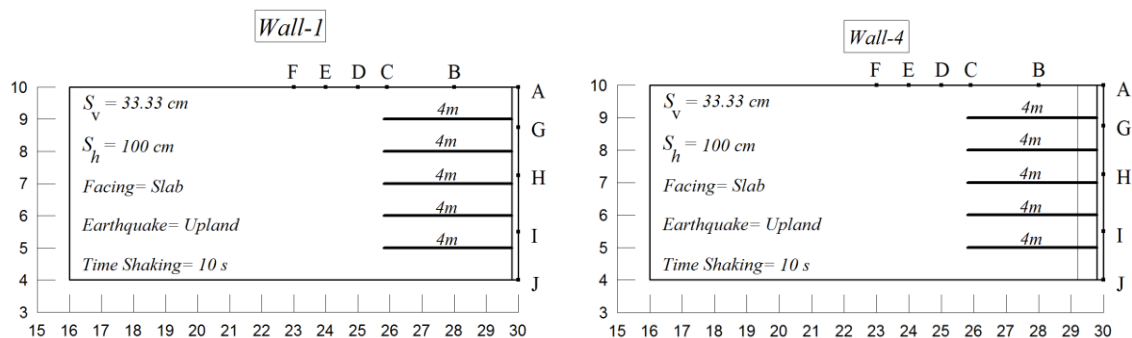


شکل ۵-۱۹: نیروی بسیج شده در مسلح کننده‌ها در مدل‌های *Wall-1*، *Wall-2* و *Wall-3*

۵-۴-۲- بررسی اثر وجود یک لایه سست در مجاورت رویه ناشی از عدم کوبش

در موقع ساخت دیوارهای *MSE* گاهی دیده می‌شود بدلیل عدم دقت در عملیات اجرایی بخشی از خاک در مجاورت پوشش نما بدرستی متراکم نمی‌شود. در اینجا با ساخت مدل *Wall-4* مطابق شکل ۵-۲۰ به بررسی اثر این موضوع بر عملکرد لرزه‌ای دیوار می‌پردازیم. مشخصات مدل *Wall-4* همان مشخصات مدل *Wall-1* است و تنها تفاوت بین آنها مشخصات لایه خاک مجاور به رویه به عرض ۶۰ سانتیمتر است که مطابق جدول ۵-۴ می‌باشد.

جابه‌جایی جانبی سطح رویه در نقاط *A*، *G*، *H*، *I*، *J* در شکل ۵-۲۱، نشست در نقاط *A*، *B*، *C*، *D*، *E*، *F* در شکل ۵-۲۲ و نتایج تاریخچه زمانی جابه‌جایی جانبی نقاط *A* و *J* و نشست، برای دو مدل به ترتیب در شکل‌های ۵-۲۳ و ۵-۲۴ نشان داده شده است.



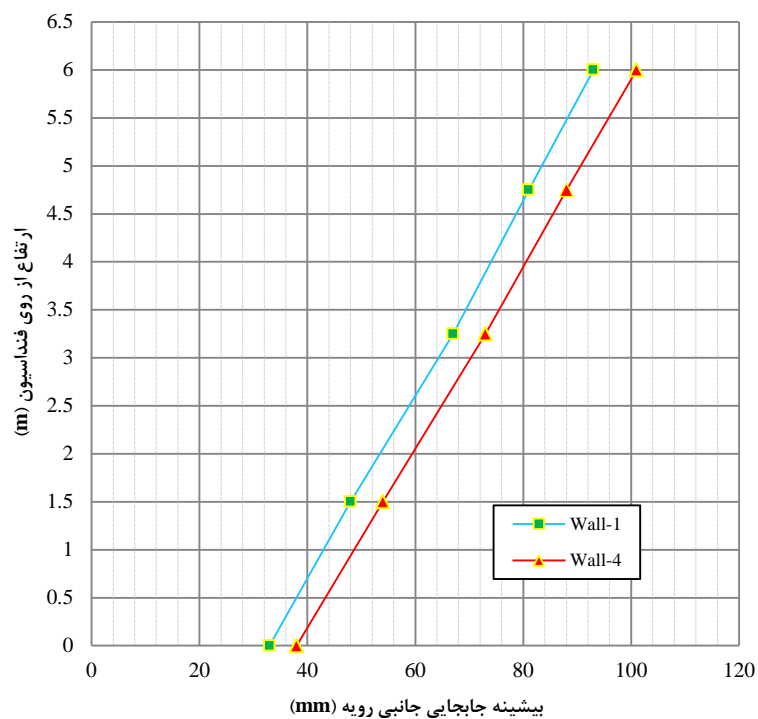
شکل ۵-۲۰: نمای شماتیک دیوارهای Wall-1 و Wall-4 در قسمت خاکریز

جدول ۵-۴: مشخصات مصالح خاکی در مدل Wall-4

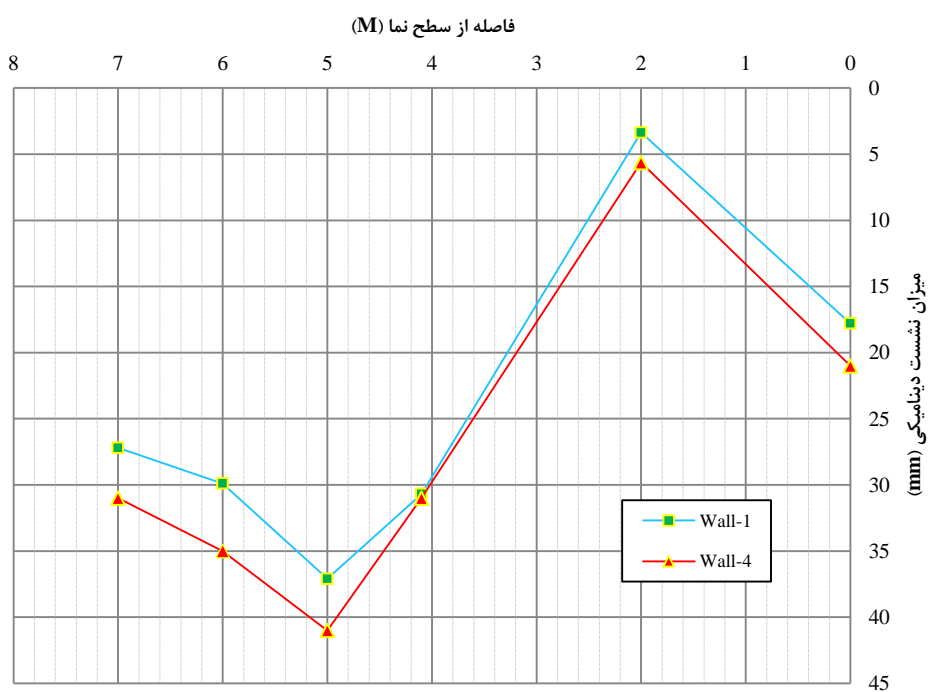
	<i>Back Fill > 60cm</i>	<i>Back Fill < 60cm</i>	<i>Natural Soil</i>	<i>Fondation Soil</i>
<i>Material</i>	<i>Gravel</i>	<i>Gravel</i>	<i>Sand</i>	<i>Gravel</i>
<i>Model</i>	<i>M-C</i>	<i>M-C</i>	<i>L-E</i>	<i>L-E</i>
γ (KN/m^3)	20	18.5	18	23
γ_{sat} (KN/m^3)	20	18.5	18	23
E (KP_a)	50000	25000	30000	250000
ν	0.35	0.3	0.3	0.2
C (KP_a)	2	1	0.2	0.2
ϕ (degree)	36°	28°	-	-
ψ (degree)	6°	0°	-	-
R_{inter}	0.67	0.67	1	1

بر اساس شکل‌ها می‌توان گفت:

- بیشترین مقدار نشست در Wall-4 برابر ۴۱ میلی‌متر و در Wall-1 برابر ۳۷.۱ میلی‌متر می‌باشد که برای هر دو مدل در نقطه D رخ داده است.
- در مدل Wall-4 بیشینه جابه‌جایی جانبی رویه دیوار در نقطه A حدود ۹ درصد نسبت به Wall-1 افزایش یافته است.
- در مدل Wall-4 بیشینه نشست سطح خاکریز در نقطه D به میزان ۱۱ درصد نسبت به Wall-1 افزایش یافته است.

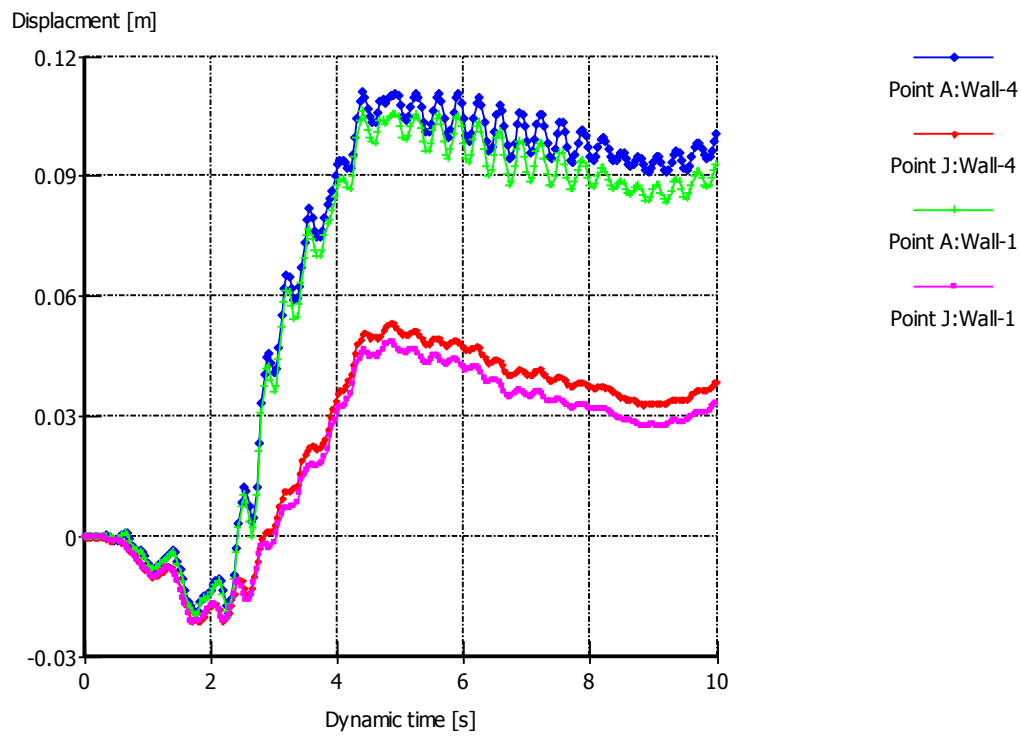


شکل ۵-۲۱: جابه‌جایی جانبی سطح رویه در مدل‌های Wall-1 و Wall-4



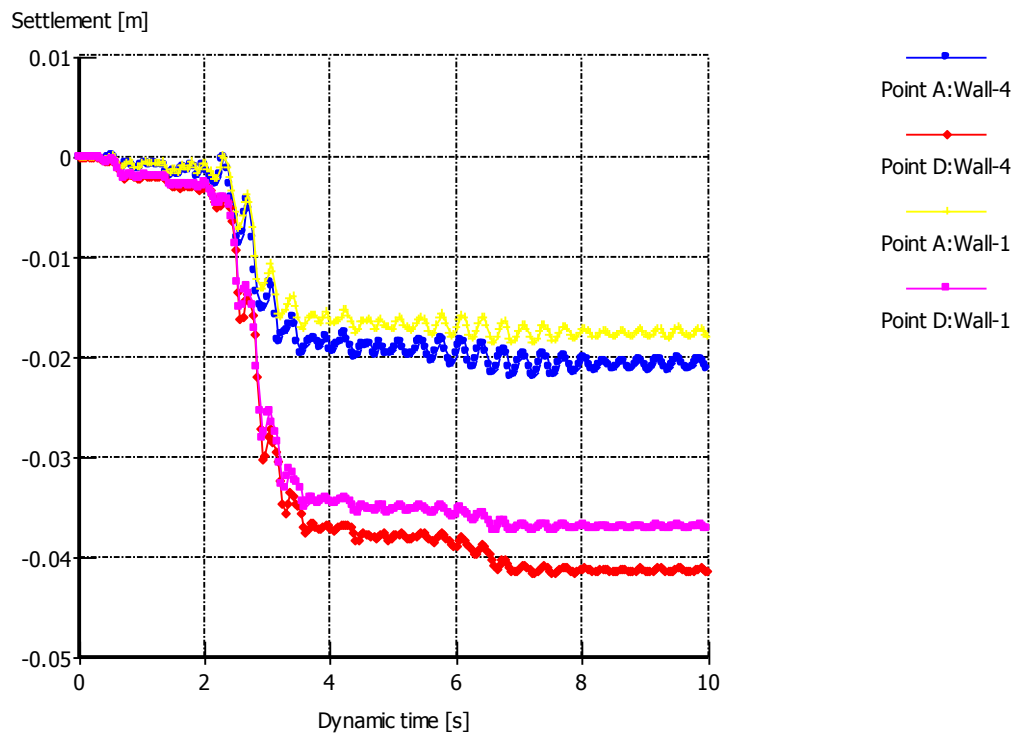
شکل ۵-۲۲: نشست سطح خاکریز در مدل‌های Wall-1 و Wall-4

Dis.:Point A&J



شکل ۵-۲۳: جابه‌جایی جانبی تاریخچه زمانی رویه برای مدل Wall-4 و Wall-1 در نقاط A و J

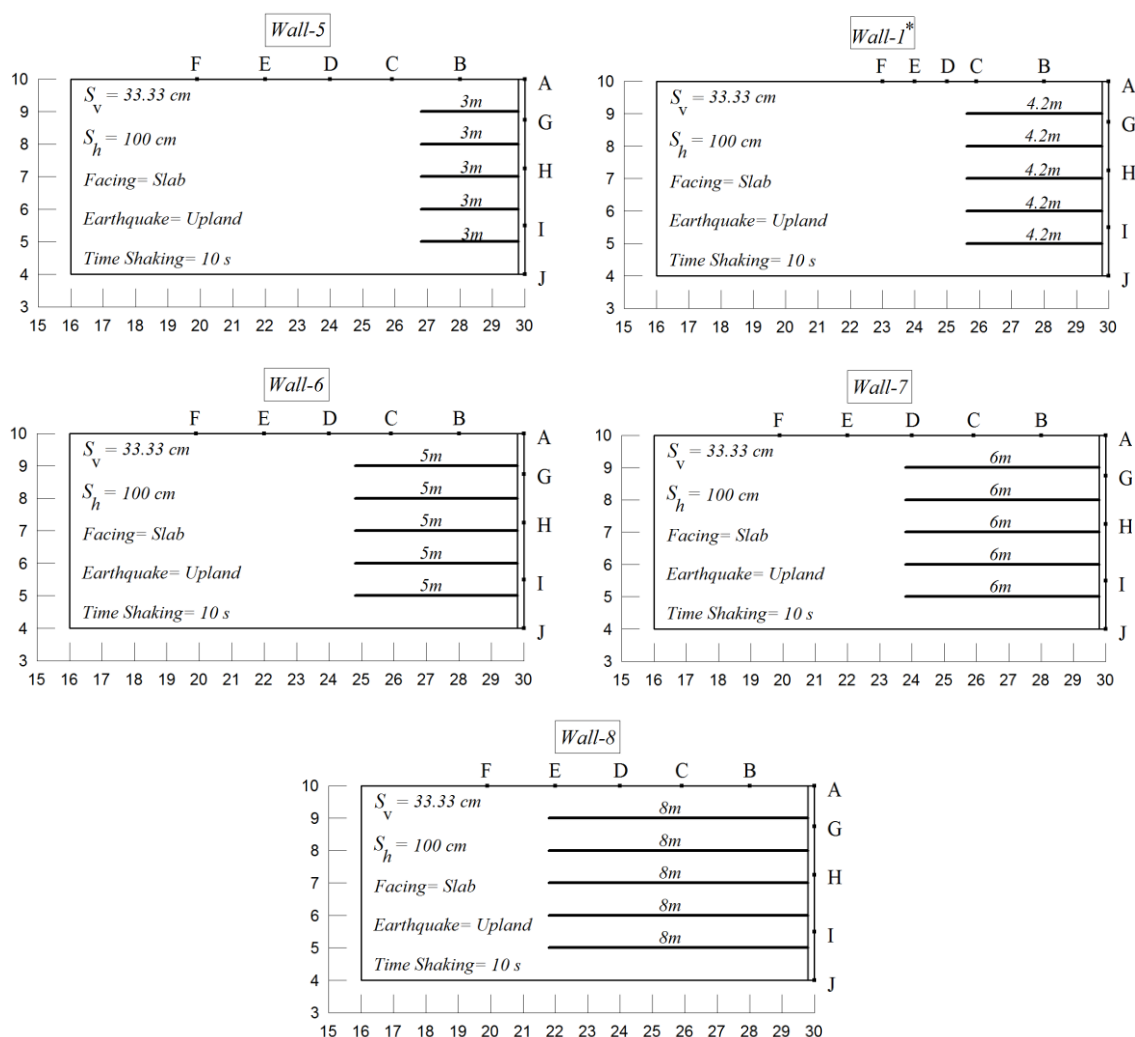
Sett.: P. A & D



شکل ۵-۲۴: جابه‌جایی جانبی تاریخچه زمانی رویه برای مدل Wall-4 و Wall-1 در نقاط A و D

۵-۴-۳- بررسی اثر نسبت طول مسلح کننده به ارتفاع دیوار

همانطور که در فصل تحلیل و طراحی ذکر شد آیین‌نامه FHWA نسبت طول مسلح کننده به ارتفاع دیوار $(\frac{L}{H})$ را برابر ۰.۷ پیشنهاد نموده است. در این قسمت با تغییر این نسبت و ساخت مدل‌های دیوار ۵-۱*، Wall-5، Wall-6، Wall-7، Wall-8 و مطابق شکل ۵-۲۵ به بررسی اثر آن بر عملکرد لرزه‌ای دیوار پرداخته می‌شود. کلیه مشخصات مدل‌های ساخته شده بجز نسبت طول مسلح کننده به ارتفاع و موقعیت نقاط سنجش عملکرد با مدل مبنا (Wall-1) یکسان است. نسبت طول مسلح کننده به ارتفاع دیوار $(\frac{L}{H})$ در هر یک از مدل‌های ساخته شده در جدول ۵-۵ و موقعیت نقاط سنجش سطح عملکرد برای پنج مدل در جدول ۵-۶ مشخص شده است.



شکل ۵-۲۵: نمای شماتیک دیوارهای ۵-۱*، Wall-5، Wall-6، Wall-7، Wall-8 و در قسمت خاکریز

جدول ۵-۵: نسبت $(\frac{L}{H})$ در مدل‌های مختلف

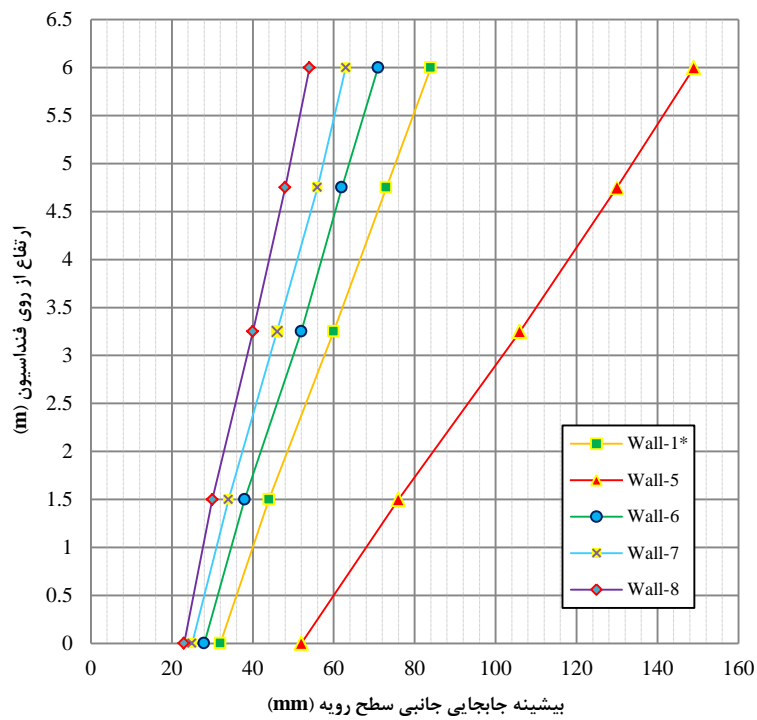
	Wall-5	Wall-1*	Wall-6	Wall-7	Wall-8
L/H	0.5	0.7	0.83	1	1.33

جدول ۶-۵: موقعیت نقاط سنجش عملکرد

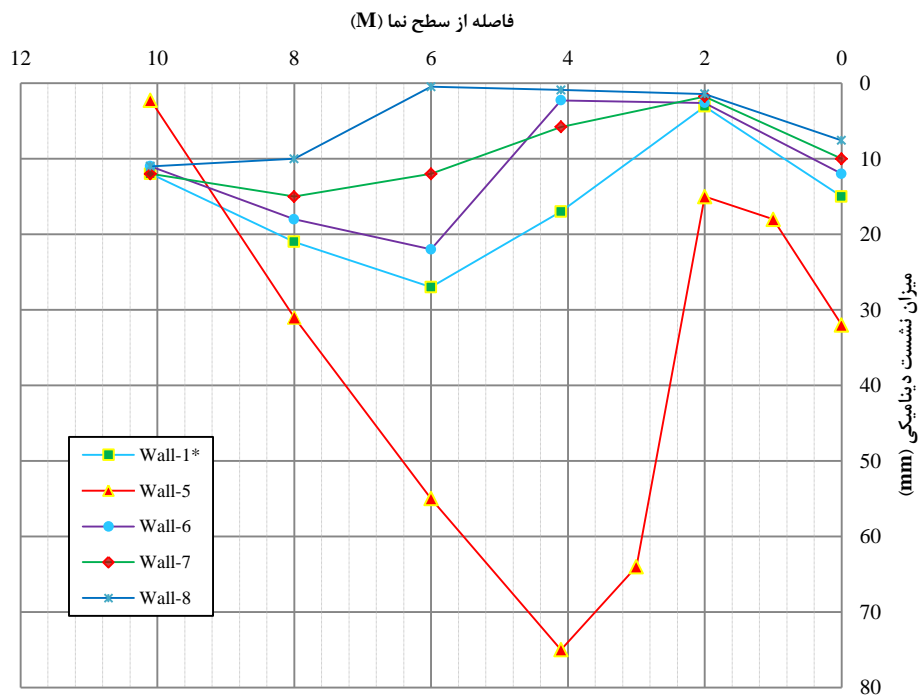
	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
X	30	28	25.9	24	22	19.9	30	30	30	30
Y	10	10	10	10	10	10	8.75	7.25	5.5	4

جابه‌جایی جانبی سطح رویه در نقاط A، G، H، I، J در شکل ۵-۲۶؛ نشست در نقاط A، B، C، D، E، F در شکل ۵-۲۷ و نتایج تاریخچه زمانی جابه‌جایی جانبی و نشست تاج دیوار، برای پنج مدل به ترتیب در شکل‌های ۵-۲۸ و ۵-۲۹ نشان داده شده است. بر اساس شکل‌ها می‌توان گفت:

- بیشترین نشست با مقدار ۷۵ میلیمتر در کمترین نسبت $(\frac{L}{H})$ و کمترین نشست با مقدار ۰.۸۸ میلیمتر در بیشترین نسبت $(\frac{L}{H})$ رخ داده است.
- با افزایش $(\frac{L}{H})$ به میزان دو برابر در Wall-7 نسبت به Wall-5 بیشینه تغییر مکان جانبی رویه ۵۷ درصد و بیشینه نشست خاکریز ۸۰ درصد کاهش را نشان می‌دهد.
- هر چه نسبت طول مسلح کننده به ارتفاع دیوار کمتر می‌شود جابه‌جایی جانبی رویه و نشست سطح خاکریز بیشتر می‌گردد. بطوریکه برای مقادیر $(\frac{L}{H})$ کمتر از ۰.۷ مقادیر جابه‌جایی جانبی و نشست بطور محسوسی افزایش می‌یابد.
- تاثیر بسیار کم این متغیر بر جابه‌جایی جانبی و نشست در نسبت‌های بیشتر از ۰.۸۵ مشهود است. نرخ کاهش جابه‌جایی جانبی و نشست برای مقادیر بیشتر از این نسبت چندان تغییری نمی‌کند.

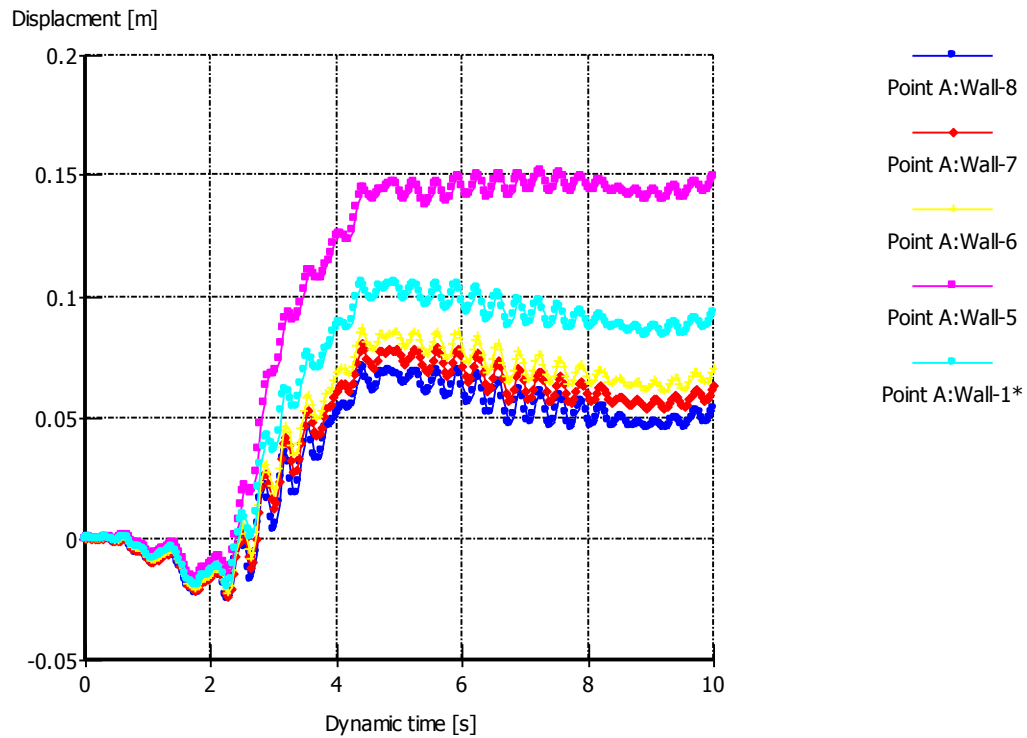


شکل ۵-۲۶: جابه‌جایی جانبی سطح رویه در مدل‌های $Wall-1^*$ ، $Wall-5$ ، $Wall-6$ ، $Wall-7$ و $Wall-8$



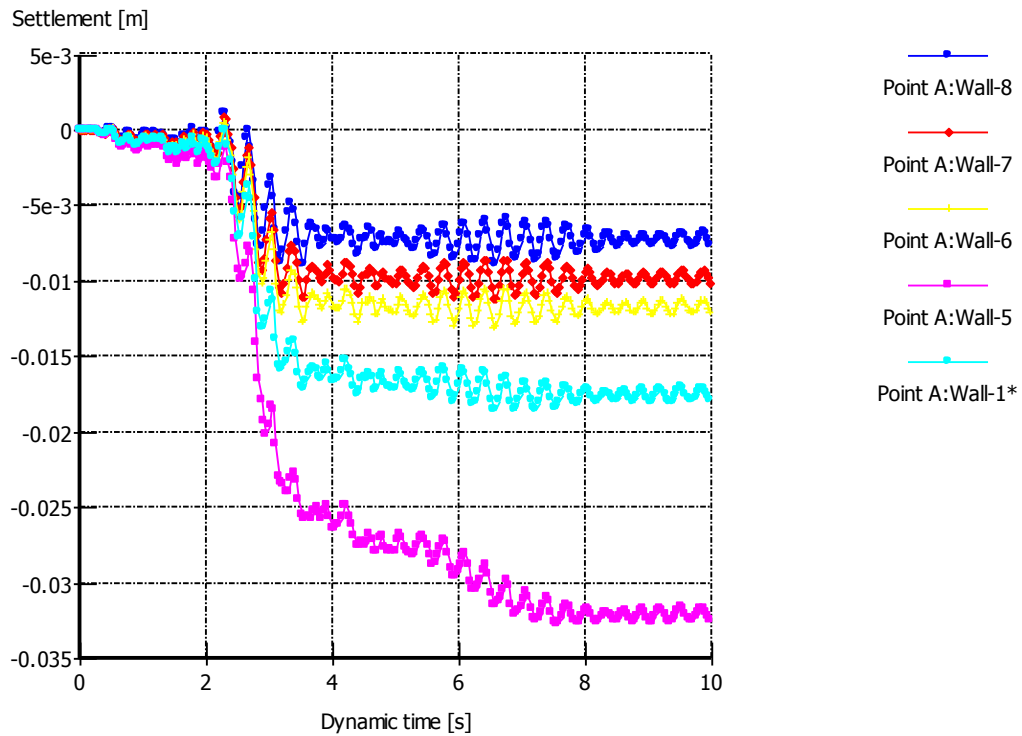
شکل ۵-۲۷: نشست سطح خاکریز در مدل‌های $Wall-1^*$ ، $Wall-5$ ، $Wall-6$ ، $Wall-7$ و $Wall-8$

Dis.: Point A



شکل ۵-۲۸: جابه‌جایی جانبی تاریخچه زمانی نقطه A برای مدل‌های $Wall-1^*$, $Wall-5$, $Wall-6$, $Wall-7$ و $Wall-8$

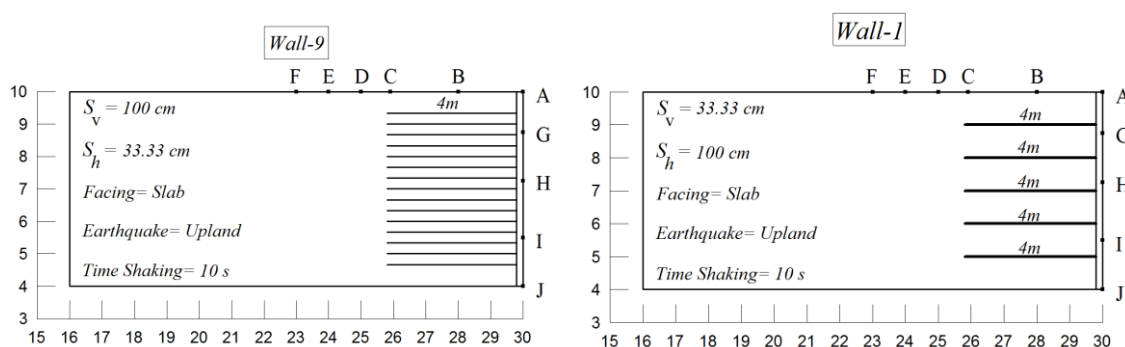
Sett.: Point A



شکل ۵-۲۹: نشست تاریخچه زمانی نقطه A برای مدل‌های $Wall-1^*$, $Wall-5$, $Wall-6$, $Wall-7$ و $Wall-8$

۵-۴-۴- بررسی اثر جابه‌جا نمودن فواصل مسلح کننده در طول با ارتفاع

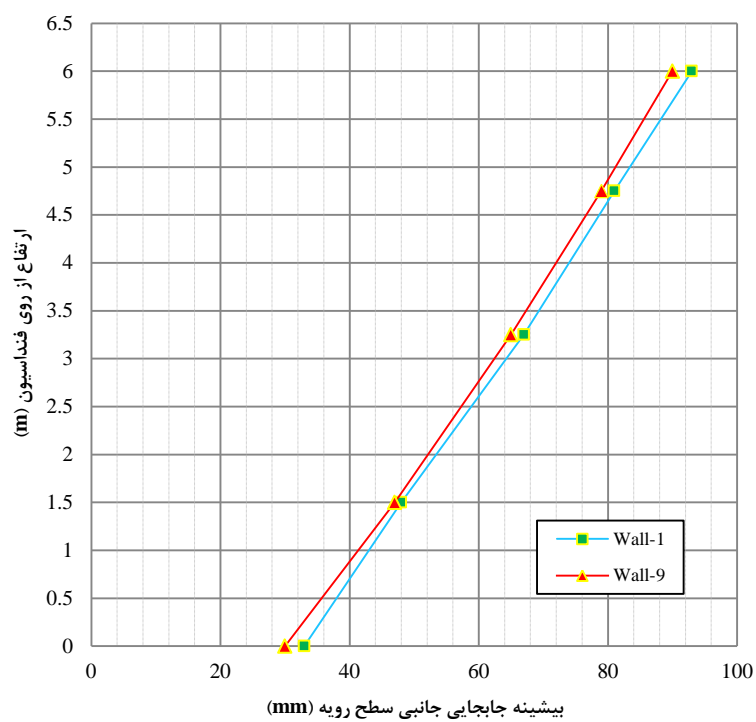
مدل Wall-9 را مطابق شکل ۵-۳۰ در نظر می‌گیریم. تمامی مشخصات این مدل بجز فواصل طولی و عرضی تسمه‌ها با مدل Wall-1 یکسان می‌باشد. فواصل طولی تسمه‌ها در مدل Wall-9 برابر فواصل ارتفاعی آنها در مدل Wall-1 (۱۰۰ سانتیمتر) و فواصل ارتفاعی تسمه‌ها در مدل Wall-9 برابر فواصل طولی آنها در مدل Wall-1 (۳۳.۳۳ سانتیمتر) است. شایان ذکر است هزینه تمام شده دو مدل یکسان خواهد بود.



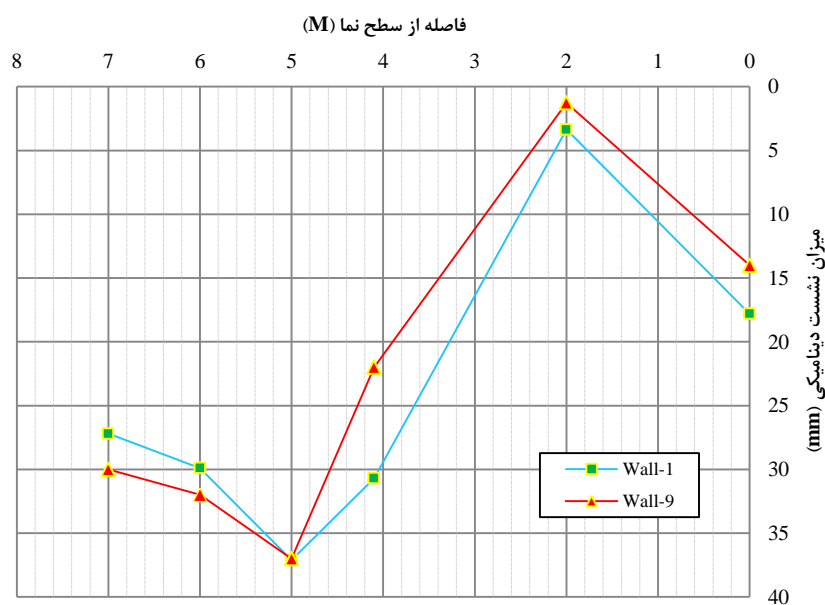
شکل ۵-۳۰: نمای شماتیک دیوارهای Wall-9 و Wall-1 در قسمت خاکریز

جابه‌جایی جانبی سطح روبه در نقاط A، G، H، I، J در شکل ۵-۳۱؛ نشست در نقاط A، B، C، D، E، F در شکل ۵-۳۲ و نتایج تاریخچه زمانی جابجایی جانبی نقاط A و J و نشست، برای دو مدل به ترتیب در شکل‌های ۵-۳۳ و ۵-۳۴ نشان داده شده است. بر اساس شکل‌ها می‌توان گفت:

- بیشترین مقدار جابه‌جایی جانبی در Wall-9 برابر ۹۰ میلیمتر می‌باشد. هر چند چندان تفاوتی بین جابجایی جانبی دو مدل وجود ندارد؛ لیکن مقادیر جابه‌جایی جانبی Wall-9 در تمامی ترازها از مدل Wall-1 کمتر است.
- اختلاف مقادیر نشست در دو مدل نسبت به جابجایی بیشتر است. همچنین مقدار نشست در Wall-9 در ناحیه مسلح شده از Wall-1 کمتر است و در خارج ناحیه مسلح شده نسبت به آن بیشتر می‌باشد.

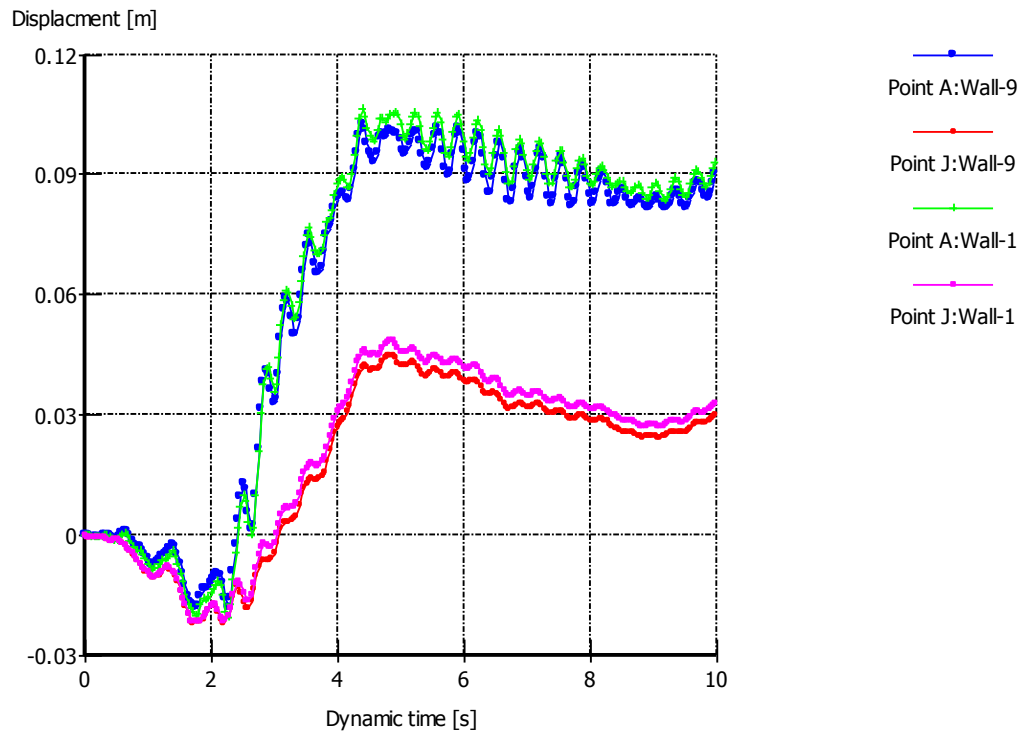


شکل ۳۱-۵: مقادیر جابه‌جایی جانبی سطح رویه در مدل‌های Wall-1 و Wall-9



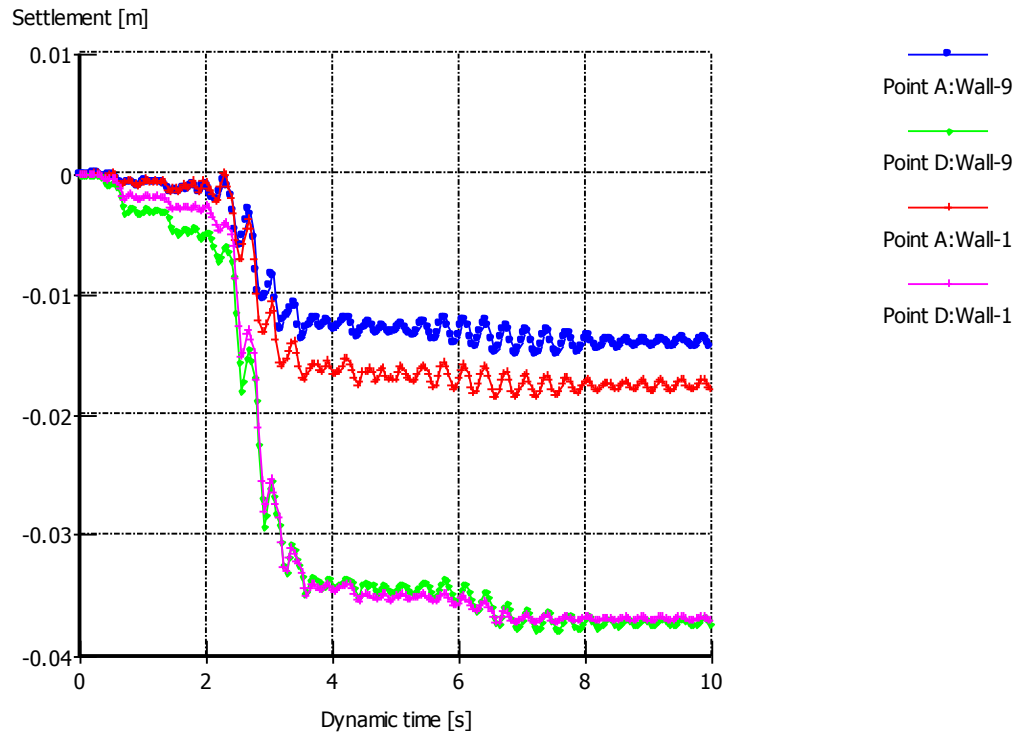
شکل ۳۲-۵: مقادیر نشست سطح خاکریز در مدل‌های Wall-1 و Wall-9

Dis.:Point A&J



شکل ۵-۳۳: جابه‌جایی جانبی تاریخچه زمانی رویه برای مدل‌های Wall-9 و Wall-1 در نقاط A و J

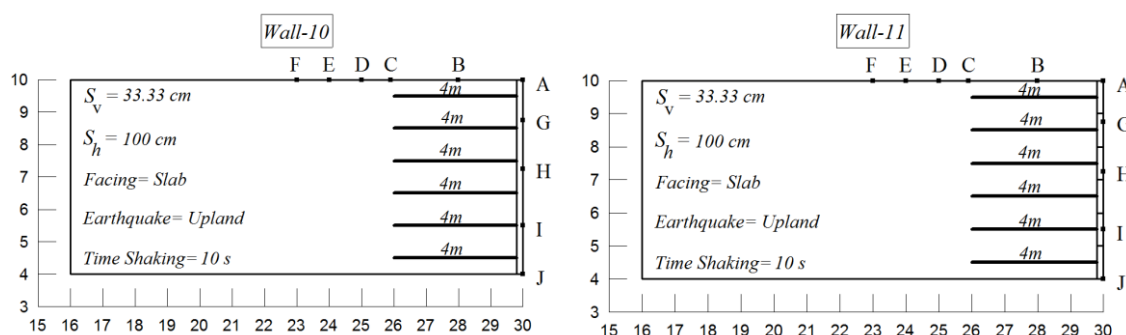
Sett.:P. A&D



شکل ۵-۳۴: نشست تاریخچه زمانی سطح خاکریز برای مدل‌های Wall-9 و Wall-1 در نقاط A و D

۵-۴-۵- بررسی اثر استفاده از رویه سگمنتال بجای رویه یکپارچه بتن مسلح

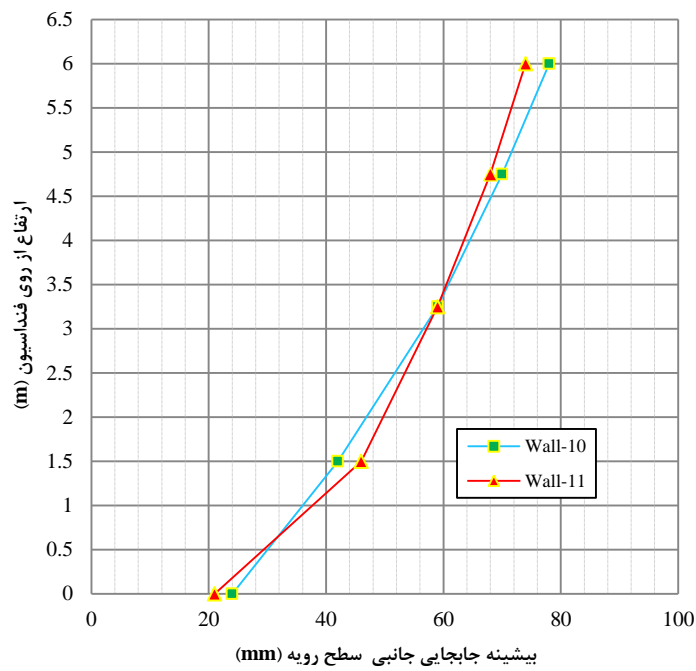
قالب‌بندی و ساخت رویه یکپارچه بتن مسلح در مواردی که ارتفاع دیوار MSE بیش از ۵ متر می‌شود دشوار خواهد بود. بر این اساس در بیشتر موارد اجرایی بجای استفاده از رویه یکپارچه بتن مسلح از رویه سگمنتال برای ساخت این دیوارها استفاده می‌شود. دو مدل Wall-10 و Wall-11 را مطابق شکل ۳۵-۵ در نظر می‌گیریم. مشخصات مکانیکی مصالح خاکی، تسمه‌ها و رویه در این مدل‌ها با مدل مبنا یکسان است. جهت شبیه‌سازی قطعات رویه در مدل Wall-11 به ابعاد $100 \times 100 \times 0.14$ در بین قطعات از مفصل خمشی برای مدل‌سازی پین استفاده شده است.



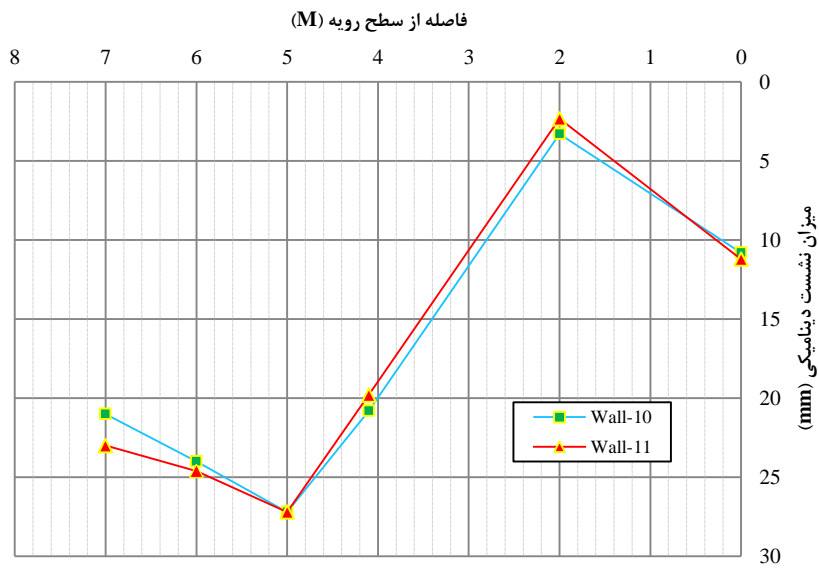
شکل ۳۵-۵: نمای شماتیک دیوارهای Wall-10 و Wall-11 در قسمت خاکریز

جابه‌جایی جانبی سطح رویه در نقاط A، G، H، I، J در شکل ۳۶-۵، نشست در نقاط A، B، C، D، E، F در شکل ۳۷-۵ و نتایج تاریخچه زمانی جابجایی جانبی در نقاط A و J و نتایج تاریخچه زمانی نشست در نقاط C و D برای دو مدل در شکل‌های ۳۸-۵ و ۳۹-۵ نشان داده شده است. بر اساس شکل‌ها می‌توان گفت:

- مقادیر جابه‌جایی جانبی Wall-11 در ترازهای زیر سه متر از روی فنداسیون (نیمه پایینی دیوار) بیشتر از Wall-10 و در ترازهای بالای سه متر کمتر از مدل Wall-10 می‌باشد.
- مقادیر نشست Wall-11 در ناحیه مسلح کمتر از Wall-10 و در خارج ناحیه مسلح بیشتر از مدل Wall-10 می‌باشد.

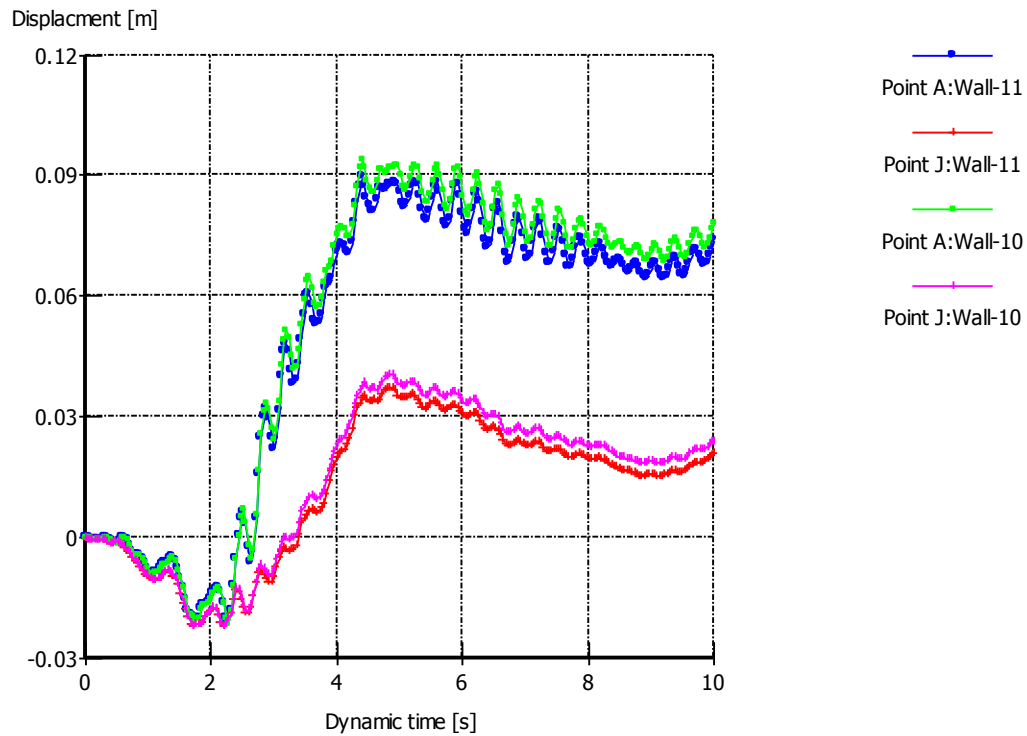


شکل ۵-۳۶: مقادیر جابه‌جایی جانبی سطح رویه در مدل‌های Wall-10 و Wall-11



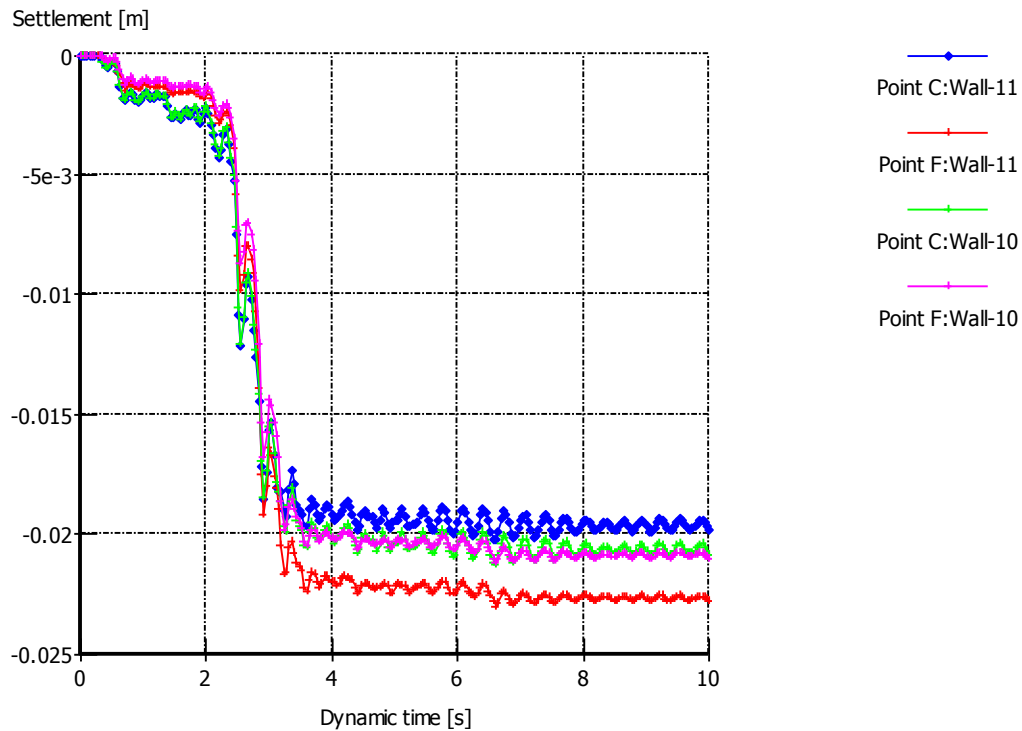
شکل ۵-۳۷: مقادیر نشست سطح خاکریز در مدل‌های Wall-10 و Wall-11

Dis.:Point A&J



شکل ۵-۳۸: جابه‌جایی جانبی تاریخچه زمانی رویه برای مدل‌های Wall-11 و Wall-10 در نقاط J و A

Sett.:P. C&F



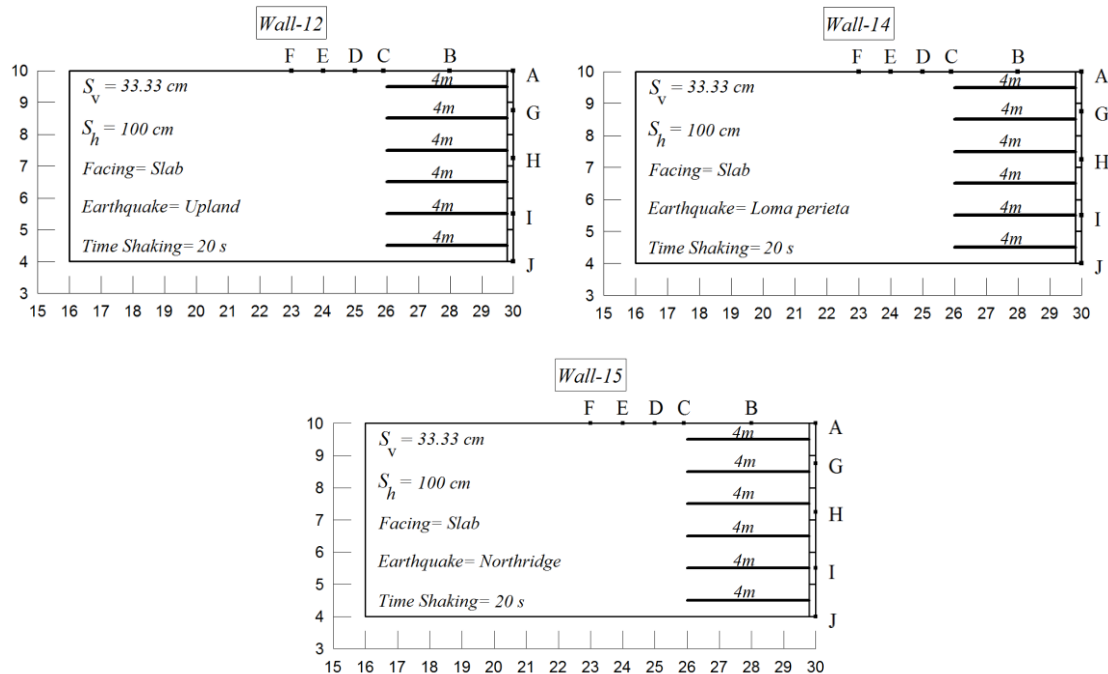
شکل ۵-۳۹: نشست تاریخچه زمانی سطح خاکریز برای مدل‌های Wall-11 و Wall-10 در نقاط F و C

۵-۴-۶- بررسی اثر نوع زلزله

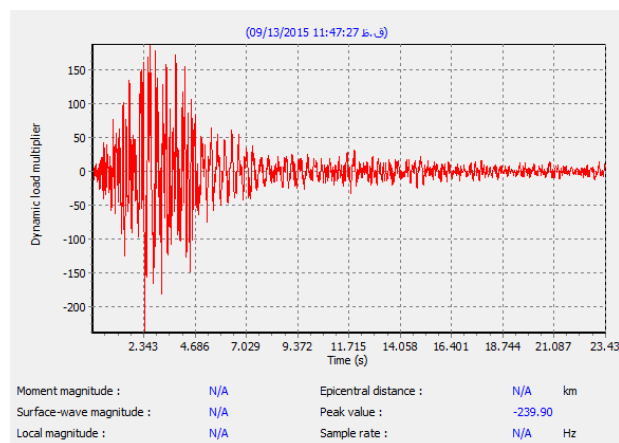
در این بخش از تحقیق با ساخت سه مدل *Wall-12*، *Wall-14* و *Wall-15* مطابق شکل ۵-۴۰ به بررسی اثر نوع زلزله بر روی عملکرد لرزه‌ای دیوار می‌پردازیم. تمامی مشخصات مدل‌های ساخته شده بجز رکورد زلزله اعمالی، مدت زلزله و نوع رویه با مدل مبنا یکسان است. در این مدل‌ها از رویه سگمنتال استفاده شده است.

رکورد زلزله اعمالی بر *Wall-12* رکورد زلزله مبنا با $PGA = 239.9 \frac{cm}{s^2}$ مطابق شکل ۵-۸ می‌باشد که مدت زمان ۲۰ ثانیه اول آن در نظر گرفته شده است.

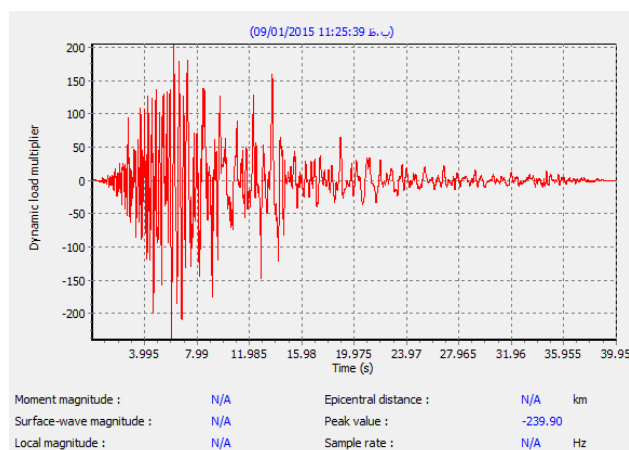
از زلزله *Loma Prieta* برای ساخت مدل *Wall-14* مطابق شکل ۵-۴۱ و *Northridge* برای ساخت مدل *Wall-15* مطابق شکل ۵-۴۲ استفاده شد. این زلزله‌ها با شتاب حداکثر $PGA = 239.9 \frac{cm}{s^2}$ نرمالایز شد و مدت زمان ۲۰ ثانیه اول آنها، جهت بارگذاری لرزه‌ای بکار رفت.



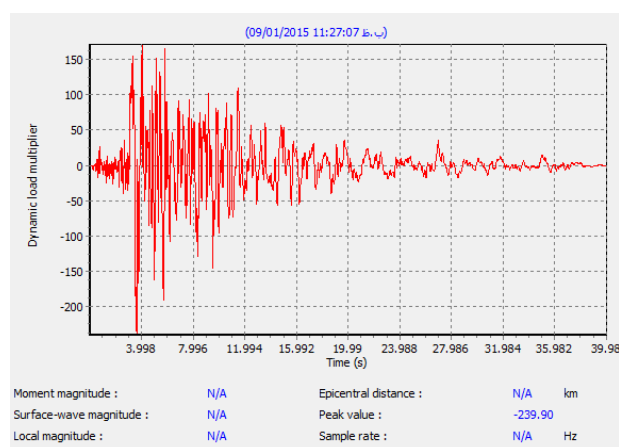
شکل ۵-۴۰: نمای شماتیک دیوارهای *Wall-12*، *Wall-14* و *Wall-15* در قسمت خاکریز



شکل ۵-۸: رکورد زلزله مینا با $PGA = 239.9 \frac{cm}{s^2}$ ، اعمالی بر مدل Wall-1



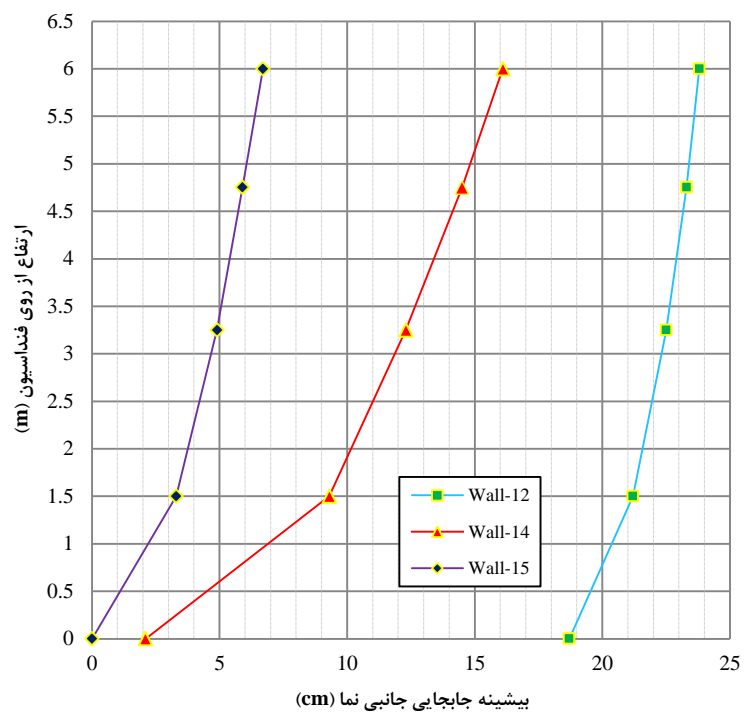
شکل ۵-۴۱: رکورد زلزله Loma Prieta با $PGA = 239.9 \frac{cm}{s^2}$ ، اعمالی بر مدل Wall-14



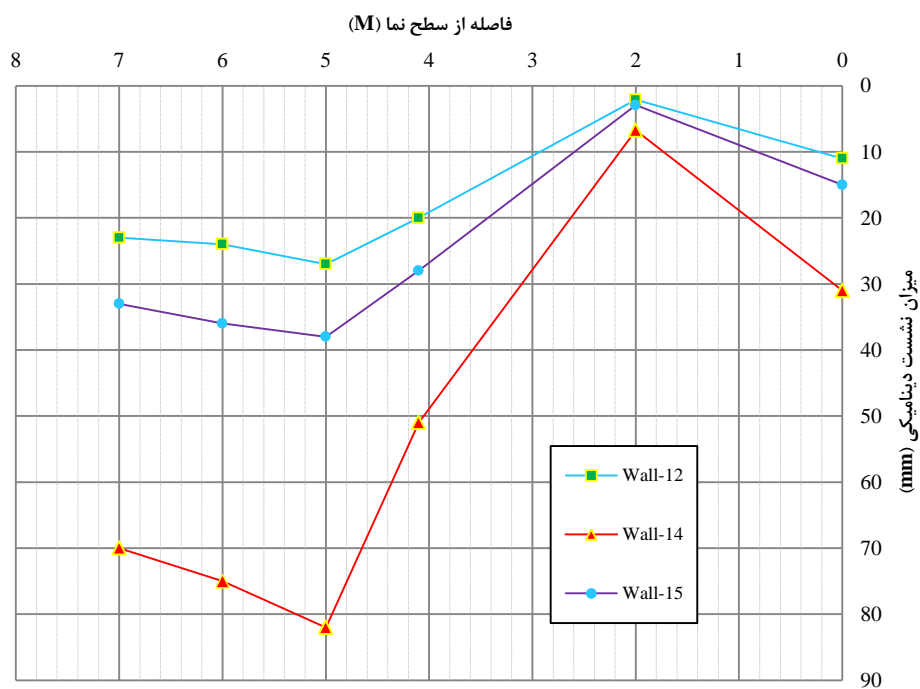
شکل ۵-۴۲: رکورد زلزله Northridge با $PGA = 239.9 \frac{cm}{s^2}$ ، اعمالی بر مدل Wall-15

جابه‌جایی جانبی سطح روبه در نقاط A، G، H، I، J در شکل ۵-۴۳؛ نشست در نقاط A، B، C، D، E، F در شکل ۵-۴۴ و نتایج تاریخچه زمانی جابجایی جانبی در نقاط A و J و نتایج تاریخچه زمانی نشست در نقاط A و D برای سه مدل در شکل‌های ۵-۴۵ و ۵-۴۶ نشان داده شده است. بر اساس شکل‌ها می‌توان گفت:

- بیشینه جابه‌جایی جانبی دیوار تحت اثر زلزله مبنا اتفاق افتاده است و کمترین جابه‌جایی جانبی دیوار تحت اثر زلزله *Northridge* در مدل *Wall-15* مشاهده می‌شود.
- بیشترین جابه‌جایی نسبی تاج دیوار (نسبت به پای دیوار) در مدل *Wall-14* و کمترین مقدار آن در مدل *Wall-12* بوجود آمده است.
- بیشترین مقادیر نشست سطح خاکریز مربوط است به زلزله *Loma Prieta* در مدل *Wall-14* با بیشینه مقدار ۸۲ میلیمتر و کمترین مقادیر نشست مربوط است به زلزله مبنا در مدل *Wall-12* با بیشینه مقدار ۲۷ میلیمتر.
- بیشترین نرخ تغییرات جابه‌جایی جانبی رویه در گام‌های زمانی؛ مربوط به زلزله *Loma Prieta* در مدل *Wall-14* و کمترین آن مربوط به زلزله *Northridge* در مدل *Wall-15* مشاهده می‌شود.
- بیشترین نرخ تغییرات نشست سطح خاکریز در گام‌های زمانی؛ مربوط به زلزله *Loma Prieta* در مدل *Wall-14* و کمترین آن مربوط به زلزله مبنا در مدل *Wall-12* روی داده است.
- مقادیر جابجایی جانبی نسبی تاج در مدل *Wall-12* از ثانیه دهم زلزله به بعد تقریباً ثابت می‌ماند این امر با توجه به یکنواختی دامنه شتاب زلزله از این ثانیه به بعد می‌باشد.
- مقادیر نشست برای زلزله مبنا از ثانیه هفت به بعد، برای زلزله *Loma Prieta* از ثانیه پانزده به بعد و برای زلزله *Northridge* از ثانیه ده به بعد تغییر چندانی را نشان نمی‌دهد.

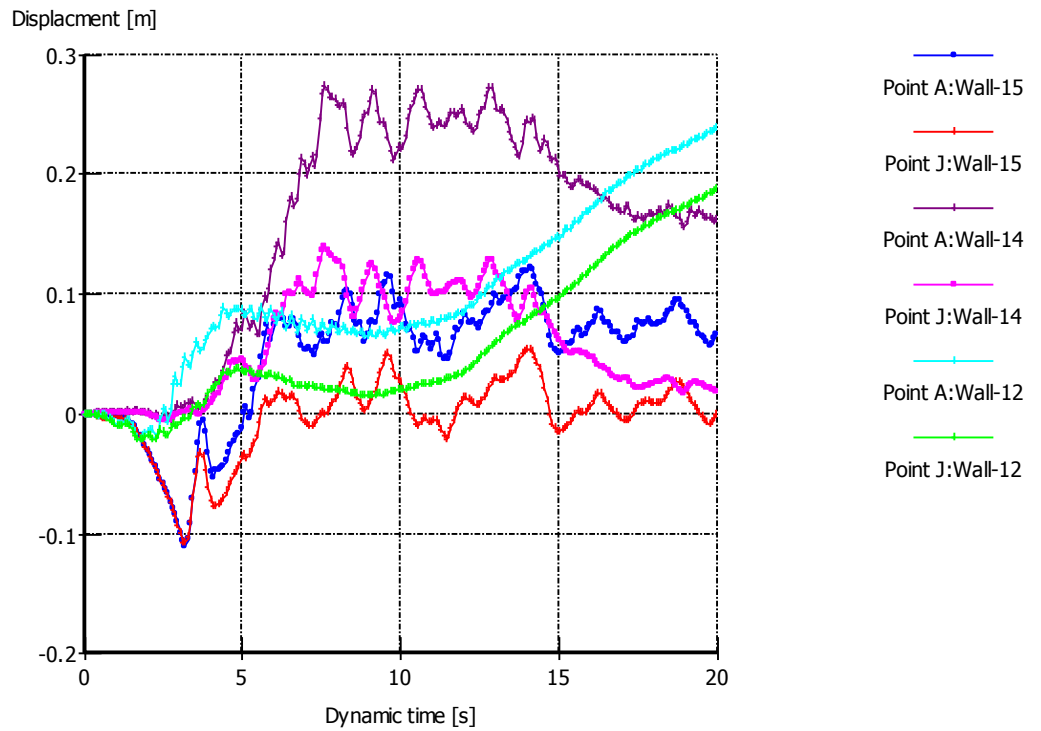


شکل ۵-۴۳: جابه‌جایی جانبی سطح رویه در مدل‌های Wall-12 ، Wall-14 و Wall-15



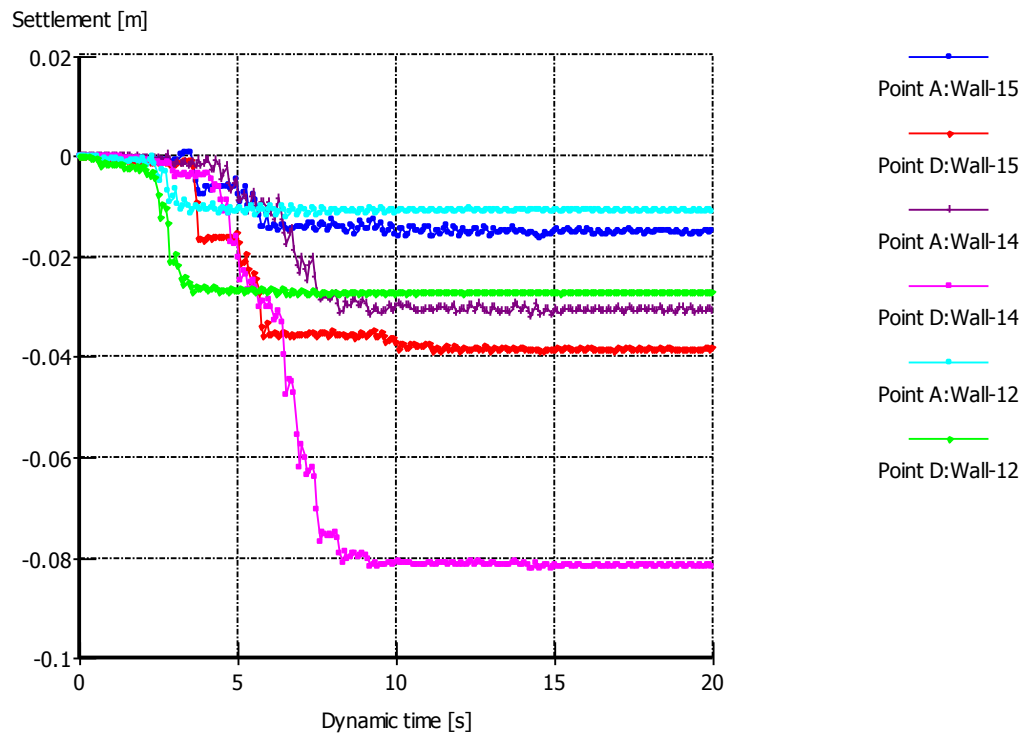
شکل ۵-۴۴: نشست سطح خاکریز در مدل‌های Wall-12 ، Wall-14 و Wall-15

Dis.: P. A & J



شکل ۴۵-۵: تاریخچه زمانی جابه‌جایی جانبی در نقاط A و J برای مدل‌های Wall-12، Wall-14 و Wall-15

Sett.: P. A & D



شکل ۴۶-۵: تاریخچه زمانی نشست در نقاط A و D برای مدل‌های Wall-12، Wall-14 و Wall-15

۵-۵- بررسی عملکرد دیوارهای MSE با استفاده از نرم افزار *Geo studio*

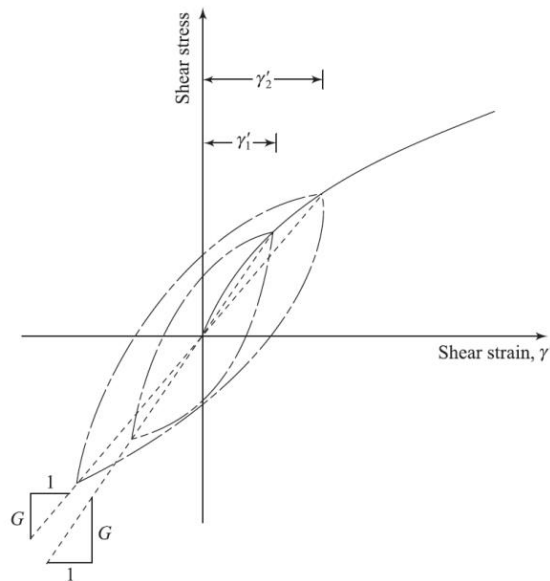
۵-۵-۱- مقدمه

در این قسمت از پژوهش سعی داریم بخشی از مطالعات عملکردی را با نرم افزار اجزاء محدود دو بعدی *Geo studio* انجام دهیم. هدف از این بخش آن است که بینیم طول و سختی مسلح کننده فوقانی، عدم کوبش یک لایه خاک در مجاورت رویه چه تاثیری بر نشست دینامیکی سطح خاکریز و تغییر مکان ماندگار دیوار خواهد گذاشت.

۵-۵-۲- معرفی نرم افزار *Geo studio*

مدل‌های رفتاری خاک برای تحلیل تنش- تغییر شکل و پایداری شیب‌ها عبارتند از: الاستیک خطی، هیپربولیک، الاستیک-کاملاپلاستیک و مدل *CAM-CLAY* می‌باشد. که توضیحات لازم در خصوص این مدل‌های رفتاری در بخش ۵-۲-۳ آمده است. مدل‌های رفتاری این نرم‌افزار برای انجام تحلیل‌های دینامیکی شامل معادل خطی (*Equivalent linear*) و غیر خطی (*Nonlinear*) می‌باشد. در این مدل‌ها، رفتار خاک بر اساس رابطه بین تنش برشی و کرنش برشی تخمین زده می‌شود.

هنگامی که خاک تحت اثر بارگذاری زلزله واقع می‌شود طبیعت تغییرات تنش برشی در برابر کرنش برشی بصورت شکل ۵-۴۷ خواهد بود، که به منحنی هیستریزیس معروف است. در این منحنی مقدار میانگین شیب قطر حلقه‌ها معرف مدول برشی (G) و کسری از مساحت حلقه‌ها معرف ضریب میرایی (D) خاک خواهد بود. در روش معادل خطی این منحنی هیستریزیس مصالح توسط مدول برشی و ضریب میرایی خاک تخمین زده می‌شود اما در روش غیر خطی تحلیل‌ها بر اساس مسیر واقعی منحنی هیستریزیس صورت می‌گیرد.



شکل ۵-۴۷: طبیعت تغییرات تنش برشی در برابر کرنش برشی مصالح خاکی در بارهای لرزه‌ای

المان‌های واسط در نرم افزار *Geo studio* بر خلاف نرم افزار *Plaxis* که با اعمال ضریب کاهش مقاومت به مصالح در ناحیه سطح مشترک ساخته می‌شوند؛ بصورت یک لایه بسیار نازک به ضخامت پنج تا ده سانتیمتر با مشخصات مکانیکی مربوط به خود معرفی می‌گردند. جهت المان‌بندی عناصر خاک می‌توان از اجزاء مربعی چهار یا هشت گرهی و اجزاء مثلثی سه یا شش گرهی استفاده کرد.

۵-۵-۳- مطالعات عملکردی

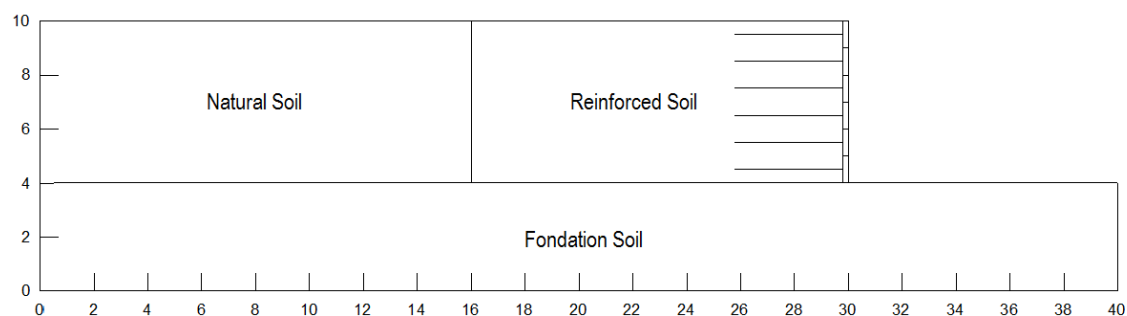
۵-۵-۳-۱- بررسی اثر طول و سختی تسمه فوقانی و عدم کوبش یک لایه خاک در

مجاورت رویه بر تغییر مکان ماندگار دیوار

نیومارک اولین کسی بود که چگونگی تعیین تغییر مکان ماندگار در شیب‌ها را بیان کرد. نرم افزار *Geo studio* قادر است بر اساس مبانی تئوری نیومارک به تعیین تغییر مکان ماندگار بپردازد. برای

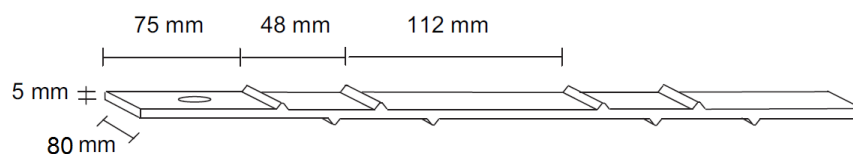
این بخش از پژوهش چهار دیوار *Wall-20*، *Wall-21*، *Wall-22* و *Wall-23* را با مشخصات زیر مدل می‌کنیم.

دیوار خاکی پایدارسازی شده مکانیکی مدل *Wall-20* با ارتفاع شش متر و رویه سگمنتال را بعنوان مدل مبنا در نظر می‌گیریم. این دیوار بر روی منطقه‌ای از شن سخت ساخته می‌شود. برای جلوگیری از تاثیر مرزها بر نتایج تحلیل لرزه‌ای علاوه بر ۹ متر عرض دیوار ۲۱ متر از عرض خاک طبیعی پشت دیوار و ۱۰ متر از فنداسیون جلوی دیوار مدل‌سازی شده است. ابعاد تسمه‌ها $5 \times 80 \times 4000$ میلی‌متر، فواصل عرضی تسمه‌ها در جهت طول دیوار ۵۰ سانتیمتر و فواصل تسمه‌ها در ارتفاع دیوار یک متر است. همچنین طول مسلح‌کننده‌ها برابر دو سوم ارتفاع دیوار انتخاب شد. شکل ۵-۴۸ هندسه دیوار را نشان می‌دهد.



شکل ۵-۴۸: هندسه دیوار مدل مبنا (*Wall-20*)

به جهت شکل‌پذیری هر چه بیشتر دیواره و دوام تسمه‌ها در برابر خوردگی از تسمه‌های آلومینیومی با مقاومت مشخصه 70 GPa و مقاومت نهایی 270 MPa استفاده شده است. فاصله دنده‌ها در طرفین تسمه با گام‌های یک در میان مطابق شکل ۴ بصورت ۴۸ و ۱۱۲ میلی‌متر می‌باشد. مقطع تسمه‌ها در شکل ۵-۴۹ نشان داده شده است.



شکل ۵-۴۹: مقطع تسمه‌ها در مدل‌های *Wall-20*، *Wall-21*، *Wall-22* و *Wall-23*

به دلیل اندرکنش مناسب تر خاک دانه‌ای با مهارهای تقویتی نسبت به خاکهای ریزدانه ، برای ساخت خاک قسمت پایدارسازی شده از خاک دانه‌ای استفاده می شود. برای مدل سازی رفتار خاک در تحلیل لرزه‌ای از روش معادل خطی و برای تعیین تغییر مکان ماندگار از مدل رفتاری مور-کولمب استفاده شده است. پوشش نما از بلوکهای بتنی به ابعاد ۱×۱ متر با ضخامت ۱۵ سانتیمتر می‌باشد. مشخصات مکانیکی مصالح در جدول ۵-۷ آمده است.

جدول ۵-۷: مشخصات مکانیکی مصالح در مدل Wall-20

	نوع مصالح	مدل رفتاری لرزه‌ای	γ (KN/M ³)	ν	D_{max}	G_{max} (MPa)	C (KPa)	Φ°
خاک محل	ماسه با تراکم متوسط	خطی معادل	۱۷	۰.۳	۰.۲	۹۸	۲	۳۰
خاکریز	شن و ماسه متراکم	خطی معادل	۱۹	۰.۳۵	۰.۱۵	۲۴۰	۵	۳۶
فنداسیون	گراول سخت	الاستیک	۲۲	۰.۲	۰.۱	۳۰۰	۵۰	۴۰
رویه	بتن	الاستیک	۲۴	۰.۱۵	۰.۰۰۱	۸۰۰	۱۰۰	۴۵
واسط خاکریز- رویه	شن و ماسه با تراکم متوسط	خطی معادل	۱۹	۰.۳	۰.۱۲	۱۴۷	۳	۲۰
واسط رویه- رویه	بتن	الاستیک	۲۴	۰.۱۵	۰.۰۲	۱۶۰	۲۰	۲۵

مدل Wall-21 ، Wall-22 و Wall-23 به ترتیب برای در نظر گرفتن اثر افزایش طول تسمه‌های لایه فوقانی به میزان دو برابر، افزایش سختی تسمه‌های فوقانی به میزان دو برابر و تاثیر عدم کوبش یک لایه خاک به عرض ۳۰ سانتیمتر در مجاورت رویه ساخته می‌شوند.

در مدل Wall-21 از تسمه‌هایی به ابعاد ۵×۸۰×۸۰۰۰ با همان فواصل عرضی مدل مبنا و در مدل Wall-22 از تسمه‌هایی به ابعاد ۵×۸۰×۴۰۰۰ با فواصل عرضی ۲۵ سانتیمتر برای تسمه‌های ردیف فوقانی استفاده شده است. همچنین در مدل Wall-23 یک لایه خاک متراکم نشده به عرض ۳۰ سانتیمتر با مشخصات مندرج در جدول ۵-۸ در مجاورت نما مدلسازی شده است. شایان ذکر است سایر مشخصات این سه مدل با مدل مبنا Wall-20 یکسان می‌باشد.

جدول ۵-۸: مشخصات مکانیکی خاک لایه مجاور رویه در مدل Wall-23

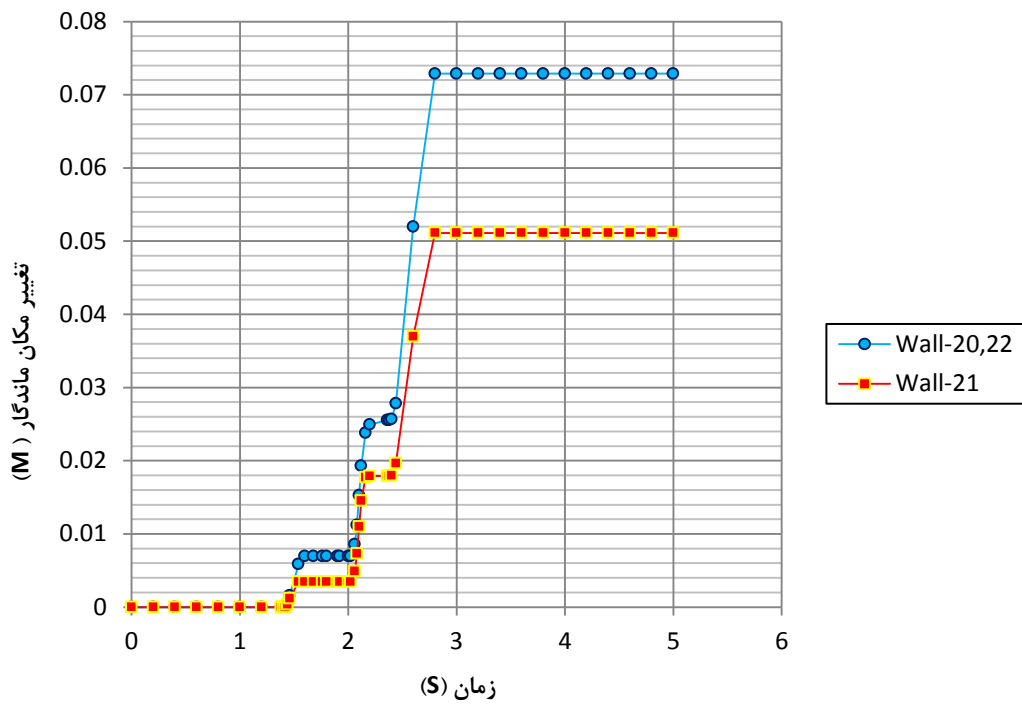
	نوع مصالح	مدل رفتاری لرزه‌ای	γ (KN/M ³)	ν	D_{max}	G_{max} (MPa)	C (KPa)	Φ°
ناحیه عدم کوبش	شن و ماسه با تراکم متوسط	خطی معادل	۱۷	۰.۳	۰.۱۸	۱۳۵	۲	۲۰

زلزله بکار رفته در این تحقیق زلزله ناغان با $PGA=0.72$ و مدت زمان پنج ثانیه می‌باشد. زمین لرزه در هر بازه زمانی با دو بار انتگرال‌گیری از رکورد زلزله اعمالی بصورت یک جابه‌جایی مشخص برای هر بازه زمانی در مرز تحتانی اعمال می‌شود.

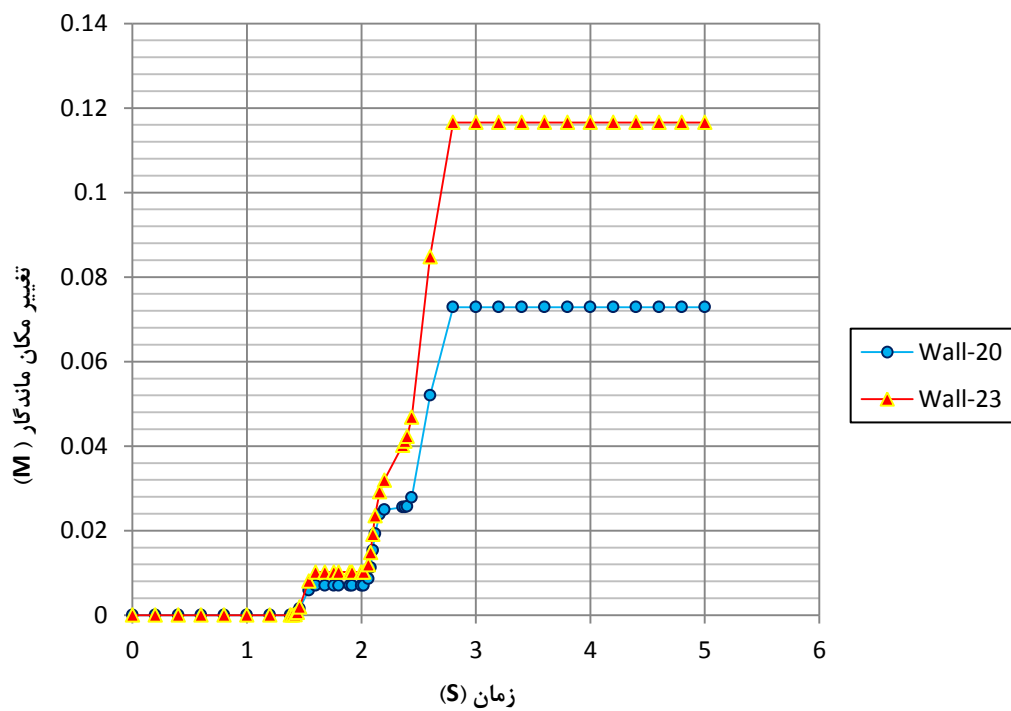
نتایج و بحث:

نتایج نشان می‌دهد بیشینه تغییر مکان ماندگار در Wall-20 برابر ۷.۲۸۸ cm، در Wall-21 برابر ۵.۱۱۱ cm، در Wall-22 برابر ۷.۲۸۱ cm و در Wall-23 برابر ۱۱.۶۵۶ cm بدست آمده است. نمودار تاریخچه زمانی تغییر مکان ماندگار مدل‌های Wall-20، Wall-21 و Wall-22 در شکل ۵-۵۰ و نمودار تاریخچه زمانی تغییر مکان ماندگار مدل‌های Wall-20، Wall-23 در شکل ۵-۵۱ با هم مقایسه شده است. بر اساس شکل‌ها می‌توان گفت:

- تغییر مکان ماندگار مدل Wall-20 با مدل Wall-21 با تقریب خوبی بر هم منطبق است.
- با افزایش طول مسلح کننده فوقانی به میزان دو برابر در مدل Wall-21 تغییر مکان ماندگار آن نسبت به مدل مبنا ۳۰ درصد کاهش یافته است.
- در کلیه گام‌های زمانی تغییر مکان ماندگار مدل Wall-21 از مدل Wall-20 کمتر است.
- با عدم کوبش یک ناحیه به عرض ۳۰ سانتیمتر در مجاورت پانل نما در مدل Wall-23 تغییر مکان ماندگار آن نسبت به مدل مبنا ۶۰ درصد افزایش یافته است.



شکل ۵-۵: تاریخچه زمانی تغییر مکان ماندگار در دیوارهای Wall-20 ، Wall-21 و Wall-22



شکل ۵-۱: تاریخچه زمانی تغییر مکان ماندگار در دیوارهای Wall-20 و Wall-23

۵-۳-۲- بررسی اثر طول و سختی تسمه فوقانی بر نشست دینامیکی سطح خاکریز

از آنجا که برای مدل رفتاری خطی معادل معیار تسلیم تعریف نمی‌شود نرم افزار *Geo studio* پس از ارزیابی تنش‌های زلزله برای تعیین نشست دینامیکی از مدل‌های رفتاری دارای معیار گسیختگی استفاده می‌کند. اساس تئوری این بحث به شرح زیر است:

با فرض آنکه بردار تغییر مکانهای گرهی در یک جزء دو بعدی بصورت رابطه (۵-۱۰) بوده و ψ معرف ماتریس توابع شکل باشد بردار جابه‌جایی در یک نقطه دلخواه بصورت رابطه (۵-۱۱) محاسبه می‌شود.

$$\delta^e = (u_1, v_1, u_2, v_2, \dots, u_3, v_3)^T \quad \text{رابطه (۵-۱۰)}$$

$$\delta = \psi \delta^e \quad \text{رابطه (۵-۱۱)}$$

و اگر B ماتریس تبدیل تغییر شکل نسبی- تغییر مکان باشد، آنگاه کرنش بر اساس رابطه (۵-۱۲) بدست می‌آید. حال در صورتی که D ماتریس الاستیک جزء مورد نظر باشد، آنگاه بردار تنش از رابطه (۵-۱۳) محاسبه می‌شود.

$$\varepsilon = B \delta \quad \text{رابطه (۵-۱۲)}$$

$$\sigma = D \varepsilon = D B \delta \quad \text{رابطه (۵-۱۳)}$$

می‌دانیم انرژی ذخیره شده در یک جزء ناشی از کرنشهای داخلی از رابطه (۵-۱۴) بدست می‌آید.

$$U = \frac{1}{2} \int_V \varepsilon^T \sigma dV = \frac{1}{2} \int_V (B \delta)^T D B \delta dV = \frac{1}{2} \delta^T \int_V B^T D B dV \quad \text{رابطه (۵-۱۴)}$$

که در آن عبارت $\int_V B^T D B dV$ ماتریس سختی جزء خواهد بود. و از آنجا بردار نیروها بصورت رابطه (۵-۱۵) خواهد بود.

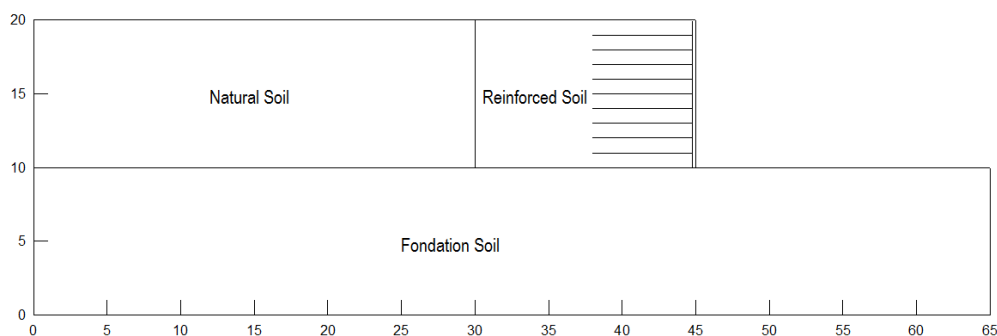
$$F = K \delta = \int_V B^T D B \delta dV = \int_V B^T \sigma dV \quad \text{رابطه (۵-۱۵)}$$

حال چنانچه دو گام زمانی متوالی t و $t-1$ از تحلیل تاریخچه زمانی در نظر گرفته شود، مقدار افزایش نیرو ناشی از اعمال تنشهای لرزه‌ای بر اساس رابطه (۵-۱۶) محاسبه خواهد شد. [۳۶]

$$\Delta F = \int_V B^T (\sigma_t - \sigma_{t-1}) dV \quad \text{رابطه (۵-۱۶)}$$

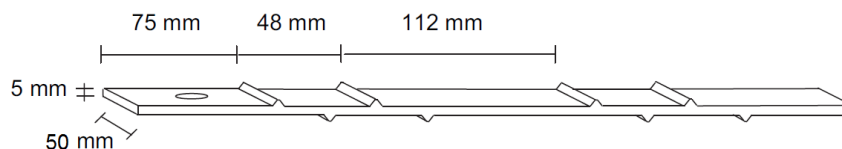
در ادامه هر افزایش بار ممکن است مقداری کرنش الاستیک و مقداری کرنش پلاستیک بوجود آورد که این تغییر شکلها بصورت تجمعی محاسبه و بعنوان نشست دینامیکی ارائه می‌شود. برای این بخش از پژوهش سه دیوار *Wall-24*، *Wall-25* و *Wall-26* را با مشخصات زیر مدل می‌کنیم.

دیوار خاکی پایدارسازی شده مکانیکی مدل *Wall-24* با ارتفاع ده متر و رویه فولادی را بعنوان مدل مبنا در نظر می‌گیریم. این دیوار بر روی منطقه‌ای از شن سخت ساخته می‌شود. برای جلوگیری از تاثیر مرزها بر نتایج تحلیل لرزه‌ای علاوه بر ۱۵ متر عرض دیوار ۳۰ متر از عرض خاک طبیعی پشت دیوار و ۱۵ متر از فنداسیون در جلوی دیوار مدل‌سازی شده است. ابعاد تسمه‌ها $5 \times 50 \times 7000$ میلیمتر، فواصل عرضی تسمه‌ها در جهت طول دیوار ۲۵ سانتیمتر و فواصل تسمه‌ها در ارتفاع دیوار یک متر است. همچنین طول مسلح کننده‌ها برابر ۰.۷ ارتفاع دیوار انتخاب شد. شکل ۵-۵۲ هندسه دیوار را نشان می‌دهد.



شکل ۵-۵۲: هندسه دیوار مدل مبنا (*Wall-24*)

به جهت شکل پذیری هر چه بیشتر دیواره و دوام تسمه‌ها در برابر خوردگی از تسمه‌های آلومینیومی با مقاومت مشخصه 70 GPa و مقاومت نهایی 270 MPa استفاده شده است. فاصله دنده‌ها در طرفین تسمه با گامهای یک در میان مطابق شکل ۴ بصورت ۴۸ و ۱۱۲ میلیمتر می‌باشد. مقطع تسمه‌ها در شکل ۵-۵۳ نشان داده شده است.



شکل ۵-۵۳: مقطع تسمه‌ها در مدل‌های *Wall-24*، *Wall-25* و *Wall-26*

برای مدل‌سازی رفتار خاک در تحلیل لرزه‌ای از روش معادل خطی و برای تعیین نشست دینامیکی از مدل رفتاری مور-کولمب استفاده شده است. مشخصات مکانیکی مصالح در جدول ۵-۹ آمده است.

جدول ۵-۹: مشخصات مکانیکی مصالح در مدل *Wall-24*

	نوع مصالح	مدل رفتاری در نشست دینامیکی	E (MPa)	γ (KN/M ³)	ν	D _{max}	G _{max} (MPa)	C (KPa)	Φ°
خاکریز	شن و ماسه متراکم	الاستیک-پلاستیک	۴۵	۲۰	۰.۳۳	۰.۰۷	۹۰	۶	۴۰
خاک محل	ماسه متراکم	الاستیک-پلاستیک	۶۰	۱۸	۰.۳۵	۰.۱	۱۲۰	۱۰	۳۶
خاک فنداسیون	شن متراکم	الاستیک-پلاستیک	۱۰۰	۲۱	۰.۳	۰.۰۵	۲۰۰	۲۰	۳۸
سطوح واسط	شن و ماسه متراکم	الاستیک-پلاستیک	۳۰	۲۰	۰.۳۳	۰.۰۷	۹۰	۳	۲۰

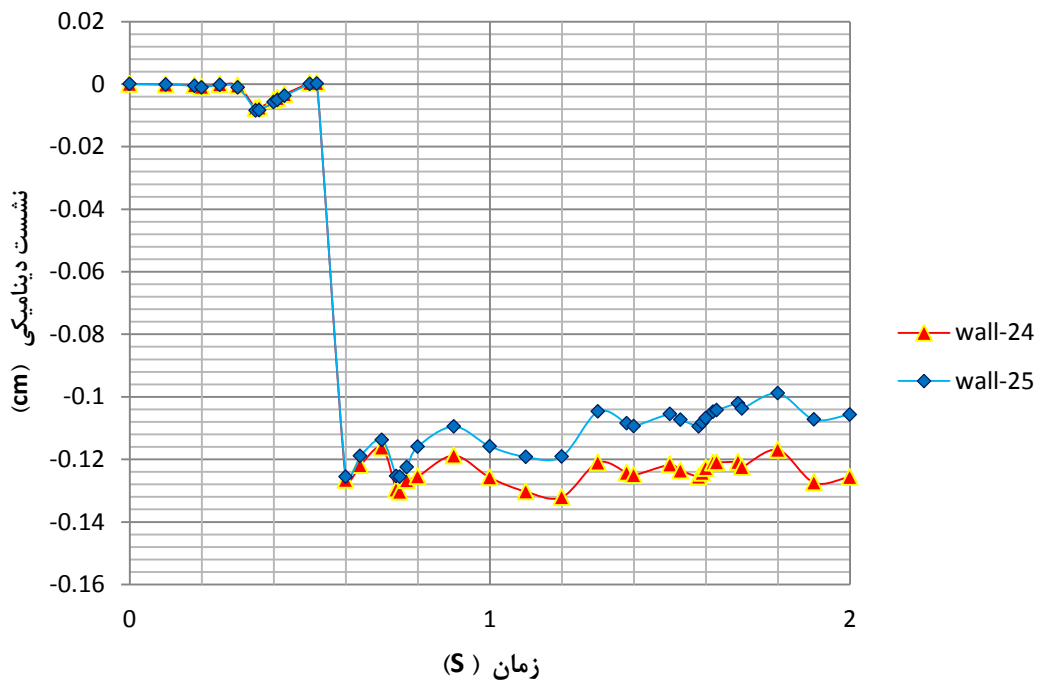
مدل *Wall-25* و *Wall-26* به ترتیب برای در نظر گرفتن اثر افزایش طول تسمه‌های لایه فوقانی به میزان دو برابر و افزایش سختی تسمه‌های فوقانی به میزان دو برابر ساخته می‌شوند. در مدل *Wall-25* از تسمه‌هایی به ابعاد $5 \times 50 \times 14000$ میلیمتر با فواصل ۲۵ سانتیمتر و در مدل *Wall-22* از تسمه‌هایی به ابعاد $5 \times 50 \times 7000$ با فواصل ۱۲.۵ سانتیمتر برای ردیف فوقانی استفاده شده است.

زلزله بکار رفته در این تحقیق زلزله نیر فیلد با $PGA=0.678$ و مدت زمان دو ثانیه می باشد. زمین لرزه در هر بازه زمانی با دو بار انتگرال گیری از رکورد زلزله اعمالی بصورت یک جابه جایی مشخص برای هر بازه زمانی در مرز تحتانی مدل می شود.

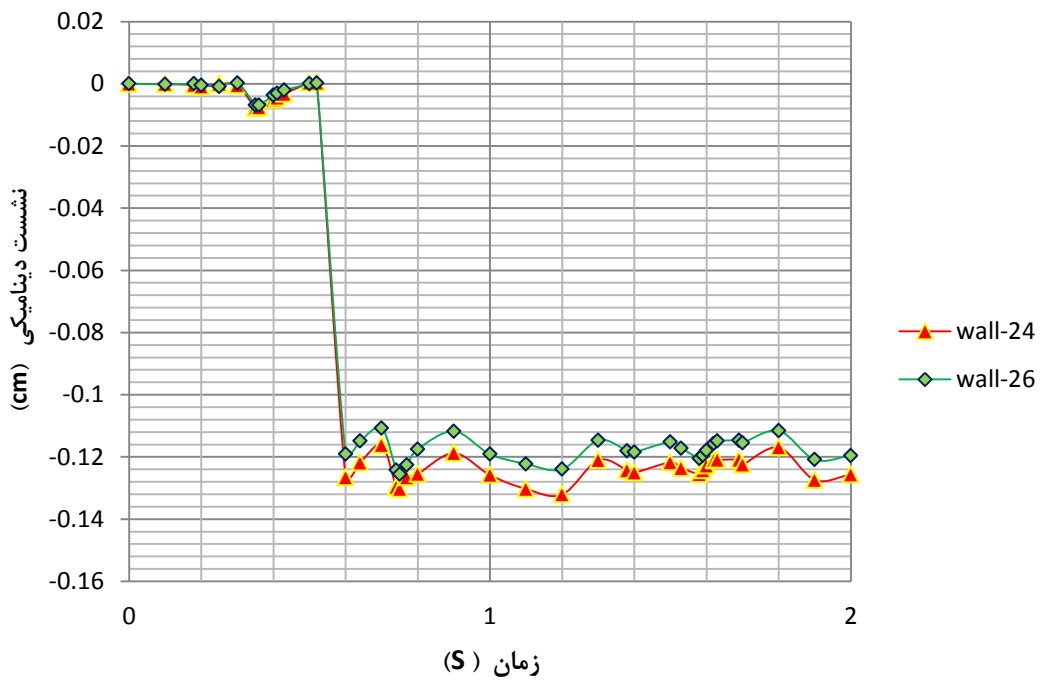
نتایج و بحث:

نتایج نشان می دهد بیشینه نشست دینامیکی در $Wall-24$ برابر 12.56 cm، در $Wall-25$ برابر 10.56 cm، در $Wall-26$ برابر 11.96 cm بدست آمده است. نمودار تاریخچه زمانی نشست دینامیکی مدل های $Wall-24$ و $Wall-25$ در شکل ۵-۵۴ و نمودار تاریخچه زمانی نشست دینامیکی مدل های $Wall-24$ ، $Wall-26$ در شکل ۵-۵۵ با هم مقایسه شده است. بر اساس شکل ها می توان گفت:

- برای تمامی حالات حداکثر نشست دینامیکی در گام زمانی 0.6 ثانیه رخ داده که در آن میزان شتاب زلزله به حداکثر میزان خود ($PGA=0.678$) رسیده است.
- با افزایش طول مسلح کننده فوقانی به میزان دو برابر در مدل $Wall-25$ نشست دینامیکی آن نسبت به مدل مبنا 16 درصد کاهش یافته است.
- با افزایش سختی مسلح کننده فوقانی به میزان دو برابر در مدل $Wall-26$ نشست دینامیکی آن نسبت به مدل مبنا تنها 4 درصد کاهش را نشان می دهد.
- در کلیه گامهای زمانی نشست دینامیکی مدل $Wall-25$ از مدل $Wall-24$ کمتر است.



شکل ۵-۵۴: تاریخچه زمانی نشست دینامیکی در دیوارهای Wall-25 و Wall-24



شکل ۵-۵۵: تاریخچه زمانی نشست دینامیکی در دیوارهای Wall-26 و Wall-24

فصل ششم:

نتیجه‌گیری و پیشنهادها

۶-۱- نتیجه گیری

در این پژوهش به ارزیابی لرزه‌ای دیوارهای خاکی پایدارسازی شده مکانیکی با رویکرد سطح عملکرد لرزه‌ای پرداخته شد. پارامترهایی نظیر: نشست سطح خاکریز؛ تغییر مکان جانبی رویه؛ نیروی بسیج شده در مسلح کننده‌ها و تغییر مکان ماندگار در این دیوارها با ساخت چهارده مدل عددی در نرم‌افزار Plaxis و هفت مدل عددی در نرم‌افزار Geo Studio تحت اثر زلزله بررسی و نتایج زیر بدست آمد:

- بیشترین مقدار نشست سطح خاکریز در انتهای ناحیه مسلح شده رخ می‌دهد. این مقدار با دور شدن از سطح رویه کاهش می‌یابد.
- همواره بیشترین میزان جابه‌جایی جانبی دیوار در تاج رویه رخ می‌دهد.
- کمترین مقدار نیروی بسیج شده در مسلح کننده‌ها مربوط به بالاترین لایه مسلح کننده و بیشترین آن مربوط به پایین‌ترین لایه مسلح کننده‌ها می‌باشد. این امر با توجه به توزیع نیروی برش ناشی از زلزله منطقی بنظر می‌رسد.
- با افزایش طول مسلح کننده ردیف فوقانی به میزان دو برابر تغییر مکان ماندگار و جابه‌جایی جانبی تقریباً به یک میزان کاهش می‌یابد. این مقدار در تحقیق حاضر حدود ۳۰ درصد بود.
- با افزایش طول مسلح کننده ردیف فوقانی به میزان دو برابر بیشینه نشست سطح خاکریز حدود ۵۰ درصد کاهش می‌یابد.
- افزایش طول مسلح کننده‌ی ردیف فوقانی برخلاف افزایش سختی آن تاثیر بسزایی بر بسیج شدن نیروی کششی آن خواهد گذاشت.
- هر چند دو مدل Wall-2 و Wall-3 از نظر نظر مقدار مسلح کننده مصرفی یکسان می‌باشند، یعنی هزینه تمام شده آنها از نظر اقتصادی برابر است؛ لیکن نتایج نشان داد که دو برابر کردن سختی مسلح کننده ردیف فوقانی در Wall-3 تاثیر چندانی بر کاهش نشست و جابه‌جایی

جانبی نداشته و این در حالی است که بر خلاف آن دو برابر کردن طول مسلح کننده‌ی ردیف فوقانی برابر $Wall-2$ تاثیر بسیاری بر کاهش نشست و جابه‌جایی جانبی دارد.

- با عدم کوبش یک ناحیه به عرض ۳۰ سانتیمتر در مجاورت پانل نما تغییر مکان ماندگار دیوار ۶۰ درصد افزایش می‌یابد.
- با عدم کوبش یک ناحیه به عرض ۶۰ سانتیمتر بیشینه جابه‌جایی جانبی رویه و نشست سطح خاکریز دیوار حدود ۱۰ درصد افزایش می‌یابد.
- برای مقادیر $(\frac{L}{H})$ کمتر از ۰.۷ نرخ افزایش مقادیر جابه‌جایی جانبی و نشست بطور فزاینده‌ای زیاد می‌شود.
- برای مقادیر $(\frac{L}{H})$ بیش از ۰.۷ نرخ کاهش مقادیر جابه‌جایی جانبی و نشست چندان تغییری نمی‌کند.
- مقدار ۰.۷ برای نسبت طول مسلح کننده به ارتفاع دیوار که توسط $FHWA$ توصیه شده، با توجه به نرخ تغییرات نشست و جابه‌جایی جانبی بدست آمده از تحلیلهای تاریخچه زمانی؛ در شرایط لرزه‌ای نیز مناسب است.
- جابه‌جا نمودن فواصل مسلح کننده در طول با فواصل آنها در ارتفاع دیوار تاثیر چندان بر کاهش تغییر مکان جانبی ندارد.
- توزیع مسلح کننده‌ها با فواصل ارتفاعی کمتر موجب کاهش نشست در ناحیه مسلح و افزایش آن در ناحیه غیر مسلح خواهد شد.
- بکارگیری رویه سگمنتال نسبت به رویه‌های صلب؛ جابه‌جایی جانبی و نشست تاج دیوارهای MSE را کاهش می‌دهد.

- استفاده از رویه سگمنتال بجای رویه صلب؛ جابه‌جایی نیمه بالایی دیوار را کاهش و جابه‌جایی نیمه پایینی دیوار را افزایش می‌دهد.
- در صورت استفاده از رویه سگمنتال بجای رویه صلب؛ نشست در ناحیه مسلح کاهش و نشست در ناحیه غیر مسلح افزایش می‌یابد.
- نوع زلزله بر جابه‌جایی جانبی و نشست دیوارهای خاکی پایدارسازی شده مکانیکی تاثیر بسزایی دارد.
- پس از پایان یافتن حداکثر دامنه شتاب در تمامی رکوردهای زلزله نشست چندان تغییری نمی‌کند.
- هرچه نرخ تغییرات دامنه شتاب زلزله بیشتر باشد، جابه‌جایی جانبی و نشست سطح خاکریز، افزایش خواهد یافت.

۲-۶- پیشنهادها برای مطالعات آتی

در این قسمت پیشنهادهایی برای استفاده در تحقیقات آینده که می‌تواند باعث کامل‌تر شدن نتایج گردد ارائه خواهد شد:

- اثر ضریب کاهش مقاومت سطح واسط (R_{inter}) بر نشست دینامیکی سطح خاکریز دیوارهای MSE بررسی شود.
- پس از انجام مطالعات آزمایشگاهی و تعیین خصوصیات مکانیکی انواع مسلح کننده‌های فولادی، آلومینیومی و ژئوسنتتیک؛ تاثیر آنها بر نشست و جابه‌جایی دینامیکی مشخص گردد.
- از آنجا که دیوارهای MSE در نواحی ساحلی و باند فرودگاه‌ها کاربرد دارند به بررسی اثر یک ضربه ناگهانی در ترازهای مختلف و چگونگی اثر آن بر نشست سطح خاکریز پرداخته شود.

- با انتخاب مدل رفتاری پیشرفته نظیر خاک سخت شونده و *CAM-CLAY* مدل سازی انجام و نتایج مقایسه شود.
- با شبیه سازی انفجار در سطح خاکریز یا پای دیوارهای *MSE* به اثرات ناشی از آن بر نشست سطح خاکریز و جابجایی جانبی دیوار پرداخته شود.
- تاثیر جنس رویه بر پاسخ شتاب بخش های مختلف و عملکرد لرزه ای این دیوارها بررسی شود.

- [1] Anderson d.g., (2008), “**Seismic Analysis and Design of Retaining Walls, Buried Structures, Slopes, and Embankments**”, NCHRP Report, 611.
- [2] U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration, (2001), “**Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes Design & Construction Guidelines**”, Publication No. FHWA-NHI-00-043, National Highway Institute.
- [3] Das b.m., (2009), “**Principles of Geotechnical Engineering**”, Cengage Learning, Usa, pp.481.
- [4] طاحونی ش.، (۱۳۷۰)، «اصول مهندسی ژئوتکنیک - مهندسی پی»، جلد دوم، چاپ هفدهم، انتشارات پارس آیین، تهران، ص ۷۸۲.
- [5] Sandri D., (1994), “Retaining walls stand up to the Notthridge Earthquake”, **Geotechnical Fabrics Report**, 12, 4, pp.30-31.
- [6] Tatsuoka F., Koseki J. and Tateyama M., (1995), “ Performance of Geogrid-Reinforced soil Retaining walls during the Great Hanshin-Awaji Earthquake, January 17, 1995”, **Proceedings of the 1st International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering**, Japan, Balkema, Rotterdam, pp.55-62.
- [7] Tateyama M., Tatsuoka F., Koseki J. and Horri j., (1995), “Damage to soil Retaining walls for Railway Embankments during the Great Hanshin-Awaji Earthquake, Januar Performance of Geogrid-Reinforced soil Retaining walls during the Great Hanshin-Awaji Earthquake, January 17, 1995”, **Proceedings of the 1st International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering**, Japan, Balkema, Rotterdam, pp.49-54.
- [8] Ling H.I., Leshchinsky D. and Chou N.N.S., (2001), “Post- Earthquake Investingation walls and slopes during the Ji-Ji Earthquake of Taiwan”, **soil Dynamics and Earthquake Engineering**, 21, pp.297-313.
- [9] Chen R.H., Liu C.N., Chen K.S., Chen T.J., (2001), “ Seismic performance and failure analysis of mechanically stabilized earth retaining structures during the Chi-Chi earthquake. In: Seismic Design and Performance of Mechanically Stabilized Earth Retaining Structures”, **International Geosynthetics Engineering Forum**, Taipei, Taiwan, pp. 3–20.

- [10] Kramer S.L., Paulsen S.B., (2001), "Seismic performance of MSE structures in Washington State. In: Seismic Design and Performance of Mechanically Stabilized Earth Retaining Structures", **International Geosynthetics Engineering Forum**, Taipei, Taiwan, pp. 145–174.
- [11] Race R., delcid H., (2001), "Seismic performance of modular block retaining wall structures during the January 2001 El Salvador Earthquake. In: Seismic Design and Performance of Mechanically Stabilized Earth Retaining Structures", **International Geosynthetics Engineering Forum**, Taipei, Taiwan, pp. 125–144.
- [12] Huang C.C., Chou L.H., Tatsuoka F., (2003), "Seismic displacement of geosynthetic reinforced soil modular block walls", **Geosynthetics International**, 10, 1, pp. 2–23.
- [13] Barthurst R.J., and Alfaro, M.C., (1996), "Review of seismic design, analysis and performance of geosynthetic reinforced walls, slopes and embankments", **Third International Symposium on Earth Reinforcement**
- [14] Matsuo O., Tsutsumi T., Yokoyama K., and Saito Y, (1998), "Shaking table tests and analyses of geosynthetic-reinforced soil retaining walls", **Geosynthetics International**, Vol. 5, 1-2, pp. 97-126.
- [15] Ramakrishnan M. B., and Britto A., (1998), "Laboratory Seismic Tests on Geotextile Wrapped-Faced and Geotextile-Reinforced Segmental Retaining walls", **Geosynthetics International**, 5, 1-2, pp.55-71.
- [16] El-Emam M., and Bathurst R.J, (2006), "Influence of reinforcement parameters on the seismic response of reduced-scale reinforced soil retaining walls", **Geotextiles and Geomembranes**, Vol. 25, pp. 33-49.
- [17] میر لطیفی ع., فاخر ع. و قلندرزاده ع., (۱۳۸۹), «مطالعه تغییر شکل دیوارهای خاک مسلح در برابر زلزله». نشریه مهندسی عمران و نقشه‌برداری - دانشکده فنی، شماره ۵، دوره ۴۴: ص ۷۰۵-۷۱۷.
- [18] اسماعیلی م., قلندرزاده ع. و پرتویان نوزاد م., (۱۳۹۳), «بررسی آزمایشگاهی رفتار لرزه‌ای دیوارهای خاک مسلح سگمنتال با جوشن فلزی»، مهندسی عمران شریف، شماره ۱/۱، دوره ۲-۳۰: ص ۲۳-۴۳.
- [19] Wang l., Chen g. and Chen s., (2015), "Experimental study on seismic response of geogrid reinforced rigid retaining walls with saturated backfill sand", **Geotextiles and Geomembranes**, Vol. 43, pp.35-45.

- [20] Hatami k., and Barthurst R.J.,(1998), “Seismic Response of a Geosynthetic-Reinforced Soil Retaining Wall”, **Geosynthetics International**, Vol. 5, 1-2, pp. 127-166.
- [21] Stuedlein A., Bailey M., Lindquist D., Sankey J., and. Neely W., (2010), “Design and Performance of a 46-m-High MSE Wall”, **JOURNAL OF GEOTECHNICAL AND GEOENVIRONMENTAL ENGINEERING © ASCE** , JUNE 2010, PP.786-796.
- [22] Lee K.Z.Z., Chang N.Y., Ko H.Y., (2010), “ Numerical simulation of geosynthetic reinforced soil walls under seismic shaking”, **Geotextiles and Geomembranes**, Vol. 28, pp. 317–334.
- [23] Ling H.I., Mohri Y., Leshchinsky D., Burke C., Matsushima K., Liu H.,(2005), “Large-scale shaking table tests on modular-block reinforced soil retaining walls”, **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, ASCE 131 (4), pp.465–476.
- [24]] Liu h., Yang g., Ling h.i., (2014), “Seismic response of multi-tiered reinforced soil retaining walls”, **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, 61-62 ,pp. 1–12.
- [25] Payeur j., Corfdir a., Bourgeois e., (2015), “Dynamic behavior of a Mechanically Stabilized Earth wall under harmonic loading: Experimental characterization and 3D finite elements model”, **Computers and Geotechnics**, Vol. 65 , pp. 199–211.
- [26] Cai, Z., and Bathurst, R. J., (2008), “Seismic- induced permanent dis placement of geosynthetic- reinforced segmental retaining walls”,**Can Geotech**, 33, pp.937-955.
- [27] Ismail Ibrahim k.m.h., (2015), “Seismic displacement of gravity retaining walls”, **HBRC Journal**, 11, pp.224–230.
- [28] Choudhury d. and Nimbalkar s.s., (2006), “Pseudo-Dynamic approach of seismic active earth pressure behid retaining wall”, **Geotechnical and Geological Engineering**, 24, pp.1103-1113.
- [29] فاخر ع., (۱۳۹۰)، "مهندسی پی پیشرفته"، چاپ دوم، انتشارات دانشگاه تهران، تهران.
- [30] Das B.M. and Ramana G.V., (2011), “**Principles of Soil Dynamics**”, Cengage Learning, Usa.
- [31] GEO-SLOPE International Ltd, (2009), “**Stress-Deformation Modeling with SIGMA/W 2007**”, Canada.
- [32] PLAXIS Version 8 Material Models Manual

[33] Das B.M., (2008), “**Advanced Soil Mechanics**”, Third edition, Taylor & Francis, New York, PP.388.

ABSTRACT

Mechanically Stabilized Earth Walls (MSE WALLS), are a typical of retaining structure constructed within soil using reinforcing elements such as bands, metal networks, and polymeric materials.

The ability to withstand differential settlements, no need to rigid support, high ductility, the possibility of building with a height of over 25m, lower cost, availability of materials and simplicity of construction are the benefit of these wall with respect to rigid & cantilever walls which to their development.

These walls are made of three elements of facing, reinforcement and backfill that are stabilized by interaction between facing and reinforcement elements with soil.

Since seismic design of the walls by force methods such as pseudo-static or pseudo-dynamic methods is not able to calculate of their deformation, so in this study, they have been parametrically addressed variables like surface settlement of backfill, sideways displacement of facing, permanent dislocation of wall, and mobilized force in the bands via a performance based new design approach through a *Dynamic Analysis of Time History* upon finite element method (FEM) by two software of *Plaxis* and *Geostudio* to improve seismic performance of the walls.

Factors examined their impacts on wall performance in parametric studies were included; the length and stiffness of top reinforcement, lack of compaction of a soil layer next to facing, reinforcement length to wall height ratio, the distribution of reinforcements, use of segmental facing and type of earthquake.

The results of the study are as follow; increasing the length of upper reinforcement, contrary to its stiffness, has a significant effect on decreasing dynamically settlement of backfill surface, facing lateral displacement and permanent displacement of wall. The lack of compaction of a soil layer adjacent to facing which is among errors during construction of the walls, increases permanent displacement dramatically which was up to 60% in the study; Amount of 0.7 for the ratio of reinforcement length to wall height, recommended by FHWA, due to the rate of settlement and lateral displacement obtained from the time history analysis, also suitable in seismic conditions. Reinforcement distribution with less vertical distance leads to reduced settlement of the backfill surface. For several earthquakes with similar maximum acceleration amplitude and duration, the greater the

earthquake frequency rate change, the greater dynamically settlement of backfill surface and facing sideways displacement.

Keywords: Mechanically Stabilized Soil Walls, Dynamical Settlement of Backfill Surface, Seismic Performance, Dynamical Analysis of Time History, Numerical Simulation, Finite Element.



University of Shahrood
Faculty Civil Engineering

**Seismic Evaluation Ground Surface Settlement
Adjacent to the Mechanically Stabilized Earth Walls**

Javad Karimiyan

Supervisor:

Dr. Amir Bazrafshan Moghaddam

November 2015