Archive of SID

مهندسی عمران شریف، (اپلیز ۱۳۹۵)
دوره‌ی ۲ - ۳۲، شماره‌ی ۳/۱، ص. ۷-۱۰۱۶-۱۱۶ (یادداشت فنی)

Research Note

اعتبارسنجی روش تحلیل استاتیکی غیرخطی برای محاسبه‌ی تغییرمکان‌های لرزه‌یی سازه‌های دیوار نگهبان میخ‌کوبی‌شده

علی کمال‌پناه* (دانشیار)
سینا مجیدیان (دکتری)
دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه تربیت مدرس

در این پژوهش، روش جدیدی ارائه شده است که با ترکیب تحلیل استاتیکی غیرخطی مدل کامل و تحلیل دینامیکی یک سازه‌ی دو درجه آزادی قادر است تغییرمکان‌های دیوارهای میخ‌کوبی‌شده را در معرض تحریکات زمین‌لرزه محاسبه کند. دو منحنی ظرفیت به‌دست‌آمده از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی در برنامه‌ی تحلیل سیستم دو درجه آزادی به‌عنوان اطلاعات ورودی استفاده و تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی با اعمال یک الگوی بار عمودی در پشت بلوک مسلح و روی سطح آزاد مدل چند درجه آزادی انجام شده است. نتایج تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی به‌صورت وضعیت نقاط خمیری ارائه و با مکانیزم گسیختگی لرزه‌یی مقایسه و تطابق قابل قبولی بین نتایج روش پیشنهادی برای محاسبه‌ی تغییرمکان لرزه‌یی و روش تحلیل دینامیکی کامل مشاهده شده است، در حالی که روش پیشنهادی زمان تحلیل را کاهش می‌دهد. همچنین با توجه به نتایج حاصل، یک ابزار جدید ترکیبی عددی و آزمایشگاهی برای ارزیابی آثار زلزله در سازه‌های دیوار نگهبان میخ‌کوبی‌شده پیشنهاد شده است.

واژگان کلیدی: میخ‌کوبی، تحلیل استاتیکی غیرخطی، تحلیل دینامیکی.

a-panah@modares.ac.ir
sina_majidian@modares.ac.ir

۱. مقدمه

مشاهدات پس از وقوع برخی زلزله‌ها (لوماپریتا (۱۹۸۹)، کوبه (۱۹۹۵)، و نیسکالی (۲۰۰۱)) نشان داده است که دیوارهای میخ‌کوبی‌شده به‌عنوان تسلیح درجای خاک، پاسخ لرزه‌یی ذاتاً رضایت‌بخشی را از خود نشان داده‌اند. این موضوع بیشتر به دلیل انعطاف‌پذیری سازه‌های میخ‌کوبی‌شده و محافظه‌کاری موجود در دستورالعمل‌های طراحی نسبت داده شده است.[۱] لذا برای طراحی بهینه‌ی سازه‌های میخ‌کوبی‌شده ضروری است عملکرد لرزه‌یی آنها مطالعه شود. همچنین بسیار مهم است که عملکرد لرزه‌یی و ریسک سازه‌های مذکور در سطوح مختلف تحریک زمین در طول عمر آنها مشخص باشد. طراحی لرزه‌یی با تمرکز بر جابه‌جایی به جای نیرو، به‌عنوان نشان‌گر مستقیم آسیب یا عملکرد در رسیدن به این اهداف مفید است.

در سال‌های اخیر، تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی (پوش‌آور) مورد توجه بسیاری از پژوهشگران بوده است، چرا که می‌تواند برای طراحی لرزه‌یی براساس عملکرد به جای استفاده از تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی کامل مورد استفاده قرار گیرد. تحلیل تاریخچه‌ی زمانی، زمان‌بر است و اغلب از محدودیت‌های زمانی موجود در دفاتر طراحی تجاوز می‌کند. رویکرد تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی، براساس ارزیابی بیشینه‌ی پاسخ سیستم‌های یک درجه آزادی (SDOF)[۱] است. می‌توان بیشینه‌ی مقادیر را با استفاده از رابطه‌ی بین منحنی پوش‌آور استاتیکی و تحلیل‌های دینامیکی سازه‌ی یک درجه آزادی یا روش‌هایی که طیف پاسخ زلزله را به‌کار می‌گیرند، محاسبه کرد.

پاسخ سیستم SDOF معمولاً برای تحلیل‌های سازه‌های روی زمین استفاده می‌شود و عموماً برای سازه‌های ژئوتکنیکی (خاکی) مفید نیست. دلیل این موضوع ناشی از پیچیدگی پاسخ سیستم اندرکنش خاک و سازه و اثرات تغییرشکل‌های شبه‌استاتیکی زمین در رفتار لرزه‌یی سازه‌های زیرزمینی و دیوارهای حائل خاک است.

پیچیدگی شیوه‌های اجزاء محدود و تفاضل محدود، پژوهشگران را مجبور ساخته است که دنبال روش‌های ساده‌تر و سریع‌تر، اما دقیق و کاربردی بروند؛ که عوامل ساده‌یی نظیر فنرها و جرم‌های متمرکز را برای محاسبه‌ی مسائل اندرکنش خاک و سازه استفاده می‌کنند. برخی پژوهشگران،[۲-۲] مدل‌های جرم ـ میراگر ـ فنر را با درجات آزادی کمتر از مدل سیستم‌های چند درجه آزادی برای شبیه‌سازی رفتار لرزه‌یی دیوارهای نگهدارنده‌ی خاکی استفاده کرده‌اند. در روش‌های مذکور، تحریک زمین برای اینکه فرض شود دیوار و خاک پشت آن در حالت کشسان و خطی پاسخ می‌دهند، به اندازه‌ی کافی کم شدت است. به هر حال، روش‌های مزبور مشخصات

* نویسنده مسئول
تاریخ: دریافت ۱۳۹۳/۴/۳، اصلاحیه ۱۳۹۳/۹/۲۵، پذیرش ۱۳۹۳/۱۰/۲۰.

www.SID.ir

Archive of SID

غیرکشسان خاک و دیوار را در نظر نمی‌گیرند. بنابراین برای پیش‌بینی لغزش و تغییرشکل‌های پسماند یک دیوار بعد از یک رویداد لرزه‌یی کاربرد ندارند. در حالی که سازه‌های دیوار نگهبان خاک، حتی در تحریکات ضعیف زمین، تغییرشکل‌های پسماند از خود نشان می‌دهند.

در این پژوهش، یک روش استاتیکی غیرخطی توسعه داده شده است، که با کمک آن می‌توان پاسخ دینامیکی غیرخطی دیوارهای حائل میخ‌کوبی‌شده را در لرزش‌های افقی زمین با دقتی قابل قبول و با تلاش محاسباتی بسیار کمتر نسبت به تحلیل دینامیکی مدل چند درجه آزادی محاسبه کرد.

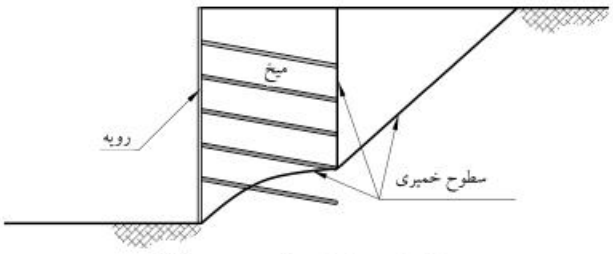
روش تحلیل استاتیکی غیرخطی ارائه‌شده، امکان بررسی تسلیم و گسیختگی پیش‌رونده‌ی المان‌ها و کل سازه را فراهم می‌آورد. تحلیل‌های دینامیکی یک سیستم با درجات آزادی کمتر نسبت به مدل کامل به این تحلیل استاتیکی غیرخطی ارتباط داده می‌شود و محاسبات سریع و دقیق را ممکن می‌سازد.

تغییرشکل‌های به دست‌آمده از تحلیل‌های دینامیکی کامل از دیوارهای میخ‌کوبی شده، به‌عنوان یک راه حل مرجع با نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی مقایسه شده است، تا از دقت نتایج به‌دست‌آمده توسط روش پیشنهادی اطمینان حاصل شود.

۲. رفتار لرزه‌یی سازه‌های میخ‌کوبی‌شده

نتایج مطالعات پیشین با استفاده از آزمایش‌های سانتریفیوژ بیان‌گر این است که الگوی گسیختگی سازه‌های میخ‌کوبی‌شده از ۲ بلوک لغزشی و ۳ سطح گسیختگی حاصل می‌شود.[۵-۸] سطوح گسیختگی مشابه نیز از انجام آزمایش‌های میزلرزه،[۹] و همچنین شبیه‌سازی‌های عددی،[۱۰و۱۱] به‌دست آمده است. شکل ۱، یک طرح شماتیک از سطوح گسیختگی نشان داده‌شده در پژوهش کمک‌پناه و مجیدیان (۱۳ ۲۰)،[۱۱] را در شبیه‌سازی عددی نشان می‌دهد.

چنان که مشاهده می‌شود، ۲ بلوک لغزشی مسلح و غیرمسلح با ۳ سطح تسلیم تشکیل شده‌اند. بلوک خاک مسلح به واسطه‌ی سطح خمیری عمود پشت آن محدود و یک سطح لغزش نسبتاً افقی و منحنی‌شکل از پاشنه به سمت محل پایان ردیف اول یا دوم میخ‌ها از کف ختم شده است. یک گوه‌ی غیرمسلح مثلثی که جرم خاک مسلح را حمل می‌دهد، توسط سطح مورب لغزش تشکیل شده است. افزایش طول میخ‌ها باعث شده است تا سطوح گسیختگی در شتاب‌های بالاتری کامل شوند. به‌علاوه زاویه‌ی سطح گسیختگی مایل پشت بلوک مسلح وابسته به پارامترهای خاک است. در چنین مکانیزمی، میخ‌های پایینی به‌عنوان مهار بین خاک پشتی و خاک مسلح عمل می‌کنند. مقاومت برشی جمع‌شده در محل سطح خمیری منحنی‌شکل و اثر مهاری میخ‌های پایینی در مقابل ناپایداری و لغزش بلوک مسلح، هنگامی که نیروی اینرسی به آن وارد می‌شود، مقاومت می‌کند. به‌علت لزوم نصب رویه با سختی و مقاومت خمشی بالا در سازه‌های میخ‌کوبی دائم، تغییرشکل رویه به‌صورت خطی



شکل ۱. شماتیک سطوح خمیری.[۱۱]

خواهد بود،[۷و۱۱] و پاسخ سازه‌های خاک مسلح (میخ‌کوبی‌شده) در معرض زلزله توسط چرخش و جابه‌جایی جانبی رویه معین خواهد شد.

۳. مدل دوبُعدی سازه‌های میخ‌کوبی

با توجه به تغییرشکل دیواره‌ی میخ‌کوبی‌شده با رویه‌ی بتنی، جابه‌جایی کل سیستم می‌تواند توسط دو درجه آزادی انتخابی (بالاترین و پایین‌ترین نقاط رویه) تعیین شود. بنابراین سیستم با استفاده از مدل دینامیک جرم ـ فنر ـ میراگر دو درجه آزادی، مطابق شکل ۲ نشان داده شده است.

در شکل ۲، m_1 و m_2 اجزاء جرم متمرکز از بلوک مسلح در هر درجه آزادی تعریف‌شده هستند، k_1 سختی خمشی و برشی بلوک مسلح، k_2 سختی مرز برشی افقی و اثر مهاری پایین‌ترین میخ، و k_s سختی توده‌ی خاکی نامتناهی پشت بلوک مسلح است، که فشارهای مقاوم و مؤثر خاک پشت بلوک مسلح را ایجاد می‌کند. جرم‌های m_1 و m_2 با برقراری تعادل استاتیکی برای جرم گسترده‌ی بلوک مسلح (شکل ۱) و ساده‌سازی سطح گسیختگی پایینی به‌صورت خط مایل محاسبه می‌شوند.

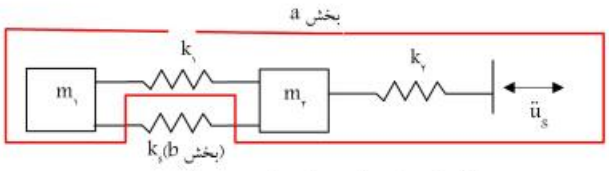
بخش a مدل شبیه مدل‌های دوبُعدی به‌کاررفته برای تحلیل‌های دینامیکی برای دیوارهای خاکی صلب،[۲] و سازه‌ها با جداگر ارتعاش،[۱۲] است. در مسئله‌ی پیش رو، مشخصات بخش a با استفاده از تحلیل استاتیکی مدل چند درجه آزادی، که اندرکنش خاک و سازه، مراحل ساخت و ساز، و اثرات تنش‌های درجا را در نظر می‌گیرد، ارزیابی شده است. واردکردن پروفیل بار مناسب کلید اصلی در تحلیل استاتیکی غیرخطی بوده و در ادامه شرح داده شده است. مشخصات مکانیکی بخش b از مشخصات کشسان توده‌ی خاکی و اندرکنش دینامیکی بین بلوک مسلح و خاک پشت آن محاسبه شده است.

۱.۳. تحلیل استاتیکی غیرخطی

انتخاب الگوی بارگذاری مناسب برای اعمال بر سازه مهم است. در این پژوهش، یک الگوی بارگذاری عمودی در پشت بلوک مسلح در مرز بالایی مدل کامل اعمال شده است (شکل ۳). با شروع از مدل تغییرشکل‌یافته بعد از حفاری و اجرای رویه‌ی دائم، جابه‌جایی به‌صورت تدریجی و با اعمال سرعت ثابت در نقاط مرزی مدل وارد شده است. با اعمال الگوی جابه‌جایی ذکرشده، یک اضافه فشار در پشت بلوک مسلح ایجاد شده است.

نیروهای نقطه‌یی واردشده بر سیستم دو درجه آزادی به‌عنوان بارهای متمرکز، که از نظر استاتیکی معادل بارگذاری گسترده‌ی پشت بلوک مسلح بوده‌اند (شکل ۳)، تعریف شده‌اند. با انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی، بارهای تعمیم‌یافته در هرگام در مقابل جابه‌جایی نقاط تعمیم‌یافته در صفحه‌ی مختصات ترسیم شده‌اند. با استفاده از این فرایند، دو منحنی ظرفیت برای سازه‌ی میخ‌کوبی‌شده به‌دست آمده است.

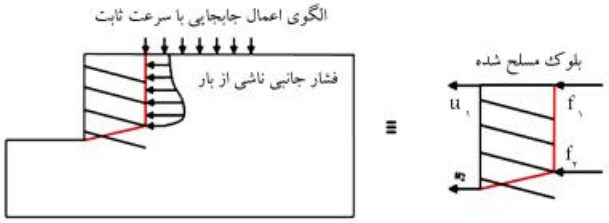
در این پژوهش روش تفاضل محدود (FDM)[۲] دوبُعدی برای تخمین منحنی‌های



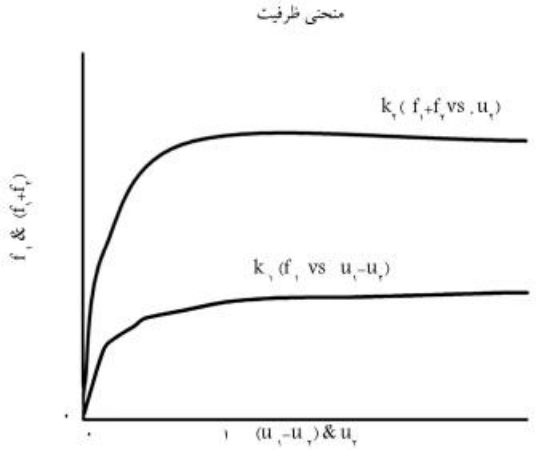
شکل ۲. مدل دوبُعدی از سازه‌ی میخ‌کوبی‌شده.

www.SID.ir

Archive of SID



شکل ۳. PDA برای تخمین منحنی‌های ظرفیت سیستم دو درجه آزادی.



شکل ۴. منحنی‌های ظرفیت سازه‌ی مهارشده.

ظرفیت لرزه‌یی سازه‌ی خاک میخ‌کوبی‌شده استفاده شده است. شبیه‌سازی عددی با نرم‌افزار FLAC[۳]،[۱۳] صورت گرفته است. یک الگوی بارگذاری براساس جابه‌جایی با شدت متفاوت و طول متفاوت بر سطح اعمال شده است. نرخ جابه‌جایی عمودی به اولین نقطه‌ی سطح در پشت بلوک مسلح اعمال و طول اعمال جابه‌جایی با افزایش گام‌های تحلیل افزایش یافته است. در مدل دو درجه آزادی، جمع f_1 و f_2 در برابر u_2، k_2 و f_1 در برابر جابه‌جایی تفاضلی u_1 و k_1 ،$(u_1 - u_2)$ u_2 را تعیین کرده است. شکل ۳، f_1، f_2، u_1 و u_2 را نشان می‌دهد.

در ابتدا تحلیل‌ها در شرایط استاتیکی انجام شده است، تا مراحل ساخت را شبیه‌سازی کند. در ادامه، تحلیل استاتیکی غیرخطی با بار سطحی انجام شده است، تا رفتار لرزه‌یی سیستم با استفاده از منحنی‌های ظرفیت مطابق شکل ۴، به‌دست آید.

۲.۳. تحلیل دینامیکی سیستم دو درجه آزادی

با درنظرگرفتن معادله‌ی دینامیکی جرم‌ها از شکل ۲، می‌توان معادلات اصلی را به شکل ماتریسی نوشت (رابطه‌ی ۱):

$$[m]\left\{\begin{array}{c}\ddot{u}_1\\ \ddot{u}_2\end{array}\right\}+[k]\left\{\begin{array}{c}u_1\\ u_2\end{array}\right\}+[c]\left\{\begin{array}{c}\dot{u}_1\\ \dot{u}_2\end{array}\right\}=\left\{\begin{array}{c}p_1\\ p_2\end{array}\right\} \qquad (۱)$$

که در آن، m ماتریس جرم، c ماتریس میرایی، k ماتریس سختی و p نیروی عکس‌العمل است و همچنین $\ddot{u}$، $\dot{u}$ و u به ترتیب پاسخ‌های شتاب مطلق، سرعت، و جابه‌جایی هستند. اندیس‌های ۱ و ۲، بیانگر درجه آزادی نماینده‌ی پاسخ رویه‌ی سازه‌ی میخ‌کوبی‌شده هستند. با بسط ماتریس در معادله‌ی ۱، معادله‌ی حرکت می‌تواند به شکل رابطه‌ی ۲ بازنویسی شود:

$$\left[\begin{array}{cc}m_1 & 0\\ 0 & m_2\end{array}\right]\left\{\begin{array}{c}\ddot{u}_1\\ \ddot{u}_2\end{array}\right\}+\left[\begin{array}{cc}k_1+k_s & -k_1-k_s\\ -k_1-k_s & k_1+k_s+k_2\end{array}\right]\left\{\begin{array}{c}u_1\\ u_2\end{array}\right\}+\left[\begin{array}{cc}c_{11} & c_{12}\\ c_{21} & c_{22}\end{array}\right]\left\{\begin{array}{c}\dot{u}_1\\ \dot{u}_2\end{array}\right\}=\left\{\begin{array}{c}0\\ k_2u_g+c_g\dot{u}_g\end{array}\right\} \qquad (۲)$$

که در آن، اندیس g بیانگر درجه آزادی تکیه‌گاه (زمین) در پایه‌ی سازه‌ی خاک میخ‌کوبی‌شده است.

میرایی سازه باید در آنالیز دینامیکی لحاظ شود، بنابراین میرایی ویسکوز رایلی استفاده شده است. ماتریس میرایی می‌تواند به شکل ترکیب خطی از جرم و ماتریس سختی اولیه‌ی سازه در نظر گرفته شود (روابط ۳ و ۴):

$$[c]=\alpha[m]+\beta[k] \qquad (۳)$$

$$c_g=\alpha m_2+\beta \qquad (۴)$$

که در آن‌ها، α و β ضرایب ثابت هستند، که از روابط ۵ و ۶ به‌دست می‌آیند:

$$\alpha=\frac{2\xi\omega_1\omega_2}{\omega_1+\omega_2} \qquad (۵)$$

$$\beta=\frac{2\xi}{\omega_1+\omega_2} \qquad (۶)$$

که در آن‌ها، ω_1 و ω_2 به ترتیب بسامد زاویه‌یی اولیه‌ی مدل‌های ۱ و ۲ هستند، که با استفاده از تحلیل مودال به دست آمده‌اند، ξ میرایی بحرانی است، که برابر ۰٫۰۵ در نظرگرفته شده است.[۲-۳]

به دلیل اینکه سختی فنر غیرخطی است، معادله‌ی ۱ به معادلات تکه‌یی حرکت تبدیل می‌شود. در نتیجه، انتگرال‌گیری گام‌های زمانی برای حصول پاسخ لازم بوده است. روش‌های فراوانی برای حل تکه‌یی معادلات حرکت موجود هستند.[۱۲] در این پژوهش، فرمول‌بندی شتاب خطی از روش نیومارک انتخاب شده است.[۱۵]

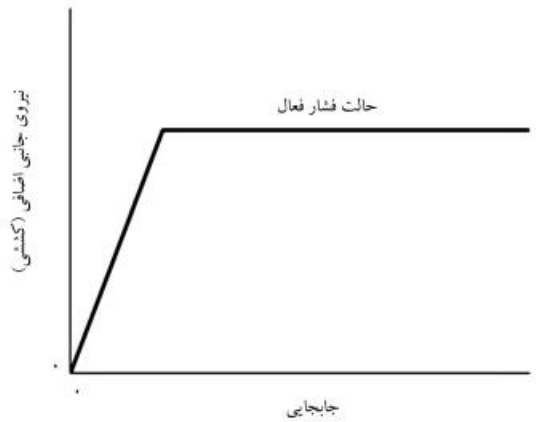
باید توجه شود که k_1، k_2 و k_s ماتریس‌های سختی مماسی در آغاز هرگام زمانی هستند، در حالی که سختی وتری ناشناخته است. تحلیل استاتیکی غیرخطی، که پیش از این شرح داده شده است، برای تعیین مشخصات منحنی بارگذاری (backbone) k_1 و k_2 (منحنی‌های ظرفیت) استفاده شده‌اند. برای درنظرگرفتن طبیعت سیکلیک (چرخه‌یی) بارهای لرزه‌یی، سختی بارگذاری و باربرداری برابر سختی کشسان اولیه استفاده و k_s به‌عنوان یک تکیه‌گاه منعطف برای جرم خاک مسلح در تغییرشکل‌های جانبی به‌کارگرفته شده است. در اثر ارتعاش لرزه‌یی، بلوک مسلح به جلو و عقب به سمت و درخلاف سمت خاک پشت نوسان می‌کند و به شکل یک فنر افقی پاسخ می‌دهد. خاک پشت بلوک مسلح نمی‌تواند فشار جانبی کمتر از فشار مؤثرش (فشار فعال) ایجاد کند. شکل ۵، منحنی پوش (backbone) مربوط به رابطه‌ی فشار افقی ـ تغییرشکل جانبی خاک پشت بلوک مسلح را در حالت استاتیکی نشان می‌دهد. چنین رفتاری برای مدل‌سازی رفتار دینامیکی توده‌ی خاک در پشت دیوارهای حائل قابل استفاده است.[۱۶]

با درنظرگرفتن تغییرشکل خطی برای بلوک مسلح، همان‌طور که در شکل ۶ نشان داده شده است، سختی کشسان نماینده‌ی خاک پشت سر برای مدل دو درجه آزادی از رابطه‌ی ۷ به‌دست آمده است:

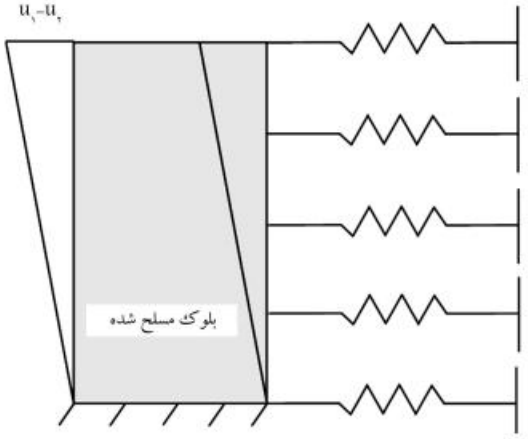
$$K=\frac{0.65E}{(1-\nu^2)} \qquad (۷)$$

www.SID.ir

Archive of SID



شکل ۵. رابطه‌ی بین نیروی جانبی ـ تغییرشکل جانبی برای خاک غیرمسلح.



شکل ۶. ساده‌سازی اثرات خاک پشت سر در بلوک مسلح.

که در آن، k سختی فنر وینکلر و E و ν به ترتیب مدول کشسان و ضریب پواسون خاک هستند. با درنظرگرفتن تغییرشکل خطی و برقراری رابطه‌ی تعادل لنگری، رابطه ۸ به دست می‌آید:

$$k_s \times (u_1 - u_2) \times h = \frac{1}{2} K \times (u_1 - u_2) \times h \times \frac{2}{3} \qquad (8)$$

که در آن، h ارتفاع دیوار است. با ترکیب رابطه‌های ۷ و ۸، رابطه‌ی ۹ به‌دست می‌آید:

$$k_s = \frac{0/65E \times h}{3(1-\nu^2)} \qquad (9)$$

علاوه بر این، تغییرشکل استاتیکی قابل توجه برای سازه‌های خاکی میخ‌کوبی‌شده، ناشی از مراحل ساخت، باعث کاهش فشار جانبی تا اندازه‌ی فشار محرک پیش از پایان ساخت و یا بعد از تغییرشکل کوچکی $(u_1 - u_2)$ در طول زلزله می‌شود. بنابراین فرض شده است منحنی ظرفیت فنر ۱ (k_1) شرایط تسلیم فنر خاک پشت سر (k_s) بوده است؛ در حالت دینامیکی، هنگامی که k_1 مربوط به مقادیر کمتر از منحنی ظرفیت‌اش بوده است؛ k_s معادل مقدار کشسان از منحنی نیروی جانبی ـ تغییرشکل جانبی (شکل ۵) است (مسیر بارگذاری ـ باربرداری) و هنگامی که مقادیر سختی فنر ۱ ادامه‌ی منحنی پوش را دنبال کرده است، k_s به صفر تنزل پیدا کرده است. این تذکر لازم است که با توجه به نوع و انعطاف‌پذیری دیوار حائل مورد مطالعه، فرض شده است فشار وارد از بلوک مسلح به توده‌ی خاک در برگشت دیوار به حدی نیست که گوه‌های گسیختگی فشار مقاوم ایجاد شود و معیار تسلیمی برای فنر خاک پشت بلوک مسلح در حالت مقاوم در نظر گرفته نشده است.

زمانی که خاک پشت سر پاسخ غیرخطی را تجربه می‌کند، گوه‌ی خاک پشت بلوک خاک مسلح امکان تشکیل دارد. تشکیل این گوه وابسته به تغییرشکل بلوک مسلح است و جرم نوسان‌کننده‌ی مدل دو درجه آزادی را تغییر نمی‌دهد. از سوی دیگر، خاک پشت بلوک مسلح، انرژی زلزله را به کمک میرایی هندسی، میرا می‌کند. این میرایی اضافه می‌تواند در پاسخ لرزه‌یی سازه تأثیر بگذارد، به هر حال این اثر بیشتر برای سازه با سختی بالا مهم است.[۱۶] برای سازه‌های نرم، مانند دیوارهای خاکی میخ‌کوبی‌شده، اثر میرایی هندسی ناچیز است و می‌تواند نادیده گرفته شود. بنابراین در این مطالعه، اثرات جرم گوه‌ی گسیختگی پشت بلوک مسلح و میرایی هندسی نادیده گرفته شده‌اند.

با استفاده از الگوریتم شرح داده‌شده در بخش قبل، برنامه‌ی تحلیل دینامیکی سیستم‌های دو درجه آزادی غیرخطی توسط نویسندگان این نوشتار با استفاده از برنامه‌ی ویژوال بیسیک[۴] نوشته شده که قادر است تغییرشکل‌های لرزه‌یی سازه‌های خاکی مسلح را محاسبه کند. دو منحنی ظرفیت به‌دست‌آمده از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی به‌عنوان مشخصات مکانیکی کل سازه در برنامه‌ی تحلیل دو درجه آزادی به‌عنوان ورودی استفاده شده‌اند. باید توجه کرد که روش ذکرشده همچنین می‌تواند به‌عنوان یک ابزار ترکیبی عددی و آزمایشگاهی برای ارزیابی اثرات زلزله در سازه‌های دیوار نگهبان خاک استفاده شود. این روش از ترکیب بارگذاری استاتیکی ساده برای مدل‌های فیزیکی کوچک‌مقیاس و تحلیل دینامیکی سیستم دو درجه آزادی استفاده می‌کند. سیستمی بدین منظور در دانشگاه تربیت مدرس در حال راه‌اندازی است، که نتایج آن در آینده ارائه خواهد شد.

۴. مطالعات موردی

دو سازه‌ی خاکی میخ‌کوبی‌شده مطابق شکل ۷، به‌عنوان مطالعات موردی در نظر گرفته شده‌اند. مدل‌های ۱ و ۲ به ترتیب ۸ و ۱۹/۵ متر ارتفاع دارند. مدل ۱، نماینده‌ی یک سازه‌ی بلند و مدل ۲، نماینده‌ی یک سازه‌ی کوتاه است. مراحل در شبیه‌سازی ساخت شامل: حفاری مرحله‌یی، نصب میخ‌ها، و بتن‌پاشی است. چال‌های میخ‌ها با دریل چرخشی حفر و تزریق تحت فشار انجام شده است. رویه‌ی دائمی (نهایی) بعد از اجرای رویه‌ی موقت (شاتکریت با شبکه‌ی مش جوش‌شده)، نصب شده است. مشخصات مدل‌ها در جدول ۱ ارائه شده است.

۱.۴. ابزار عددی و مدل‌سازی

ابتدا تحلیل‌های ساخت مرحله‌یی و سپس تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی و تاریخچه‌ی زمانی دینامیکی مدل کامل انجام شده است. مدل‌های کرنش صفحه‌یی دوبُعدی FLAC برای تحلیل سیستم MDOF، استفاده شده‌اند. در مورد مدل‌های اختلاف محدود، مدل ۱، ۶۵ متر عرض و ۳۳ متر ارتفاع؛ و مدل ۲، ۴۰ متر عرض و

جدول ۱. مشخصات مدل‌های انتخاب‌شده.

	مدل ۱	مدل ۲
عمق (متر)	۱۹/۵	۸
پوشش موقت (سانتی‌متر)	۱۵	۱۰
پوشش دائمی (سانتی‌متر)	۴۰	۲۵
تراکم میخ‌کوبی (متر بر مترمربع)	۳/۴۹	۱/۸۸
قطر چاله‌ی حفاری (سانتی‌متر)	۱۵	۱۵

www.SID.ir

Archive of SID

میخ‌ها و سطح مشترک خاک و میخ‌ها (سختی و مقاومت) به اندازه‌ی فاصله‌ی افقی بین مهارها تقسیم شده است، تا اثر سه‌بُعدی در ساده‌سازی کرنش صفحه‌یی، در فاصله‌ی بین میخ‌ها لحاظ شود.[۱۰،۱۷،۱۸] بنابر نتایج مراجع اشاره‌شده این نوع مدل‌سازی، رفتار سازه‌های میخ‌کوبی‌شده تحت بارهای استاتیکی و لرزه‌یی را با دقت بالایی پیش‌بینی می‌کند. همچنین در سازه‌های دائم با توجه به کاهش تفاوت تغییرمکان افقی رویه به‌علت وجود رویه‌ی دائم، این ساده‌سازی دقت بالاتری دارد.

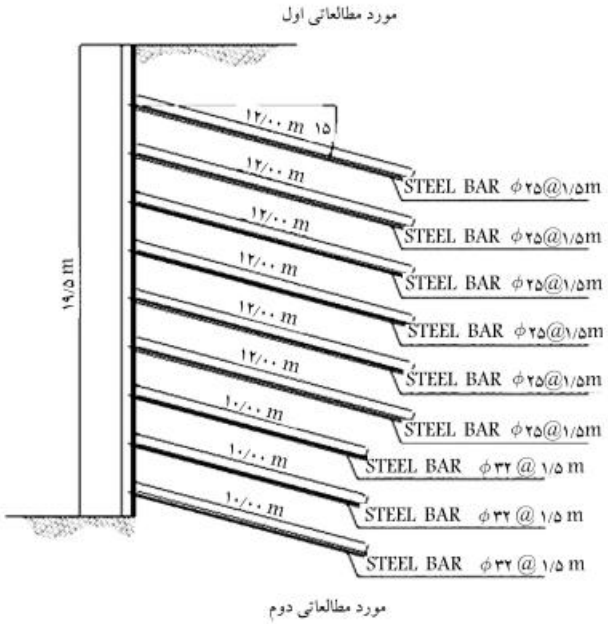
بعد از نصب پوشش دائمی، اثر رویه‌ی موقت نادیده گرفته شده است. بعد از تحلیل ساخت مرحله‌یی و پیش از تحلیل استاتیکی غیرخطی و تحلیل دینامیکی کامل، نصب رویه‌ی دائمی با مقاومت خمشی بالا با تغییردادن پارامترهای رویه‌ی موقت انجام شده است. اثرات اندرکنش رویه‌ی خاک و میخ‌ها، مقاومت خمشی رویه، مقاومت محوری میخ‌ها، و مراحل ساخت در تحلیل MDOF در نظر گرفته شده‌اند.

تحلیل دینامیکی مدل کامل با اعمال تاریخچه‌ی زمانی شتاب افقی در نقاط مرزی پایین مدل انجام شده است. شرایط مرزی میدان آزاد در مرزهای کناری مدل در نظر گرفته شده است، تا اثرات بازتاب موج کمینه شود. تحلیل دینامیکی در FLAC، اجازه‌ی تحلیل دینامیکی غیرخطی دوبُعدی را می‌دهد.

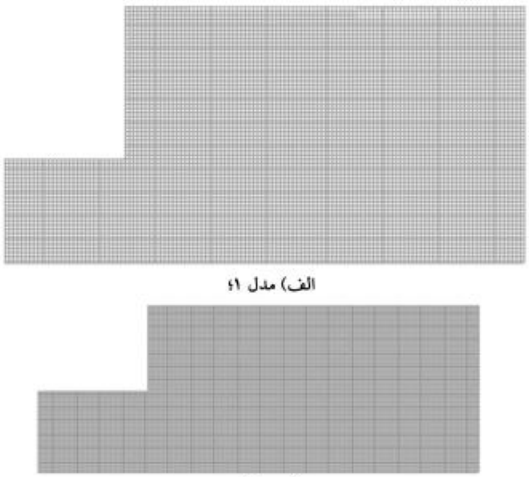
تمرکز این پژوهش در ارائه‌ی روشی عملی با درنظرگرفتن اثرات خاک، تسلیح، مراحل ساخت، و پارامترهای زلزله برای پیش‌بینی تغییرشکل لرزه‌یی برای طراحی سازه‌های میخ‌کوبی‌شده براساس جابه‌جایی است. این پژوهش بر اثرات مشخصات ویژه‌ی مصالح خاکی مانند سختی در کرنش‌های مختلف تمرکز نکرده است، زیرا تفاوت‌های محسوس می‌تواند به راحتی با تغییردادن مدل مصالح در بین نتایج ایجاد شود. با درنظرگرفتن این هدف و برای آسان‌سازی شبیه‌سازی، مدل مور ـ کولمب استفاده شده است. مدل‌های بسیاری برای تحلیل دینامیکی سازه‌های خاکی وجود دارد. مدل مور ـ کولمب به علت سادگی و موجودبودن در کدهای رایانه‌یی مشهور، بسیار کاربرد دارد و علی‌رغم محدودیت‌هایش همچنان برای تحلیل لرزه‌یی سازه‌های ژئوتکنیکی استفاده می‌شود. در این پژوهش، دو سناریو (خاک ۱ و خاک ۲) برای توده‌ی خاک استفاده شده است. جدول ۲، مشخصات این دو خاک را نشان می‌دهد. مدل دو درجه آزادی به منحنی‌های به‌دست‌آمده از تحلیل استاتیکی غطرخطی نیاز دارد.

۲.۴. تحریکات ورودی

در تحلیل تاریخچه‌ی زمانی کامل، زلزله‌های السنترو (۱۹۴۰) و لوماپریتا (۱۹۸۹)، به‌عنوان زلزله‌ی ورودی استفاده و شتاب‌نگاشت‌های استفاده‌شده قبل از اعمال



شکل ۷. سازه‌های خاکی مهارشده: هندسه و الگوی نصب مهارها.



شکل ۸. هندسه‌ی مدل‌های اختلاف محدود.

۱۵/۶ متر ارتفاع داشته‌اند. ابعاد مش اختلاف محدود برای مدل ۱، برابر ۰/۴ متر و برای مدل ۲، برابر ۰/۲ متر بوده است. شکل ۸، هندسه‌ی مدل‌ها و مش‌بندی را نشان می‌دهد. در تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی مرز پایین در دو جهت قائم و افقی و مرزهای کناری در جهت افقی بسته شده‌اند. در تحلیل‌های تاریخچه‌ی زمانی سیستم MDOF، مرز پایینی در دو جهت افقی و قائم بسته و شرایط مرزی میدان آزاد به مرزهای کناری اختصاص داده شده است. برای لحاظ‌کردن اثرات سه‌بُعدی سازه‌ی میخ‌کوبی‌شده با میخ‌ها در فواصل افقی متناوب، مشخصات

جدول ۲. مشخصات خاک مدل‌های ۱ و ۲.

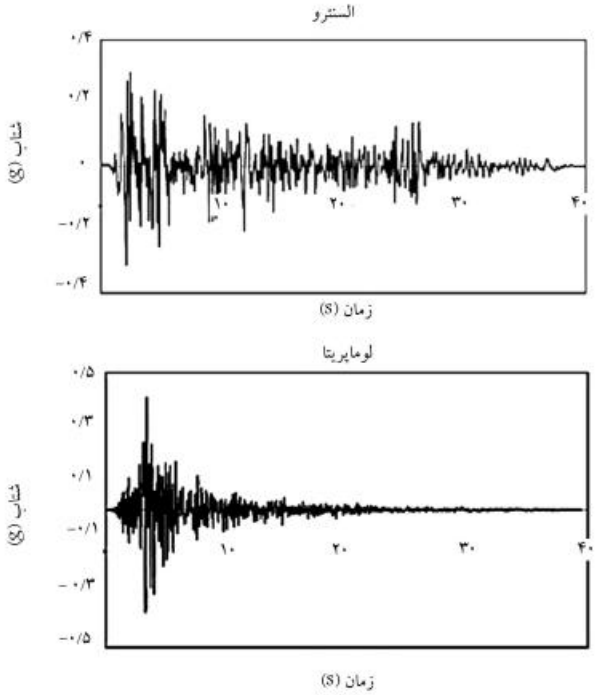
	خاک اول	خاک دوم
مدل	۵۰۰	۸۰۰
مدول یانگ (کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع)	۳۴	۳۶
چسبندگی (کیلونیوتن بر مترمربع)	۲۰	۵
زاویه‌ی اتساع (درجه)	۵	۰
ضریب پواسون	۰/۳۹	۰/۲۹
وزن واحد (کیلونیوتن بر مترمکعب)	۱۹	۱۶

www.SID.ir

Archive of SID

جدول ۳. مشخصات تحریکات در نظرگرفته‌شده در این پژوهش.

زلزله	السنترو	لوماپریتا
ایستگاه	Imperial Valley	Gilroy Array #۱
مؤلفه	IMPVALL/I-ELC۱۸۰	LOMAP/G۰۱۰۰۰
بیشینه‌ی شتاب زمین (g)	۰٫۳۱	۰٫۴۱
بیشینه‌ی سرعت زمین (متر بر ثانیه)	۰٫۲۹	۰٫۳۱



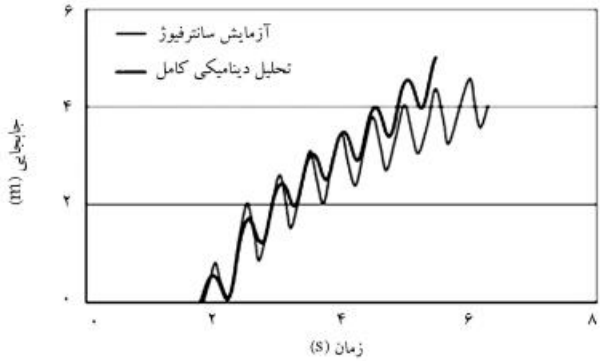
شکل ۹. تاریخچه‌ی زمانی تحریکات ورودی.

تصحیح شده‌اند. مدل‌های تفاضل محدود MDOF تحت اثر شتاب‌نگاشت‌هایی با مقیاس‌های ۱ و ۰٫۵ قرار گرفته‌اند. مشخصات ورودی زلزله‌ها در جدول ۳ ارائه،[۱۹] و نیز طیف‌های پاسخ شتاب‌های مربوط در شکل ۸ نشان داده شده است.

باید تأکید شود که به علت پیچیدگی پاسخ سازه‌ی میخ‌کوبی‌شده، استفاده از طیف پاسخ و دوره‌ی تناوب اصلی سازه برای مقیاس‌کردن شتاب‌نگاشت منجر به نتایج نادرستی در ارزیابی پاسخ می‌شود. پاسخ سیستم موردنظر شامل رفتار غیرخطی و ترکیب بخش‌های مختلف نظیر رویه و توده‌ی خاک مسلح و غیرمسلح است. در روش پیشنهادی، دو مود با دامنه‌های متغیر پاسخ سیستم را کنترل می‌کند. زلزله‌های نشان داده‌شده در شکل ۹ به عنوان تحریک ورودی تحلیل دینامیکی مدل کامل استفاده شده است. در مدل دو درجه آزادی، تاریخچه‌ی زمانی سرعت در پایه‌ی مدل‌های میخ‌کوبی‌شده‌ی MDOF به عنوان رکوردهای ورودی مدل دو درجه آزادی استفاده شده است. این مورد تفاوت پاسخ بین مدل‌های دو درجه آزادی و دینامیکی کامل ناشی از اثرات لایه‌ی خاک زیر تراز پایه‌ی دیوار را کمینه می‌سازد. در عمل، تحلیل پاسخ سایت یک ستون خاکی یک بُعدی می‌تواند برای اعمال به سازه‌ی دو درجه آزادی استفاده شود.

جدول ۴. مشخصات مدل سانتریفیوژ.[۷]

پارامتر	مقدار
شتاب سانتریفیوژ	۵۰ g
عمق مدل	۱۵۲ mm
عمق نمونه‌ی اصلی	۷٫۶ m
زاویه‌ی اصطکاک داخلی خاک	۳۶°
چسبندگی خاک	۷٫۲ kPa
مدول کشسانی خاک	۲۰ MPa
وزن مخصوص خاک	۱۵٫۰۵ kN/m^3
تعداد ردیف‌های میخ	۳
فاصله‌ی افقی و عمودی میخ‌ها	۵۰ mm
طول میخ‌ها	۱۰۲ mm
شتاب بار سیکلی	۰٫۲۸ g



شکل ۱۰. تاریخچه‌ی زمانی بالاترین میخ در آزمایش سانتریفیوژ و تحلیل دینامیکی مدل کامل.

۳.۴. صحت‌سنجی تحلیل دینامیکی مدل کامل

در این پژوهش، تحلیل دینامیکی کامل به‌عنوان راه حل مرجع استفاده و نتایج محاسبه‌شده از روش پیشنهادی با نتایج تحلیل دینامیکی کامل مقایسه شده است. بدین جهت قبل از پرداختن به نتایج از مدل سانتریفیوژ[۷] جهت صحت‌سنجی مدل‌سازی دینامیکی سازه‌های میخ‌کوبی‌شده در نرم‌افزار FLAC استفاده شده است. جدول ۴، مشخصات مدل موردنظر را نشان می‌دهد. جابه‌جایی افقی رویه در مکان بالاترین میخ برای صحت‌سنجی تحلیل دینامیکی کامل استفاده شده است. تاریخچه‌ی زمانی تغییرمکان افقی نقطه‌ی موردنظر در آزمایش و شبیه‌سازی عددی در شکل ۱۰ مشاهده می‌شود.

۵. نتایج و تفسیر

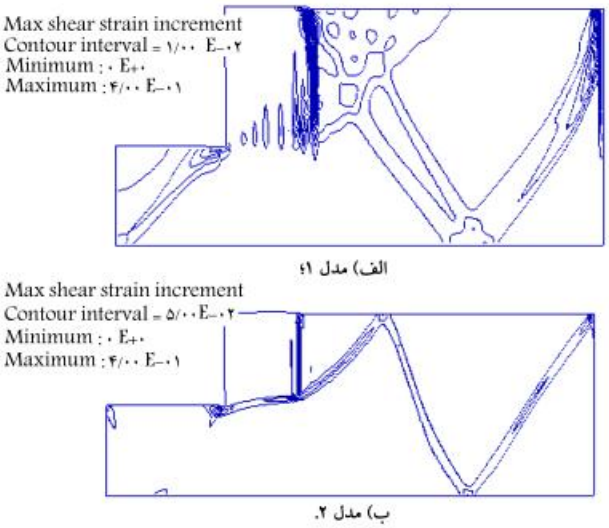
در این بخش، نتایج به‌دست‌آمده از تحلیل دینامیکی مدل چند درجه آزادی FLAC و روش پیشنهادی ارائه و نتایج تحلیل‌ها مقایسه شده است.

۱.۵. نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی مدل‌های چند درجه آزادی

در این قسمت نتایج مدل‌های ساخته‌شده در نرم‌افزار FLAC تحت بارگذاری استاتیکی عمودی به‌صورت کنتور کرنش‌های برشی بیشینه (شکل ۱۱) ارائه شده

www.SID.ir

Archive of SID



شکل ۱۱. وضعیت نقاط خمیری درتحلیل استاتیکی غیرخطی.

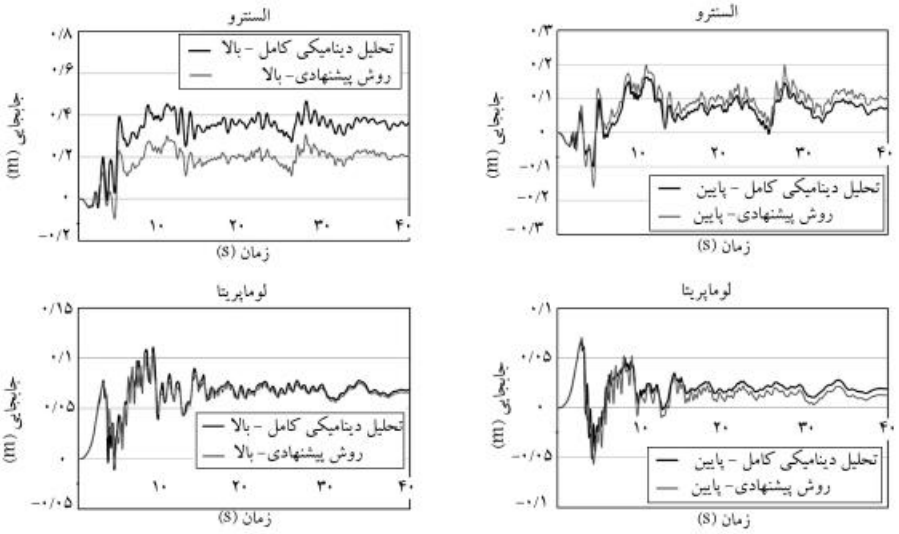
است. همان‌طور که پیشتر بیان شده است، منحنی‌های ظرفیت از نتایج تحلیل استاتیکی برآورد می‌شوند. منحنی‌های ظرفیت مدل‌های ۱ و ۲ در بخش‌های آتی ارائه شده است. چنانکه در شکل ۱۱ مشاهده می‌شود، سطوح گسیختگی مشابه سطوح لغزش لرزه‌یی (شکل ۱) در هر دو مدل مشاهده می‌شود. اگرچه چندین سطح گسیختگی دیگر در پشت بلوک مسلح در تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی مشاهده می‌شود، ولیکن در نتایج مؤثر نیستند؛ زیرا که هدف تحلیل استاتیکی غیرخطی، برآورد خصوصیات مکانیکی بلوک مسلح است و وضعیت تنش در توده‌ی خاک پشت بلوک مسلح تحت بار سطحی تأثیری در نتایج روش ارائه‌شده ندارد.

۲.۵. تغییرشکل‌های بالا و پایین به‌دست‌آمده از تحلیل دینامیکی کامل و مدل دو درجه آزادی

نتایج به‌دست‌آمده از مدل دو درجه آزادی و تحلیل استاتیکی غیرخطی به شکل جابه‌جایی بالا و پایین رویه‌های میخ‌کوبی‌شده بیان و با نتایج تحلیل دینامیکی کامل مقایسه شده است. شکل‌های ۱۲ الی ۱۵ به ترتیب تغییرشکل‌های به‌دست‌آمده از روش پیشنهادی و تحلیل دینامیکی کامل برای مدل‌های ۱ و ۲ را ارائه می‌دهند. همخوانی قابل قبولی در مقایسه‌ی نتایج روش پیشنهادی و نتایج مدل تحلیل دینامیکی مدل کامل به‌دست آمده است. اگرچه، با افزایش تغییرشکل نهایی، تفاوت بین نتایج هم افزایش یافته است. برای مثال، چنانکه در شکل ۱۲ نشان داده شده است، تطبیق دقیقی بین هر دو روش برای مدل ۱ تحت اثر زلزله‌ی لوماپریتا با ضریب مقیاس ۱ به‌دست آمده است، درحالی که جابه‌جایی نهایی مدل دو درجه آزادی به اندازه‌ی ۵/۳ سانتی‌متر در بالا و ۱/۲ سانتی‌متر در پایین محاسبه شده است.

از طرف دیگر در زلزله‌ی السنترو با ضریب مقیاس ۱، با توجه به مقادیر بالای تغییرشکل، تفاوت جابه‌جایی بین نتایج دو روش در حدود ۱۵ سانتی‌متر است. همچنین مشاهده می‌شود که با کاهش ضریب مقیاس زلزله تفاوت بین نتایج دو روش کاهش یافته است. افزایش تفاوت جابه‌جایی بین نتایج دو روش در مقادیر بالای تغییرشکل می‌تواند به این پدیده‌ها منصوب شود: ۱. اثرات مودهای بالاتر در تحلیل دینامیکی کامل، وقتی که سازه وارد بازه‌ی غیرخطی می‌شود، ۲. تفاوت بین رفتار بلوک مسلح تحت اثر نیروهای جانبی خاک پشت بلوک مسلح در تحلیل استاتیکی غیرخطی و نیروهای اینرسی با توزیع افقی در بلوک مسلح حین لرزش در تحلیل دینامیکی کامل، ۳. ساده‌سازی اثرات خاک پشت بلوک مسلح، ۴. نادیده‌گرفتن تشکیل گوه‌ی مقاوم در خاک پشت بلوک مسلح، ۵. اعوجاج در مش‌های تفاضل محدود در سرعت‌های پایین موج برشی ناشی از کاهش در سختی خاک در نرخ‌های کرنش بالا. بزرگ‌ترین اندازه‌ی المان وابسته به بزرگ‌ترین بسامد است. معمول است که برای جلوگیری از اعوجاج المان، بزرگ‌ترین اندازه‌ی المان به یک هشتم کوتاه‌ترین طول موج (λ_{min}) محدود شود.[۲۰] به هر حال، این شرایط نمی‌تواند زمانی که سختی در اثر کرنش برشی خمیری کاهش می‌یابد، در روش اختلاف محدود ارضاء شود. پنجمین مورد نشان‌گر این است که روش پیشنهادی ممکن است پاسخ‌های بهتری را از پاسخ‌های تحلیل دینامیکی کامل ارائه دهد (به خصوص در حالت تغییرشکل‌های بسیار بزرگ).

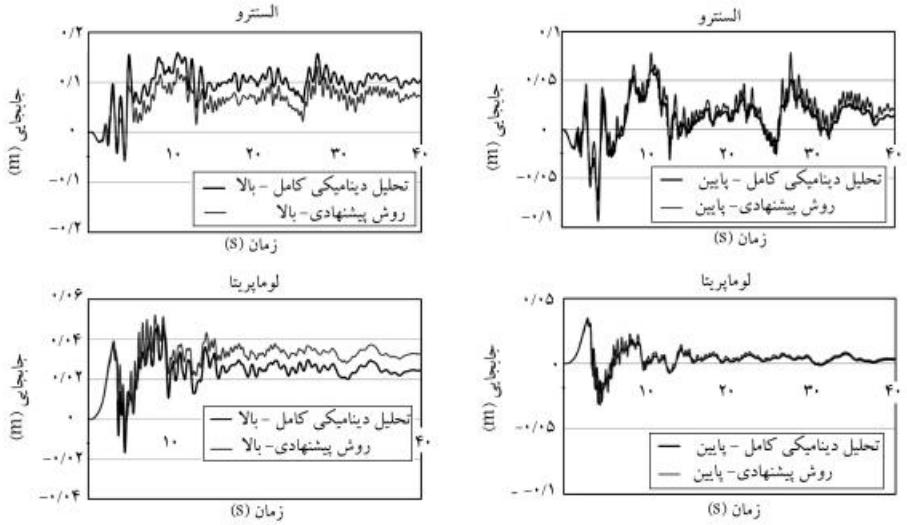
از آنجا که معادلات حرکت دینامیکی مدل دو درجه آزادی در سیستم مختصات مطلق نوشته شده‌اند، جابه‌جایی ورودی در تاریخچه‌ی زمانی پاسخ وجود دارد و پاسخ بیشینه در شکل‌های ۱۲ الی ۱۵ نشان‌گر جابه‌جایی بیشینه‌ی سازه نیست. به هر حال، مقادیر نهایی در انتهای زلزله می‌تواند با معیار عملکرد برای طراحی سازه‌ی



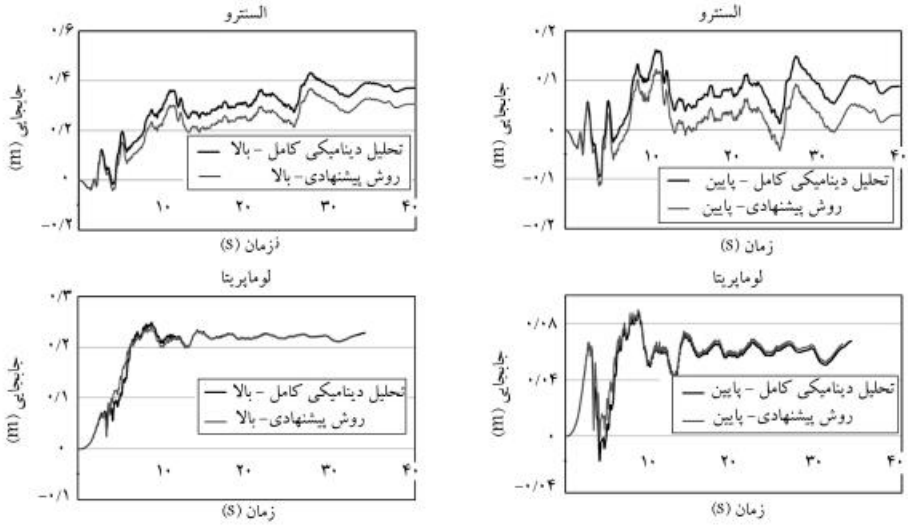
شکل ۱۲. تاریخچه‌ی زمانی تغییرشکل‌های بالا و پایین مدل ۱ با تحریک ورودی با ضریب مقیاس ۱.

www.SID.ir

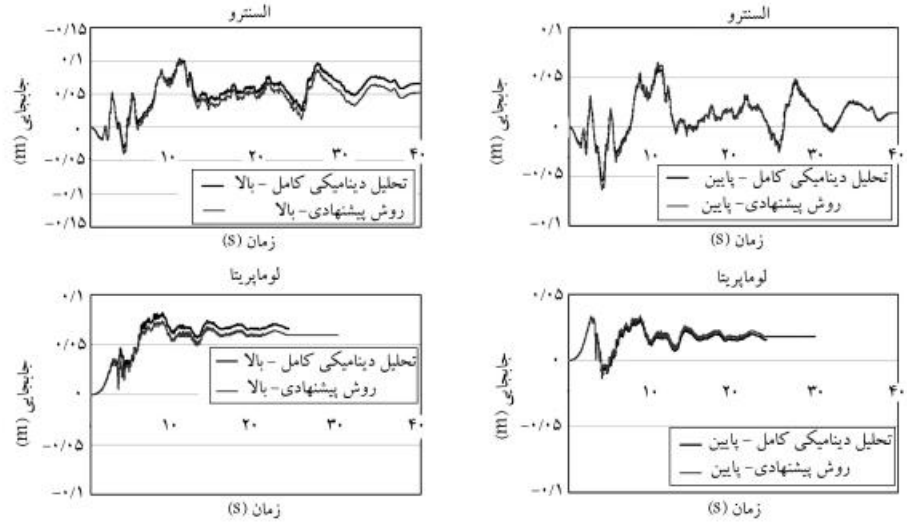
Archive of SID



شکل ۱۳. تاریخچه‌ی زمانی تغییرشکل‌های بالا و پایین مدل ۱ با تحریک ورودی با ضریب مقیاس ۰/۵.



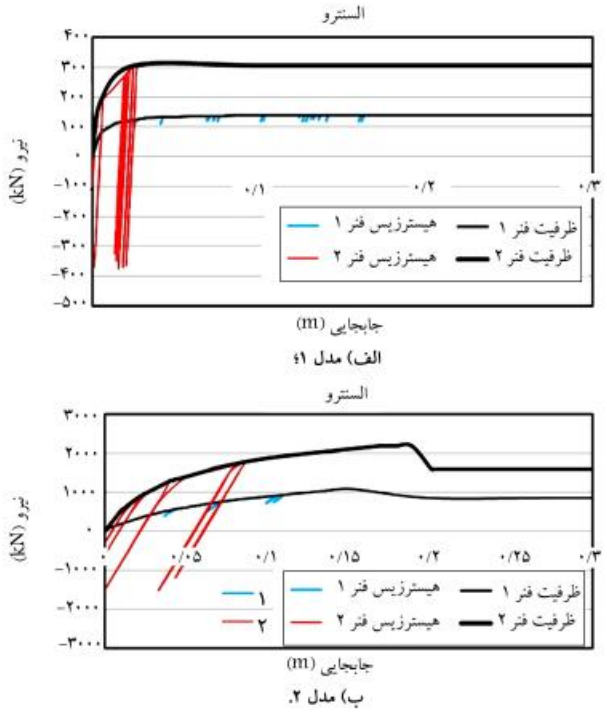
شکل ۱۴. تاریخچه‌ی زمانی تغییرشکل‌های بالا و پایین مدل ۲ با تحریک ورودی با ضریب مقیاس ۱.



شکل ۱۵. تاریخچه‌ی زمانی تغییرشکل‌های بالا و پایین مدل ۲ با تحریک ورودی با ضریب مقیاس ۰/۵.

www.SID.ir

Archive of SID



شکل ۱۶. حلقه‌های هیسترزیس و منحنی‌های ظرفیت مربوط به مطالعات موردی (برای زلزله‌ی السنترو با ضریب مقیاس ۱).

خاک مسلح مقایسه شود. PIANC، راهنمای طراحی لرزه‌یی ژاپن ۲۰۰۱ برای سازه‌های بندری،[۲۱] معیار جابه‌جایی برای دیوارهای حائل ارائه کرده است. ولیکن، مقایسه‌ی نتایج با تغییرشکل‌های مجاز فراتر از محدوده‌ی این نوشتار است.

همان‌طور که در شکل‌های ۱۲ الی ۱۵ مشاهده می‌شود، کمینه‌ی تغییر شکل‌ها از مدل‌های تحت اثر زلزله‌ی لوماپریتا، علی‌رغم بیشینه‌ی شتاب به اندازه‌ی ۰٫۴۱ g و ۰٫۲۰۵ g به‌دست آمده است. بعد از زلزله‌ی لوماپریتا در سال ۱۹۸۹، مشاهدات پس از زلزله در ۹ دیوار حائل میخ‌کوبی‌شده نشان می‌دهد که علی‌رغم شتاب افقی بالا، این سازه‌ها هیچ نشانه‌یی از تغییرشکل‌های شدید بروز نداده‌اند.[۶] این امر می‌تواند به دلیل اثر محتوای بسامدی زلزله در عملکرد لرزه‌یی دیوارهای میخ‌کوبی‌شده باشد، در حالی که شتاب بیشینه‌ی زمین تنها پارامتر تحریک زمین است، که برای طراحی عملی دیوارهای خاک میخ‌کوبی‌شده استفاده می‌شود.[۱]

این مقایسه‌ها به طور ضمنی بیان می‌کنند که افزایش یا کاهش پاسخ به محتوای بسامدی تحریک ورودی و مشخصات مکانیکی سازه و سطح جابه‌جایی، که سازه در طول تحریک تجربه کرده وابسته است. به هر حال، مهم‌ترین نتیجه‌ی حاصل این بوده است که روش پیشنهادی می‌تواند تغییرشکل دینامیکی سازه‌ی میخ‌کوبی‌شده تحت اثر زلزله را با دقت قابل قبولی محاسبه کند، در حالی که زمان محاسباتی تحلیل برای یک مسئله‌ی عملی را کاهش می‌دهد. به علاوه، ساده‌سازی صورت‌گرفته برای درنظرگرفتن عدم قطعیت‌ها، مانند رفتار غیرخطی سازه و اندرکنش خاک مسلح ـ خاک پشت بلوک مسلح، درک عمیق‌تری از مشخصات دینامیکی (نظیر دوره‌ی تناوب‌های اصلی) که در پاسخ لرزه‌یی تأثیر دارند، ایجاد می‌کند.

۳.۵. منحنی‌های ظرفیت و رفتار هیسترزیس المان‌های دو درجه آزادی

چرخه‌ی هیسترزیس اغلب به‌عنوان یک راه برای مطالعه‌ی مشخصات رفتاردینامیکی سازه‌ها و المان‌ها در نظرگرفته می‌شود. حلقه‌های هیسترزیس از تحلیل‌های مدل‌های دو درجه آزادی و منحنی‌های ظرفیت مربوط به آن‌ها (شکل ۱۶)، فرایند تحلیل برنامه‌ی دو درجه آزادی را شرح می‌دهد. مطابق شکل مذکور، مدل یک رفتار نرم‌شونده‌یی را تجربه می‌کند، که ممکن است به واسطه‌ی اتساع در طول تسلیم خاک ۱ در زاویه‌ی اتساع °۵ باشد. نرم‌شوندگی می‌تواند به علت گسیختگی پیش‌رونده و یا به واسطه‌ی یک کاهش در فشار محصورکننده‌ی خاک باشد. برنامه‌ی نوشته‌شده می‌تواند پاسخ لرزه‌یی یک سازه‌ی میخ‌کوبی‌شده در خاک‌های نرم‌شونده را با استفاده از منحنی‌های ظرفیت با مقاومت بیشینه و پسماند مانند آنچه در مدل ۱ مشاهده می‌شود (شکل ۱۶)، محاسبه کند.

۶. نتیجه‌گیری

در این پژوهش، یک مدل دو درجه آزادی غیرخطی ارائه شده است، که می‌تواند برای تعیین تغییرشکل‌های دینامیکی دیوارهای حائل خاکی تحت اثر تحریکات زمین استفاده شود. برای تخمین رفتار غیرخطی فنرها در مدل دو درجه آزادی پیشنهادی، تحلیل استاتیکی غیرخطی استفاده و یک الگوی بارگذاری عمودی در پشت بلوک مسلح در بالای مرز مدل کامل در تحلیل استاتیکی غیرخطی اعمال شده است.

دو مطالعه‌ی موردی برای مطالعه‌ی روش پیشنهادی با استفاده از تحلیل دینامیکی کامل انتخاب و تحت اثر دو تحریک لرزه‌یی مختلف واقع شده‌اند. نتایج نشان داده است که روش پیشنهادی به شکل رضایت‌بخشی تغییرشکل‌های سازه‌ی میخ‌کوبی‌شده تحت اثر زلزله را پیش‌بینی می‌کند و زمان محاسبات را برای مسائل عملی کاهش می‌دهد. همچنان که سطح تغییرشکل‌ها افزایش می‌یابد، اختلاف بین نتایج مدل دو درجه آزادی و تحلیل دینامیکی مدل کامل نیز افزایش می‌یابد.

روش پیشنهادی در فهم رفتار فیزیکی مسئله به شکل عملی کمک کرده است. همچنین اثر محتوی بسامدی زلزله و بسامد اصلی سازه مورد آزمایش قرار گرفته‌اند.

اثر مشترک دوره‌ی تناوب اصلی کشسان سازه نیز با توجه به دوره‌ی تناوب غالب طیف پاسخ و سطح تحریک، سطح تغییرشکل را کنترل می‌کند.

پانوشت‌ها

1. single-degree of freedom systems
2. finite difference method
3. Fast Lagrangian Analysis of Continue
4. Visual Basic

www.SID.ir

Archive of SID

منابع (References)

1. Lazarte, C., Elias, V., Espinoza, R. and Sabatini, P., *Geotechnical Engineering Circular No. 7 Soil Nail Walls*, United States Federal Highway Administration, No. FHWA0-IF-03-017 (1999).
2. Veletsos, A.S. and Younan, A.H. "Dynamic soil pressures on rigid retaining walls", *Earthq. Engng. Struct. Dyn.*, **23**(3), pp. 275-301 (1994).
3. Veletsos, A.S. and Younan, A.H. "Dynamic response of cantilever retaining walls", *J. Geotech. Geoevviron. Engng., ASCE*, **123**(2), pp. 161-172 (1997).
4. Cakir, T. and Livaoglu, R. "Fast practical analytical model for analysis of backfill- rectangular tank- fluid interaction system", *Soil Dyn. Earthq. Engng.*, **37**, pp. 24-37 (2012).
5. Vucetic, M., Tufenkjian, M.R. and Doroudian, M. "Dynamic centrifuge testing of soil-nailed excavation", *Geotech. Testing J.*, **16**(2), pp. 172-187 (1993).
6. Vucetic, M., Iskandar, V.E., Doroudian, M. and Luccioni, L. "Dynamic failure of soil-nailed excavations in centrifuge", *In: Proceeding of International Sym on Earth Reinforc*, Fukuoka, Japan, pp. 829-834 (1993).
7. Tufenkjian, M.R. and Vucetic, M. "Dynamic failure mechanism of soil-nailed excavation models in centrifuge", *J. Geotech. Geoenviron. Engng., ASCE*, **126**(3), pp. 227-235 (2000).
8. Kocijan, J. "Analysis of forces and displacements leading to failure of different configurations of soil-nailed excavation centrifuge models under cyclic loads", Ph.D Thesis, University of Los Angeles (2005).
9. Hong, Y., Chen, R., Wu, C. and Chen, J. "Shaking table test and stability analysis of steep nailed slopes", *Can, Geotech,, J.*, **42**(5), pp. 1264-1279 (2005).
10. Komak Panah, A. and Majidian, S. "Assessment of soil-nailed excavations seismic failure under cyclic loading and pseudo-static forces", *In: Proceeding of the 5th Int. Con. on Rec. Adv. in Geotech. Earthq. Engng. and Soil Dyn.*, San Diego, California (2010).
11. Komak Panah, A. and Majidian, S. "2D numerical modeling of soil-nailed structures for seismic improvement", *Geomech. Engng.*, **5**, pp. 37-55 (2013).
12. Webe, L. and Christopoulos, C. "Characterizing acceleration spikes due to stiffness changes in nonlinear systems", *Earthq. Engng. Struct. Dyn.*, **39**(14), pp. 1653-1670 (2010).
13. FLAC, *Fast Lagrangian Analysis of Continua*, Itasca Consulting Group, Mineapolis, MN, USA (1998).
14. Bathe, K.J. and Wilson, E.L. "Stability and accuracy analysis of direct integration methods", *Earthq. Engng. Struct. Dyn.*, **1**(3), pp. 283-291 (1993).
15. Chopra, A.K. and Goel, R.K. "A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings", *Earthq. Engng. Struct. Dyn.*, **31**(3), pp. 561-582 (2002).
16. EI Ganainy, H. and EI Naggar, M.H. "Seismic performance of three-dimensional frame structures with underground stories", *Soil Dyn. Earthq. Engng.*, **29**(9), pp. 1249-1261 (2009).
17. Cheuk, C.Y., Ng, C.W.W. and Sun, H.W. "Numerical experiments of soil nails in loose fill slopes subjected to rainfall infiltration effects", *Comput. Geotech.*, **32**(4), pp. 290-303 (2005).
18. Singh, V.P. and Babu, G.L.S. "2D numerical simulations of soil nail walls", *Geotech. Geol. Eng.*, **28**(4), pp. 299-309 (2010).
19. PEER, PEER NGA Database, *Pacific Earthquake Engineering Research Center*, University of California, Berkeley, California, http://peer.berkeley.edu/nga/.
20. Lysmer, J. and Kuhlmeyer, R.L. "Finite dynamic model for infinite media", *J. Engng. Mech., ASCE*, **4**, pp. 859-878 (1996).
21. PIANC, Seismic design quidlines for port structures, International Navigation Association, Balkema, Tokyo (2001).

www.SID.ir