

# مطالعه‌ی تحلیلی رفتار لرزه‌ی دیوار حائل در خاک ناهمگن

حسین تاجمیری ریاحی\* (استادیار)

سید حمیدرضا موسوی (دانشجوی کارشناسی ارشد)  
دانشکده‌ی مهندسی عمران و حمل و نقل، دانشگاه اصفهان

مهندسی عمران شهریه، بهار ۱۳۹۸ (ص. ۳۰-۳۱)  
دوری ۲ - ۳۵، شماره ۱/۲، ص. ۳۰-۳۱

در پژوهش حاضر، با ارائه‌ی مدل مکانیزم رفتاری مجموعه‌ی خاک - دیوار به بررسی عملکرد لرزه‌ی دیوار حائل در خاک ناهمگن پرداخته شده است. مطالعات تحلیلی در شرایط کرنش صفحه‌ی با دیوار حائل صلب و خاک ویسکوکشسان خطی انجام شده است. همچنین رفتار مجموعه در دامنه‌ی تحلیل فشار جانبی وارد بر دیوار حائل، نیروی برشی در سازه‌ی نگهدارنده و توزیع لنگر خمشی وارد بر دیوار بررسی شده است. نتایج نشان می‌دهد که میزان فشار جانبی وارد بر دیوار با خاک ناهمگن وابسته به محدوده‌ی تغییرات سرعت موج برشی خاک، بسامد لرزه‌ی تحریک و پارامترهای هندسی مجموعه است. با افزایش نسبت سرعت موج برشی سطح خاک به سرعت موج برشی کف خاک، محل وقوع بیشینه‌ی مقدار تنش افقی از ۵۵٪ ارتفاع دیوار به سمت بالاترین نقطه‌ی آن تغییر می‌کند. بنابراین اعمال ناهمگنی خاک، تصویر دقیق‌تری از عملکرد سازه‌های نگهدارنده می‌دهد و در طراحی آنها مؤثر خواهد بود.

واژگان کلیدی: دیوار حائل، خاک ناهمگن، فشار جانبی خاک، ارزیابی لرزه‌ی، روش کشسان.

tajmir@eng.ui.ac.ir  
mousavi.hamid69@yahoo.com

## ۱. مقدمه

کسب اطلاعات ژئوتکنیکی از شرایط زیرسطحی و شناخت خاک از مهم‌ترین عواملی است که زمینه‌ساز یک طراحی خوب و مطمئن می‌شود. اولین مرحله برای شناخت خواص خاک در محدوده‌ی ساخت یک سازه‌ی نگهدارنده، بررسی نقشه‌های زمین‌شناسی، کسب اطلاعات درباره‌ی شرایط ساختگاه و همچنین انجام آزمایش‌ها و مطالعات میدانی است که به اصطلاح به آنها شناسایی ژئوتکنیکی گفته می‌شود. هدف از انجام مرحله‌ی اخیر، تعیین لایه‌بندی خاک و تعیین خصوصیات خاک هر یک از لایه‌هاست. در همین راستا، از انواع حفاری‌ها، آزمایش‌های درجا مانند آزمایش نفوذ استاندارد (SPT) و آزمایش چگالی درجا به عنوان روش‌های شناسایی استفاده می‌شود. نتایج حاصل از مطالعات مذکور نشان می‌دهد که خواص مکانیکی خاک در یک جهت در تمام نقاط یکسان نیست و خاک به اصطلاح ناهمگن است. از طرف دیگر، تحلیل مسائل ژئوتکنیکی در مطالعات تحلیلی و شبیه‌سازی شده، همواره با ساده‌سازی و ایده‌آل‌سازی همراه است. به همین دلیل در بیشتر مسائل تحلیل سازه‌ی نگهدارنده، رفتار خاکریز به شکل همگن در نظر گرفته می‌شود و این مسئله از دلایل بروز خطا در گزارش‌های نهایی است.

## ۲. پیشینه‌ی مطالعات

تفهم چگونگی عملکرد دیوار حائل و چگونگی رفتار خاک وارد بر سازه در قرون ۱۸ و ۱۹ میلادی به صورت تئوری‌های مختلف ارائه شد. تئوری‌های مذکور توسط کولمب و رانکین ارائه شدند و تحولاتی عظیم در محاسبه‌ی فشار جانبی خاک ایجاد کردند. در سال‌های بعد، بروز زلزله‌هایی با بزرگای مختلف باعث چند آسیب شدید به سازه‌های نگهدارنده شد که بیشتر آنها مربوط به موارد کاربردی دیوار حائل در سازه‌های ساحلی و پایه‌های پل بود. این مسئله پژوهشگران حیطه‌ی ژئوتکنیک را بر آن داشت تا به مطالعه‌ی رفتار سیستم خاک - دیوار در هنگام زلزله بپردازند.<sup>[۱]</sup> مطالعات انجام شده در می‌جست تحلیل و طراحی دیوار حائل لرزه‌ی به ۳ بخش تقسیم می‌شوند: مطالعات تحلیلی، مطالعات عددی (شبیه‌سازی) و مطالعات آزمایشگاهی. به دلیل آنکه در نوشتار حاضر مجموعه‌ی خاک - دیوار در محدوده‌ی مطالعات تحلیلی به روش کشسان بررسی شده بنابراین در بخش کنونی، پیشینه‌ی مطالعات تحلیلی ارائه و به برخی از پژوهش‌های عددی در حوزه‌ی کشسان اشاره شده است. مبنی بر رفتار دیوار حائل در برابر بارگذاری‌های مختلف، دو روش کلی برای تحلیل لرزه‌ی دیوار حائل وجود دارد. روش اول، روش تحلیل تعادل حدی است که در آن عملکرد خاک به شکل ماده‌ی خمیری صلب است و حرکت نسبی دیوار و خاک به اندازه‌ی بزرگ است که باعث ایجاد تغییرشکل‌های خمیری در خاک می‌شود. در روش مذکور به دلیل وجود تغییرشکل‌های بزرگ، سرانجام خاک پشت دیوار حائل گسیخته

\* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۹۵/۹/۲۳، اصلاحیه ۱۳۹۶/۲/۲۳، پذیرش ۱۳۹۶/۳/۲۰

DOI:10.24200/J30.2018.1781.1963

می‌شود. روش دوم، بر پایه‌ی تئوری کشسان است که در آن با وجود حرکت لرزه‌ی زمین، دیوار به نقطه‌ی تسلیم نمی‌رسد و خاک به صورت کشسان یا ویسکوکشسان از روابط بنیادین موجود در تئوری کشسانی پیروی می‌کند.

بسیاری از پژوهشگران با استفاده از روش تحلیل تعادل حدی به تحلیل دیوار حائل تحت اثر نیروی زمین‌لرزه‌ی پرداخته‌اند. پیشگام آثار زلزله در تحلیل و طراحی دیوار حائل، یک رویکرد شبه استاتیکی در سال ۱۹۲۶، است.<sup>[۲]</sup> که همان رویکرد اصلاح‌شده‌ی روش کولمب است که در آن با در نظر گرفتن ضرایب افقی و قائم شتاب زلزله، فشار جانبی وارد بر سازه مشخص می‌شود و موسوم به روش مونوآبه - آکابه است که به طور گسترده‌ی مورد توجه طراحان حوزه‌ی ژئوتکنیک است. در سال ۱۹۷۰،<sup>[۳]</sup> نیز بر پایه‌ی روش تحلیل تعادل حدی نتیجه‌گیری شد که بیشینه‌ی فشار جانبی کل بر روی یک دیوار حائل در شرایط زلزله به دو مؤلفه‌ی فشار استاتیک اولیه و فشار افزایشی دینامیکی تقسیم و فشار جانبی کل به صورت حاصل جمع فشار استاتیک اولیه و فشار افزایشی دینامیکی ارائه شده است.

همچنین در سال ۱۹۹۳،<sup>[۴]</sup> با اعمال مؤلفه‌های افقی و عمودی شتاب لرزه‌ی، مطالعات تحلیلی توسط یک خاک دانه‌بی با فرض گسیختگی کولمب و دیوار حائل قائم ارائه شد. در روش مذکور، فشار جانبی خاک و توزیع آن در طول ارتفاع دیوار به صورت تابع زمان معرفی و همچنین پدیده‌ی انتشار امواج حجمی در توده‌ی خاک پشت دیوار حائل بررسی شد. این رویکرد به دلیل استفاده از عامل زمان و سرعت موج برشی و فشاری، رویکرد شبه دینامیکی نام گرفت. در همین راستا روش تحلیل تعادل حدی در دو رویکرد شبه استاتیکی و شبه دینامیکی به کار گرفته شد. تاکنون پژوهشگران بسیاری با استفاده از دو رویکرد مذکور به تحلیل عملکرد سازه‌های نگهدارنده و نوع خاک پشت دیوار حائل و شکل گسیختگی را ارزیابی کرده‌اند.<sup>[۵-۷]</sup>

در حوزه‌ی رویکرد کشسان، پژوهش‌های متعددی برای تحلیل و طراحی لرزه‌ی دیوارهای حائل صورت گرفته است. در پژوهشی در سال ۱۹۷۳<sup>[۸]</sup>، با استفاده از پدیده‌ی انتشار موج کشسان، روش جدیدی معرفی شد که با فرض دیوار و پی صلب، رفتار خاک کشسان را تحت حرکت لرزه‌ی هارمونیک بررسی می‌کرد و این اعتقاد وجود داشت که برای سازه‌های صلب بر روی پی سخت، رفتار مجموعه در طول زلزله به صورت کشسان خطی است و اگر حرکت نسبی دیوار و خاک باعث ایجاد تغییر شکل‌های بزرگ در خاک شود، بیشینه‌ی فشار وارد بر دیوار باید توسط تئوری تحلیل تعادل حدی به دست آید. همچنین در همان سال، در مطالعه‌ی دیگری با استفاده از نظریه‌ی کشسان، یک مدل تحلیلی ارائه شد که در آن محیط نیمه‌محدود خاک به شکل یک تیر برشی طره‌ی به صورت عمودی معرفی شد و یک مجموعه فضا افقی بدون جرم، تیر برشی طره‌ی را به دیوار حائل متصل می‌کرد. اما رویکرد مذکور به دلیل عدم در نظر گرفتن میرایی غیرقابل اطمینان بود.<sup>[۹]</sup> برخی پژوهشگران (۱۹۹۷)<sup>[۱۰]</sup> نیز طی چند مرحله مطالعات تحلیلی در حوزه‌ی کشسان نتیجه گرفتند که میزان فشار جانبی وارد بر دیوار حائل، متناسب با سختی خاک و مقدار جابه‌جایی نسبی مجموعه است. در روش مذکور یک لایه‌ی خاک با رفتار ویسکوکشسان خطی بر روی سنگ بستر سفت و سخت قرار داشت که با یک دیوار حائل بدون جرم نگه داشته می‌شد. علاوه بر این، معادلات مجموعه‌ی خاک - دیوار با فرض عدم وجود تنش نرمال عمودی و اعمال حرکت لرزه‌ی هارمونیک ارائه و دیوار حائل به صورت منعطف و با چرخش محدود در پنجه تحلیل شدند. یک سری مطالعات تحلیلی نیز در سال ۲۰۱۰ با هدف پوشش معایب رویکرد کشسان ارائه و از مدل تحلیلی وود،<sup>[۸]</sup> و روش حل ولتسوس و یونان.<sup>[۱۰]</sup> استفاده شد و با ارائه‌ی یک مدل جدید از اندرکنش خاک - سازه و

اعمال تنش نرمال عمودی در معادلات مجموعه، رفتار لرزه‌ی دیوار حائل بررسی شد.<sup>[۱۱]</sup>

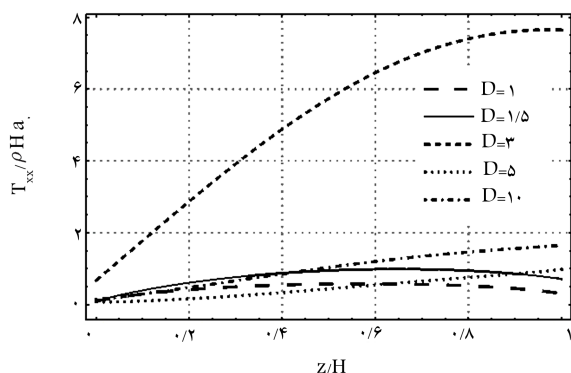
همچنین در پژوهشی دیگری (۲۰۱۵)،<sup>[۱۲]</sup> رویکرد حاکم بر روش ارائه شده در مطالعه‌ی اخیر، برای یک خاک متخلخل اشباع در حوزه‌ی بسامد لرزه‌ی گسترش یافت. به طوری که معادلات دیفرانسیلی حاکم بر مسئله از معادلات دینامیک خطی بایوت پیروی می‌کردند. سپس به کمک علم ریاضیات و با بهره‌گیری از سری‌های فوریه، فرایند حل معادلات اشاره شده تکمیل شد و مطابق با محاسبات انجام شده، نقطه‌ی اعمال نیروی دینامیکی خالص در بسامدهای پایین بین  $0.55H$  تا  $0.67H$  متغیر است و به ازاء بسامدهای بالا به  $0.3H$  تا  $0.4H$  کاهش می‌یابد.

از مهم‌ترین پژوهش‌های عددی در حوزه‌ی کشسان می‌توان به مطالعات شبیه‌سازی دیگری در سالهای ۲۰۰۵،<sup>[۱۳]</sup> و ۲۰۰۸،<sup>[۱۴]</sup> اشاره کرد. در سال ۲۰۰۵، روش تحلیلی ولتسوس و یونان،<sup>[۱۰]</sup> در نرم‌افزار آباکوس شبیه‌سازی شد و کلیه‌ی فرضیات در مراحل مدل‌سازی، مشابه با روش تحلیلی ولتسوس و یونان بود. در مطالعات ذکر شده، مجموعه‌ی خاک - دیوار در ۳ بخش مطالعات دیوار حائل طره‌ی با یک لایه خاک همگن، دیوار حائل طره‌ی با یک لایه خاک ناهمگن، و دیوار حائل وزنی با خاک لایه‌بندی شده شبیه‌سازی شد. در کلیه‌ی مدل‌ها، دیوار حائل قابلیت چرخش محدود داشت. همچنین پژوهشگران اخیر (۲۰۰۹)،<sup>[۱۵]</sup> به گسترش مدل عددی خود پرداختند و تأثیر وجود یک سازه بر روی خاک پشت دیوار حائل را بررسی کردند و سازه‌ی بدون جرم ابتدا با پی صلب در نظر گرفته شد. سپس سازه به شکل یک سیستم تک درجه آزادی با ارتفاع و جرم مشخص مدل‌سازی شد. در این مرحله سازه بر روی یک پی منعطف قرار گرفته بود، که توسط فنرهای پیچشی، انتقالی و میراکننده‌ها در نرم‌افزار آباکوس شبیه‌سازی شد. پژوهشگران دیگری (۲۰۰۸)،<sup>[۱۴]</sup> نیز همان روند مدل‌سازی،<sup>[۱۳]</sup> را با فرضیات و پارامترهای یکسان در پیش گرفتند. با این تفاوت که اصطکاک بین خاک - دیوار می‌تواند در اثر کشش باز و در اثر فشار دچار لغزش شود. به همین منظور دو فنر انتقالی با سختی‌های مختلف در پنجه‌ی دیوار حائل اضافه شد. به این ترتیب تحلیل لرزه‌ی مدل عددی تحت تأثیر جابه‌جایی‌های افقی و عمودی دیوار حائل قرار گرفت. مدل عددی آن‌ها دو بعدی و به ۴ شکل دیوار حائل صلب با پی کاملاً سخت، دیوار حائل صلب با پی نرم، دیوار حائل منعطف با پی سخت و دیوار حائل منعطف با پی نرم در نرم‌افزار آباکوس شبیه‌سازی شد.

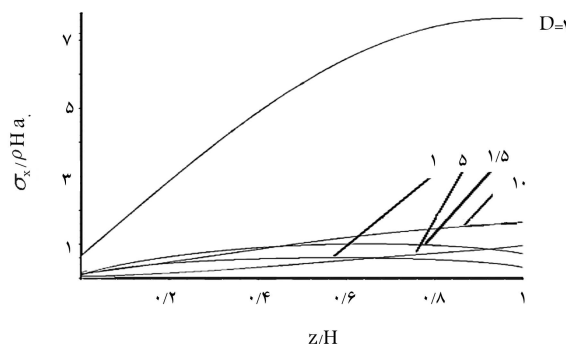
در میحث مطالعات خاک ناهمگن، مطالعات پیشین نشان داده است که روش‌های تحلیلی مرسوم مبتنی بر تفکیک خاک به چند لایه‌ی متفاوت، یک پاسخ واقعی از یک محیط پیوسته‌ی ناهمگن ارائه نمی‌دهد. به همین علت مطالعات متعددی با هدف بررسی رفتار خاک ناهمگن تحت انتشار امواج حجمی صورت گرفته است. طبق مطالعات اولیه‌ی که در فواصل زمانی مختلف انجام شده است،<sup>[۱۶-۱۸]</sup> شکل تغییرات سرعت موج برشی به صورت رابطه‌ی ۱ ارائه شده است:

$$V_s = C z^n \quad (1)$$

که در آن،  $n$ ،  $C$  و به ترتیب عمق خاک، ضریب ناهمگنی و ضریب ثابت تابع سرعت موج برشی هستند. طبق رابطه‌ی ۱، مقدار سرعت موج برشی در سطح آزاد خاک صفر است. طی پژوهشی در سال ۲۰۰۴،<sup>[۱۹]</sup> مقدار  $n$  برای رسوب‌های دریایی رس نرم ۰.۶۶ به دست آمد. در سال ۱۹۹۶،<sup>[۲۰]</sup> نیز ضمن ارائه‌ی یک مدل تحلیلی، رفتار خاک برای محدوده‌ی  $0 \leq n \leq \infty$  بررسی شد. همچنین در سال‌های اخیر، مطالعات تحلیلی و عددی دیگری نیز با فرضیات



شکل ۱. توزیع فشار جانبی خاک در راستای ارتفاع دیوار حائل برای بسامد لرزه‌یی  $30 \text{ rad/s}$ .



شکل ۲. توزیع فشار جانبی خاک در رویکرد پاپازفروپولوس برای بسامد لرزه‌یی  $30 \text{ rad/s}$  [۱۱].

از نرم‌افزار Mathematica در شکل ۱، مطابقت مناسبی با نتایج پاپازفروپولوس و همکاران (شکل ۲) دارد.

#### ۴. تئوری مسئله‌ی خاک ناهمگن

روش کشسان به عنوان یک رویکرد تحلیلی این قابلیت را دارد که بتوان خاک را به شکل یک ماده‌ی ناهمگن و ناهمسان معرفی کرد. علاوه بر این، به کمک روش مذکور می‌توان مسئله‌ی تغییرشکل‌های خمشی سازه، منحنی دیوارهای حائل منعطف و انحراف آن را تحت شرایط بارگذاری نشان داد. در روش کشسان با بهره‌گیری از تمام شرایط مرزی، کل معادلات مسئله ارضا می‌شوند و پس از اتمام فرایند حل، میزان تغییرشکل هر یک از ذرات خاک مشخص می‌شود. بنابراین در پژوهش حاضر، به منظور تحلیل مجموعه‌ی خاک - دیوار حائل، از روش کشسان استفاده شده است. با توجه به شکل ۳، یک جفت دیوار حائل طره‌یی به فاصله‌ی  $L$  از یکدیگر قرار دارند. دیوارهای حائل، صلبیت خمشی بی‌نهایت دارند و به صورت صلب عمل می‌کنند. همچنین دیوارهای حائل طره‌یی در پنجه‌ی خود قابلیت هیچگونه دوران ندارند. یک توده‌ی خاک ناهمگن با ارتفاع ثابت  $H$  و طول  $L$  بین دو دیوار حائل در نظر گرفته شده است. خاک از تابع مدول برشی (مطابق با رابطه‌ی ۲) پیروی می‌کند، [۲۴] و به دلیل وجود میراگرهای هیسترتیک در ساختار آن، میرایی با ضریب  $\delta$  معرفی می‌شود:

$$G(z) = \rho V_H^T \left( b + (1 - b) \left( 1 - \frac{z}{H} \right) \right)^{2m} \quad (2)$$

جدول ۱. مشخصات مدل تحلیلی پاپازفروپولوس و همکاران.

مشخصات	نماد	مقدار	واحد
ارتفاع دیوار حائل	$H$	۸	$m$
چگالی خاک	$\rho$	$1/8$	$t/m^3$
ضریب پواسون	$\nu$	$0/3$	-
ضریب میرایی	$\delta$	$0/1$	-
سرعت موج برشی	$V_s$	$100$	$m/s$
فاصله‌ی بین دو دیوار حائل	$L$	متغیر	$m$
پارامتر بدون بعد	$L/H = D$	متغیر	-
دامنه‌ی شتاب ورودی تحریک	$a_0$	$9/8$	$m/s^2$
بسامد زاویه‌یی تحریک	$\omega$	متغیر	$rad/s$

متفاوت در زمینه‌ی خاک‌های ناهمگن و متخلخل انجام و تأثیر آنها در نوع رفتار اندرکنشی خاک و دیوار نشان داده شده است. [۲۳-۲۱] آنچه که در اغلب مطالعات حوزه‌ی تحلیلی و عددی خاک ناهمگن مشاهده شده است، فرض عدم سرعت موج برشی در سطح آزاد خاک است. به همین دلیل در نوشتار حاضر سعی بر آن شده است تا با اعمال سرعت موج برشی در سطح آزاد خاک، رفتار واقع بینانه‌تری از عملکرد لرزه‌یی دیوار حائل با خاک ناهمگن ارائه شود.

#### ۳. صحت‌سنجی نتایج نرم‌افزار

در بخش حاضر، به منظور اعتبارسنجی فرایند حل مسئله و نتایج حاصل از نرم‌افزار Mathematica، به بررسی مطالعه‌ی پاپازفروپولوس و همکاران، [۱۱] پرداخته شده است که با هدف ارزیابی محدودیت‌های روش کشسان انجام شده و به گسترش مدل تحلیلی وود، [۸] با رویکردی نوین پرداخته است. در مطالعه‌ی پاپازفروپولوس و همکاران، یک لایه خاک ویسکوکشسان با ضخامت ثابت و خواص مکانیکی همگن و ایزوتروپ در نظر گرفته شده است.

برای پایداری لایه‌ی خاک از یک بستر صلب و دو دیوار حائل در دو طرف خاکریز استفاده شده است. سطح آزاد خاکریز فاقد تنش برشی و تنش نرمال عمودی است، این در حالی است که در رویکرد کشسان ولتسوس و یونان، [۱۰] سطح آزاد خاک، شرایط مرزی نداشت و به همین دلیل معادلات حاکم بر مسئله در سطح آزاد خاک ارضا نمی‌شد. علاوه بر این، برخلاف روش ولتسوس و یونان، میزان تغییرشکل‌های خاک در راستای محور قائم لحاظ شده بود. در این رویکرد معادلات حرکت برای مجموعه‌ی خاک - دیوار در شرایط کرنش صفحه‌یی معرفی شده‌اند و مجموعه تحت یک بارگذاری لرزه‌یی هارمونیک با دامنه‌ی شتاب ثابت است. این معادلات از رسته‌ی معادلات دیفرانسیلی با مشتقات جزئی هستند که به کمک شرایط مرزی مدل تحلیلی حل شده‌اند. کلیه‌ی مشخصات مدل تحلیلی پاپازفروپولوس و همکاران، مطابق با جدول ۱ است.

پاپازفروپولوس و همکاران به تحلیل توزیع فشار جانبی خاک با بسامدهای تحریک لرزه‌یی مختلف پرداخته‌اند. در جهت صحت‌سنجی نتایج نرم‌افزار، در نوشتار حاضر روند تغییرات فشار جانبی خاک برای بسامد زاویه‌یی  $30 \text{ rad/s}$  و پارامتر بدون بعد  $D$  گزارش شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، نتایج بدست آمده

$$\frac{\partial T_{zz}}{\partial h} + \frac{\partial T_{xz}}{\partial \xi} = \rho H \frac{\partial^2 k}{\partial t^2} \quad (5)$$

که در آنها،  $T_{xx}$  و  $T_{zz}$  به ترتیب تنش‌های نرمال در راستای  $x$  و  $z$  هستند و  $T_{xz}$  تنش در صفحه‌ی  $xz$  است.  $u$  و  $k$  نیز به عنوان شاخص‌های جابه‌جایی نسبی در دو راستای مذکور معرفی شده‌اند.  $D$ ،  $h$  و  $\xi$  سه پارامتر بدون بعد مسئله‌اند که به شکل رابطه‌ی ۶ ارائه می‌شوند:

$$D = \frac{L}{H} \quad h = \frac{z}{H} \quad \xi = \frac{x}{H} \quad (6)$$

بر اساس شرایط کرنش صفحه‌یی، روابط تنش بر حسب کرنش به صورت روابط ۷ الی ۹ تعریف می‌شوند:

$$T_{xx} = \left( \dot{\lambda}(z) + \nu \dot{G}(z) \right) \frac{1}{H} \frac{\partial u}{\partial \xi} + \dot{\lambda}(z) \frac{1}{H} \frac{\partial k}{\partial h} \quad (7)$$

$$T_{zz} = \left( \dot{\lambda}(z) + \nu \dot{G}(z) \right) \frac{1}{H} \frac{\partial k}{\partial h} + \dot{\lambda}(z) \frac{1}{H} \frac{\partial u}{\partial \xi} \quad (8)$$

$$T_{xz} = \dot{G}(z) \frac{1}{H} \left( \frac{\partial u}{\partial h} + \frac{\partial k}{\partial \xi} \right) \quad (9)$$

که در آنها،  $\dot{\lambda}(z)$  و  $\dot{G}(z)$  ضرایب لامه هستند که از روابط ۱۰ و ۱۱ محاسبه می‌شوند. مطابق با رابطه‌ی ۱۰، با اعمال ضریب میرایی، خاک خاصیت ویسکوکشسان پیدا می‌کند.

$$\dot{G}(z) = G(z) (1 + i\delta) \quad (10)$$

$$\dot{\lambda}(z) = \frac{\nu}{1 - \nu} \dot{G}(z) \quad (11)$$

همان‌طور که اشاره شد، مجموعه تحت حرکت لرزه‌یی هارمونیک است پس تابع شتاب به صورت رابطه‌ی ۱۲ تعریف می‌شود:

$$a(t) = a_0 e^{i\omega t} \quad (12)$$

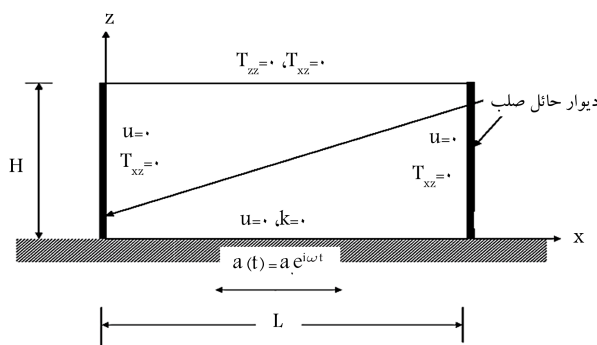
که در آن،  $a_0$  و  $\omega$  به ترتیب دامنه‌ی شتاب ورودی حرکت لرزه‌یی و بسامد تحریک هارمونیک هستند. علاوه بر این شاخص‌های جابه‌جایی نسبی می‌توانند به شکل روابط ۱۳ و ۱۴ ارائه شوند:

$$u(\xi, h, t) = U(\xi, h) e^{i\omega t} \quad (13)$$

$$k(\xi, h, t) = K(\xi, h) e^{i\omega t} \quad (14)$$

که در آنها،  $U(\xi, h)$  و  $K(\xi, h)$  دامنه‌ی جابه‌جایی‌های نسبی را مشخص می‌کنند. در ابتدا با جایگذاری روابط ۷ الی ۹ در روابط ۴ و ۵ و با استفاده از روابط ۱۲ الی ۱۴، یک دستگاه معادلات دیفرانسیلی با مشتقات جزئی به صورت روابط ۱۵ و ۱۶ به دست می‌آید:

$$\begin{aligned} & \frac{\left( \dot{\lambda}(z) + \nu \dot{G}(z) \right)}{H} \frac{\partial^2 U}{\partial \xi^2} + \frac{\left( \dot{\lambda}(z) + \dot{G}(z) \right)}{H} \frac{\partial^2 K}{\partial h \partial \xi} \\ & + \frac{\dot{G}(z)}{H} \frac{\partial^2 U}{\partial h^2} + \frac{1}{H} \frac{\partial \dot{G}(z)}{\partial h} \left( \frac{\partial U}{\partial h} + \frac{\partial K}{\partial \xi} \right) \\ & = \rho H a_0 - \omega^2 \rho H U \end{aligned} \quad (15)$$



شکل ۳. مدل تحلیلی مجموعه‌ی خاک - دیوار حائل.

که در آن،  $V_H$  و  $m$  به ترتیب سرعت موج برشی در سطح زیرین خاک و ضریب بدون بعد خاک ناهمگن هستند. پارامتر  $b$  نیز به صورت رابطه‌ی ۳ تعریف می‌شود:

$$b = \left( \frac{V_0}{V_H} \right)^{\frac{1}{m}} \quad (3)$$

که در آن،  $V_0$  معرف سرعت موج برشی در سطح آزاد خاک است. تابع مدول برشی طبق رابطه‌ی ۲ به گونه‌یی است که به ازاء  $m$  برابر صفر سرعت موج برشی ثابت می‌شود و خاک ناهمگن نیست. بر اساس آنچه مشاهده می‌شود، تغییرات سرعت موج برشی خاک وابسته به پارامتر  $b$  است. طبق رابطه‌ی ۳، محدوده‌ی تغییرات پارامتر  $b$  بین ۰ تا ۱ خواهد بود. اگر  $b$  معادل صفر لحاظ شود، در نتیجه سطح آزاد خاک فاقد سرعت موج برشی خواهد بود و شکل تغییرات مدول برشی خاک به صورت سهمی است. در این حالت میزان اختلاف سرعت موج برشی سطح خاک با سطح زیرین خاک بیشینه می‌شود. با افزایش مقدار  $b$  از خاصیت ناهمگنی خاک کاسته می‌شود و در حالت  $b=1$ ، مقدار سرعت موج برشی سطح آزاد خاک با سطح زیرین خاک برابر است و خاک همگن تلقی می‌شود. پس می‌توان دریافت تابع مذکور به شکل جامع معرفی شده است تا همه‌ی فرضیات و حالات ممکن را در برگیرد. در حوزه‌ی مهندسی ژئوتکنیک، محدوده‌ی تغییرات سرعت موج برشی خاک از  $0.175 m/s$  تا  $75 m/s$  لحاظ می‌شود، بنابراین محدوده‌ی عملی  $b$  برای انواع خاک می‌تواند در محدوده‌ی  $0.23/1$  تعریف شود.

مجموعه‌ی خاک - دیوار بر روی سنگ بستر سخت و صلب بنا شده است و به وسیله‌ی حرکت لرزه‌یی هارمونیک در راستای افقی با شتاب  $a(t)$  تحریک می‌شود. به دلیل اینکه جابه‌جایی خاک نسبت به سنگ بستر برای سیستم‌های تحریک پایه معادل با سیستم‌های تحریک نیرو است<sup>[۲۵]</sup>، بنابراین مجموعه‌ی خاک - دیوار تحت حرکت لرزه‌یی هارمونیک معادل با مجموعه‌ی خاک - دیوار تحت نیروی یکنواخت  $-\rho a(t)$  و  $-\mu_w a(t)$  در نظر گرفته می‌شود.  $\rho$  و  $\mu_w$  به ترتیب چگالی خاکریز و جرم بر واحد طول دیوار هستند که در این رویکرد دیوارهای حائل بدون جرم‌اند و مقدار  $\mu_w$  برابر با صفر است.

با توجه به فرضیات در نظر گرفته شده در نوشتار حاضر، خاک با خاصیت ویسکوکشسان فاقد عامل چسبندگی است و پدیده‌ی ترک کششی رخ نمی‌دهد. بنابراین نتایج تحلیل حاضر برای خاک‌های دانه‌یی فاقد چسبندگی معتبر خواهد بود. مبتنی بر دستگاه مختصات کارتزین، معادلات حرکت مجموعه‌ی خاک - دیوار تحت شرایط کرنش مستوی به صورت روابط ۴ و ۵ هستند:

$$\frac{\partial T_{xx}}{\partial \xi} + \frac{\partial T_{xz}}{\partial h} = \rho H \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} + \rho H a(t) \quad (4)$$

$$\begin{aligned} & \frac{\dot{\lambda}(z) + \dot{\gamma}\dot{G}(z)}{H} \frac{\partial^2 K_n(h)}{\partial h^2} \\ & + \frac{\dot{\lambda}(z) + \dot{G}(z)}{H} \frac{n\pi}{D} \frac{\partial U_n(h)}{\partial h} \\ & - \frac{\dot{G}(z)}{H} \frac{n^2 \pi^2}{D^2} K_n(h) \\ & + \frac{1}{H} \frac{\partial \left( \dot{\lambda}(z) + \dot{\gamma}\dot{G}(z) \right)}{\partial h} \frac{\partial K_n(h)}{\partial h} \\ & + \frac{1}{H} \frac{\partial \dot{\lambda}(z)}{\partial h} \frac{n\pi}{D} U_n(h) = -\omega^2 \rho H K_n(h) \end{aligned} \quad (26)$$

به منظور حل معادلات و به دست آوردن دو تابع  $K_n(h)$  و  $U_n(h)$  نیاز به معرفی ۴ شرط مرزی براساس پارامتر  $h$  است. مطابق با جزئیات مسئله، مجموعه‌ی خاک - دیوار بر روی سنگ بستر بنا شده است. پس در سطح زیرین خاک، جابه‌جایی برابر صفر خواهد بود. از طرف دیگر، در سطح آزاد خاک میزان تنش برشی و تنش عمودی به صفر نزدیک می‌شود. با اعمال چنین شرایط مرزی، فرایند حل دستگاه معادلات دیفرانسیلی در نرم‌افزار Mathematica انجام می‌شود (روابط ۲۷ الی ۳۰):

$$T_{zz}|_{h=1} = (1 - \nu) \frac{\partial K_n(h)}{\partial h} \Big|_{h=1} + \nu \frac{n\pi}{D} U_n(h) \Big|_{h=1} = 0 \quad (27)$$

$$T_{xz}|_{h=1} = \frac{\partial U_n(h)}{\partial h} \Big|_{h=1} - \frac{n\pi}{D} K_n(h) \Big|_{h=1} = 0 \quad (28)$$

$$U_n(h) \Big|_{h=0} = 0 \quad (29)$$

$$K_n(h) \Big|_{h=0} = 0 \quad (30)$$

پس از اتمام فرایند حل در نرم‌افزار Mathematica و دسترسی به توابع جابه‌جایی، فشار جانبی وارد بر دیوار حائل و فشار قائم خاکریز به صورت روابط ۳۱ و ۳۲ به دست می‌آیند:

$$\begin{aligned} T_{xx} = & \sum_{n=1}^{\infty} \left( \left( \dot{\lambda}(z) + \dot{\gamma}\dot{G}(z) \right) \frac{1}{H} \frac{n\pi}{D} U_n(h) \right) \cos \frac{n\pi\xi}{D} e^{i\omega t} \\ & + \sum_{n=1}^{\infty} \left( \dot{\lambda}(z) \frac{1}{H} \frac{\partial K_n(h)}{\partial h} \right) \cos \frac{n\pi\xi}{D} e^{i\omega t} \end{aligned} \quad (31)$$

$$\begin{aligned} T_{zz} = & \sum_{n=1}^{\infty} \left( \dot{\lambda}(z) \frac{1}{H} U_n(h) \right) \cos \frac{n\pi\xi}{D} e^{i\omega t} \\ & + \sum_{n=1}^{\infty} \left( \left( \dot{\lambda}(z) + \dot{\gamma}\dot{G}(z) \right) \frac{1}{H} \frac{n\pi}{D} \frac{\partial K_n(h)}{\partial h} \right) \cos \frac{n\pi\xi}{D} e^{i\omega t} \end{aligned} \quad (32)$$

از آنجا که رفتار دیوار نگهدارنده سمت چپ مشابه با دیوار نگهدارنده سمت راست است و مجموعه‌ی خاک - دیوار متقارن است؛ پارامتر  $\xi$  مساوی صفر قرار داده می‌شود. نیروی برشی در ارتفاع دیوار حائل با انجام عملیات انتگرال‌گیری از تابع فشار در طول ارتفاع دیوار از رابطه‌ی ۳۳ به دست می‌آید:

$$Q = H \int_0^h T_{xx} dh \quad (33)$$

لنگر خمشی نیز در پنجه‌ی دیوار حائل به شکل رابطه‌ی ۳۴ مشخص می‌شود:

$$M_b = H^2 \int_0^1 T_{xx} h dh \quad (34)$$

$$\begin{aligned} & \left( \dot{\lambda}(z) + \dot{\gamma}\dot{G}(z) \right) \frac{\partial^2 K}{\partial h^2} + \frac{\left( \dot{\lambda}(z) + \dot{G}(z) \right)}{H} \frac{\partial^2 U}{\partial h \partial \xi} \\ & + \frac{\dot{G}(z)}{H} \frac{\partial^2 K}{\partial \xi^2} + \frac{1}{H} \frac{\partial \left( \dot{\lambda}(z) + \dot{\gamma}\dot{G}(z) \right)}{\partial h} \frac{\partial K}{\partial h} \\ & + \frac{1}{H} \frac{\partial \dot{\lambda}(z)}{\partial h} \frac{\partial U}{\partial \xi} = -\omega^2 \rho H K \end{aligned} \quad (16)$$

در گام بعد، به منظور حل معادلات از روش جداسازی متغیرها استفاده شده است. بنابراین لازم است شرایط کرانه‌ی مسئله تشریح شود (روابط ۱۷ الی ۲۰). در این رویکرد، مرز تماس بین خاکریز و دیوارهای حائل فاقد تنش برشی خواهد بود پس خاک نمی‌تواند بر روی دیوارهای حائل دچار پدیده‌ی لغزش و جدایش شود. همچنین مؤلفه‌ی جابه‌جایی نسبی در راستای محور  $x$  در نقاط مذکور برابر صفر است.

$$T_{xz}|_{\xi=0} = \left( \frac{\partial U}{\partial h} + \frac{\partial K}{\partial \xi} \right) \Big|_{\xi=0} = 0 \quad (17)$$

$$T_{xz}|_{\xi=D} = \left( \frac{\partial U}{\partial h} + \frac{\partial K}{\partial \xi} \right) \Big|_{\xi=D} = 0 \quad (18)$$

$$U|_{\xi=0} = 0 \quad (19)$$

$$U|_{\xi=D} = 0 \quad (20)$$

بر حسب شرایط کرانه‌ی مطابق با روابط ۱۷ الی ۲۰، توابع جابه‌جایی به شکل روابط ۲۱ و ۲۲ تعریف می‌شوند:

$$U(\xi, h) = \sum_{n=1}^{\infty} U_n(h) \sin \frac{n\pi\xi}{D} \quad (21)$$

$$K(\xi, h) = \sum_{n=1}^{\infty} K_n(h) \cos \frac{n\pi\xi}{D} \quad (22)$$

سپس با جایگذاری دو تابع جابه‌جایی در روابط ۱۵ و ۱۶، سری فوریه مطابق با رابطه‌ی ۲۳ اعمال می‌شود: [۲۶]

$$1 = \sum_{n=1}^{\infty} j_n \sin \frac{n\pi\xi}{D} \quad (23)$$

که در آن،  $J_n$  از رابطه‌ی ۲۴ به دست می‌آید:

$$j_n = \frac{2}{n\pi} (1 - (-1)^n) \quad (24)$$

با انجام این فرایند، معادلات دیفرانسیلی به صورت روابط ۲۵ و ۲۶ معرفی می‌شوند:

$$\begin{aligned} & -\frac{\dot{\lambda}(z) + \dot{\gamma}\dot{G}(z)}{H} \frac{n^2 \pi^2}{D^2} U_n(h) \\ & - \frac{\dot{\lambda}(z) + \dot{G}(z)}{H} \frac{n\pi}{D} \frac{\partial K_n(h)}{\partial h} + \frac{\dot{G}(z)}{H} \frac{\partial^2 U_n(h)}{\partial h^2} \\ & + \frac{1}{H} \frac{\partial \dot{G}(z)}{\partial h} \left( \frac{\partial U_n(h)}{\partial h} - \frac{n\pi}{D} K_n(h) \right) \\ & = \rho H a_n j_n - \omega^2 \rho H U_n(h) \end{aligned} \quad (25)$$

در آیین‌نامه‌ی طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله،<sup>[۲۷]</sup> زمین بر حسب تراکم، محدوده‌ی سرعت موج برشی و مواد ساختمانه، به ۴ گروه طبقه‌بندی می‌شود. در نوشتار حاضر، خاک متوسط دانه‌یی (III) مطابق با جدول ۲ محور مطالعات خواهد بود. در خاک متوسط دانه‌یی سرعت موج برشی خاک از  $175\text{ m/s}$  تا  $375\text{ m/s}$  تغییر می‌یابد، در نتیجه محدوده‌ی تغییرات پارامتر  $b$  بین  $0/45$  تا  $1$  است.

## ۵. مطالعات پارامتری

### ۱.۵. مؤلفه‌ی تنش افقی

در حیطه‌ی مطالعات پارامتری در گام اول، روند تغییرات فشار جانبی خاک در طول ارتفاع دیوار حائل بررسی شده است. لذا، ابتدا توزیع فشار جانبی خاکریز به ازاء مقادیر مختلف  $\omega$  و  $b$  ارزیابی شد تا بحرانی‌ترین حالت توزیع به دست آید. بحرانی‌ترین حالت توزیع فشار جانبی خاکریز معادل با بیشینه‌ی مقدار آن است. مقدار پارامترهای دیگر سیستم خاک - دیوار مطابق جدول ۲ فرض شده است. روند

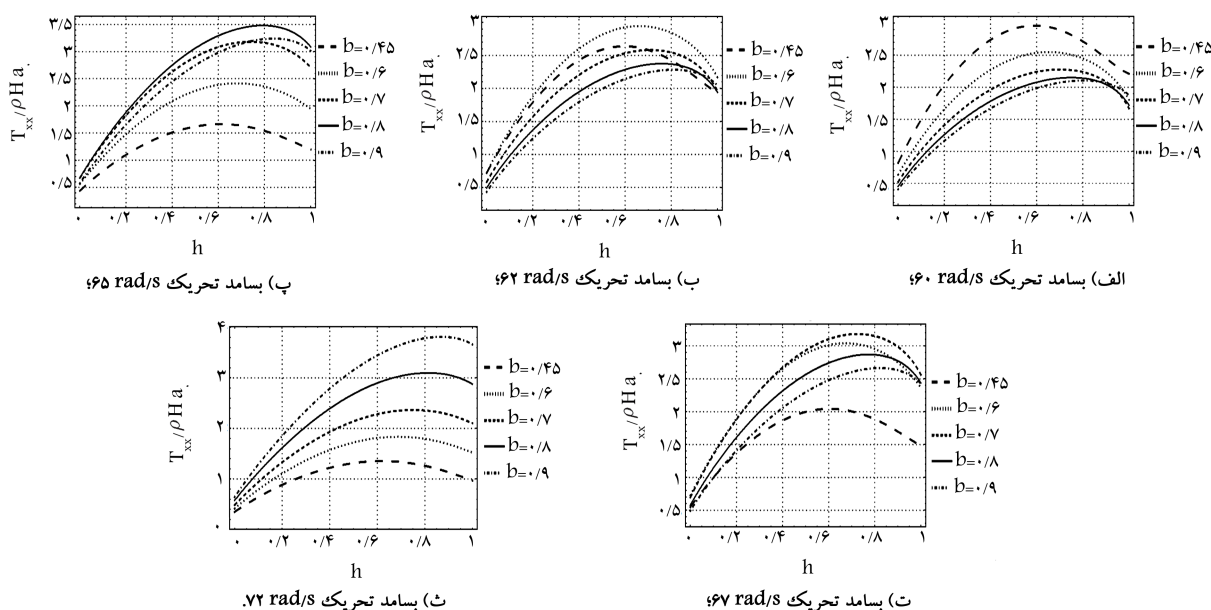
جدول ۲. مشخصات مدل خاک - دیوار با خاک ناهمگن.

پارامتر	خاک III	واحد
$V_s$	۱۷۵ تا ۳۷۵	$\text{m/s}$
$\rho$	۱۹۰۰	$\text{kg/m}^3$
$v$	۰/۳۵	-
$b$	۰/۴۵ تا ۱	-
$\omega$	متغیر	$\text{rad/s}$
$N$	۶۵°	-
$D$	۱۰۰	-
$\delta$	۰/۱	-
$H$	۸	$\text{m}$
$a_0$	۹/۸	$\text{m/s}^2$
$m$	۱	-

تغییرات فشار جانبی تحت حرکت لرزه‌ی هارمونیک با بسامدهای مختلف ارزیابی و مشخص شد که بیشترین مقدار فشار جانبی خاک ناهمگن در محدوده‌ی بسامد لرزه‌ی  $60\text{ rad/s}$  تا  $72\text{ rad/s}$  رخ می‌دهد. در شکل ۴، توزیع فشار جانبی به ازاء مقادیر مختلف  $b$  در محدوده‌ی بسامد لرزه‌ی مشاهده می‌شود که مطابق آن با افزایش بسامد زاویه‌ی تحریک، مقدار بیشینه‌ی فشار جانبی خاک نیز افزایش می‌یابد و در  $\omega = 72\text{ rad/s}$  مقدار فشار وارد بر دیوار حائل نسبت به حالت‌های دیگر بیشتر خواهد بود. علاوه بر این، بیشترین مقدار فشار جانبی خاکریز در هر یک از شکل‌های ۴ (الف تا ث) به ازاء مقادیر مختلف  $b$  اتفاق می‌افتد. به عنوان مثال در  $60\text{ rad/s}$   $\omega =$  بیشترین فشار وارد بر دیوار در حالت  $b = 0/45$  است، یعنی حالتی که سرعت موج برشی سطح خاک  $0/45$  سرعت موج برشی کف خاک لحاظ شود. در همین راستا مشاهده می‌شود که با افزایش بسامد تحریک سیستم از  $60\text{ rad/s}$  تا  $72\text{ rad/s}$ ، بیشینه‌ی فشار وارد بر سازه‌ی نگهدارنده نیز به ترتیب به ازاء مقادیر  $b = 0/45$  تا  $b = 0/9$  اتفاق می‌افتد.

نکته‌ی مهم، تأثیر پارامتر  $b$  در توزیع فشار جانبی خاک در طول ارتفاع دیوار حائل است. در یک بسامد مشخص، با افزایش مقدار پارامتر  $b$  محدوده‌ی بیشینه‌ی فشار وارد بر دیوار حائل از وسط لایه‌ی خاک به سمت سطح آزاد خاک تغییر می‌کند. به عنوان مثال در شکل ۴ الف، سیستم با بسامد لرزه‌ی  $60\text{ rad/s}$  تحریک شده است. در شکل مذکور در حالت  $b = 0/45$  بیشترین مقدار تابع  $T_{xx}$  در محدوده‌ی  $0/4H$  تا  $0/6H$  است. در حالت  $b = 0/7$  بیشترین مقدار تابع به  $0/7H$  اختصاص می‌یابد و در ادامه با افزایش  $b$  در حالت  $b = 0/9$  بیشینه‌ی مقدار فشار جانبی به سطح خاک نزدیک می‌شود. در خاک موردنظر، سرعت موج برشی کف خاک  $V_H$  همواره  $375\text{ m/s}$  فرض شده و تغییرات پارامتر  $b$  به سبب تغییرات سرعت موج برشی در سطح خاک بوده است. به دلیل آنکه در روش کشسان، میزان فشار وارد بر سازه‌ی نگهدارنده از مفهوم نیرو - جابه‌جایی پیروی می‌کند، بنابراین پیش‌بینی می‌شود که با افزایش سرعت موج برشی در سطح خاک، میزان سختی خاکریز در آن محدوده افزایش یابد و در نتیجه محدوده‌ی بیشینه‌ی فشار جانبی به سمت سطح خاک پیشروی کند.

نتایج تحلیل مطابق شکل ۴ بیانگر آن است که برای حالت‌های مختلف  $V_0$



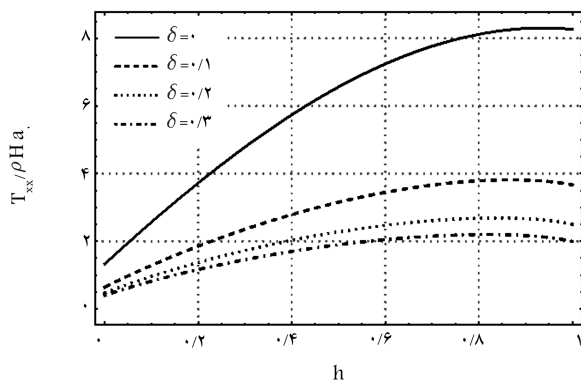
شکل ۴. توزیع فشار جانبی خاک برای مقادیر مختلف  $b$  در حوزه‌ی بسامد  $60\text{ rad/s}$  الی  $72\text{ rad/s}$ .

همان‌طور که ملاحظه می‌شود، با افزایش پارامتر  $D$ ، مقدار فشار جانبی خاک نیز افزایش می‌یابد و این افزایش تا زمانی ادامه پیدا می‌کند که مقدار پارامتر  $D$  به  $2^\circ$  نزدیک شود و در ازاا مقادیر بیشتر  $D$ ، میزان تابع  $T_{xx}$  ثابت می‌ماند. پس می‌توان نتیجه گرفت، در شرایطی که میزان فاصله‌ی دو دیوار حائل  $2^\circ$  برابر ارتفاع دیوار حائل لحاظ شود، از تأثیر متقابل در سازه‌ی نگهدارنده به شدت کاسته می‌شود. پس با فرض  $D = 10^\circ$ ، رویکرد تحلیلی ارائه شده، خاک را در یک محیط نیمه محدود شبیه‌سازی می‌کند.

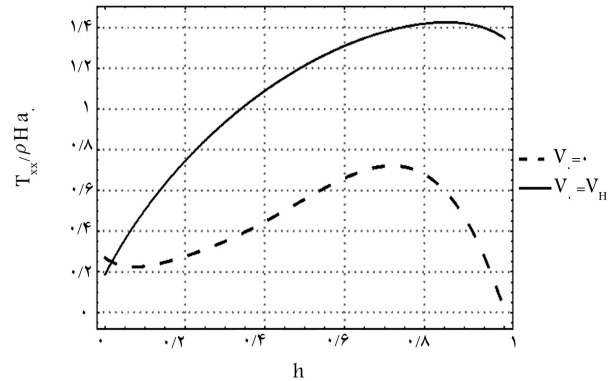
خاصیت میرایی در مطالعات تحلیلی به شکل ضرب  $(1 + i\delta)$  یا  $(1 + 2i\delta)$  در درایه‌های ماتریس سختی جسم معرفی می‌شود. در پژوهش حاضر با اعمال بسط  $(1 + i\delta)$  در تابع مدول برشی، رفتار خاک به صورت ویسکوکشسان فرض شده است. در مطالعات عددی (شبیه‌سازی)، خاصیت میرایی خاک با استفاده از ضرایب ریلی تعریف می‌شود. ضرایب ریلی در یک فرایند تحلیل بسامدی و به کمک نسبت میرایی بحرانی تعیین می‌شوند. با توجه به شکل ۷، روند تغییرات فشار جانبی خاک با تغییرات ضرایب میرایی مختلف بررسی شده است. مبتنی بر شکل مذکور با افزایش ضریب میرایی، همان‌طور که انتظار می‌رفت، مقدار بیشینه فشار جانبی وارد بر سازه کاهش یافته است. در مواقعی که ضریب میرایی معادل با صفر منظور شود، بیشینه‌ی میزان فشار جانبی خاک تقریباً ۲ برابر بیشینه‌ی فشار جانبی خاک با ضریب میرایی  $1^\circ$  است. بنابراین اشاره شد، نسبت سرعت موج برشی سطح خاک به سرعت موج برشی کف خاک برابر  $9/1^\circ$  فرض شده است و مطابق با بررسی‌های پیشین، بیشینه‌ی مقدار فشار جانبی خاک در بسامد لرزه‌یی  $22 \text{ rad/s}$  رخ می‌دهد و در بسامدهای دیگر، رفتار جانبی خاکرین، شدت کمتری دارد. میزان تغییرات تنش عمودی خاکرین در طول ارتفاع دیوار حائل (شکل ۸) معرف

معمولاً میزان فشار جانبی خاک در پنجه‌ی دیوار حائل به کمترین مقدار می‌رسد و در محدوده‌ی ارتفاعی  $55H/10^\circ$  تا  $1H/10^\circ$ ، مقدار آن بیشینه می‌شود. این روند در رویکردهای تحلیل لرزه‌یی دیوار حائل به روش کشسان که در سال‌های اخیر صورت گرفته است، ملاحظه می‌شود. اما رویکرد تحلیلی حاکم بر مسئله‌ی خاکرین ناهمگن، قابلیت ارائه‌ی توزیع فشار جانبی خاک در حالت استاتیکی را ندارد. زیرا در حالت استاتیکی با فرض  $\omega = 0^\circ$  در روابط، تابع فشار وارد بر سازه به سمت بی‌نهایت میل می‌کند و واگرا می‌شود. در صورتی که در محاسبات  $\omega = 1^\circ$  منظور شود، شکل تابع  $T_{xx}$  درک نسبی درستی از روند تغییرات فشار جانبی خاک در حالت استاتیکی ارائه می‌دهد. براساس ارزیابی توزیع فشار جانبی در خاک III، در حالت  $9/1^\circ$  و  $22 \text{ rad/s}$ ، بحرانی‌ترین شکل فشار جانبی بر سازه‌ی نگهدارنده اعمال می‌شود. بنابراین در بررسی رفتار خاک، مقدار پارامترهای  $b$  و  $\omega$  به ترتیب  $9/1^\circ$  و  $22$  فرض شده است.

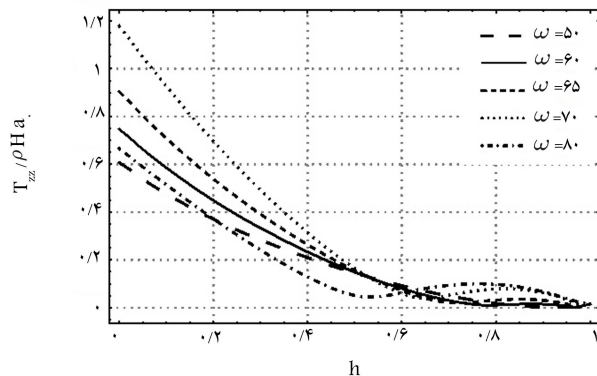
به منظور درک بهتر این موضوع و مقایسه‌ی پژوهش حاضر با مطالعات سایر پژوهشگران، یک لایه خاک همگن با سرعت موج برشی ثابت ( $b = 1^\circ$ ) و یک لایه خاک ناهمگن ( $b = 0^\circ$ ) ارزیابی شده‌اند. همان‌طور که در شکل ۵ مشاهده می‌شود، محدوده‌ی بیشینه‌ی فشار جانبی خاک ناهمگن بین  $2H/10^\circ$  تا  $4H/10^\circ$  بوده و میزان این محدوده برای خاک همگن به  $9H/10^\circ$  افزایش یافته است. در خاک ناهمگن به دلیل عدم وجود سرعت موج برشی در سطح خاک، میزان سختی خاکرین در آن نقطه به صفر نزدیک شده است. در نتیجه میزان فشار وارد بر سازه در سطح خاک معادل با صفر می‌شود. اما در خاک همگن، به دلیل وجود ماهیت سختی خاکرین در سطح آزاد خاک، مقدار فشار جانبی به طور قابل ملاحظه‌یی افزایش پیدا کرده است. شکل ۶، معرف توزیع فشار جانبی وارد بر دیوار حائل براساس پارامتر  $D$  است.



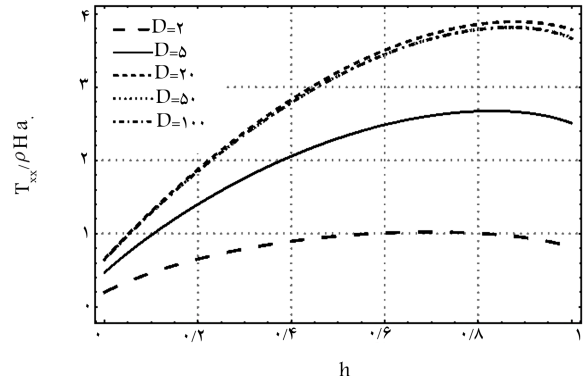
شکل ۷. توزیع فشار جانبی خاک وارد بر دیوار حائل با ضرایب میرایی مختلف.



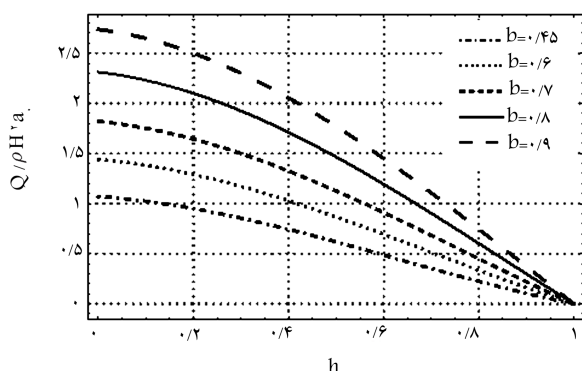
شکل ۵. توزیع فشار جانبی خاک‌های ناهمگن و همگن.



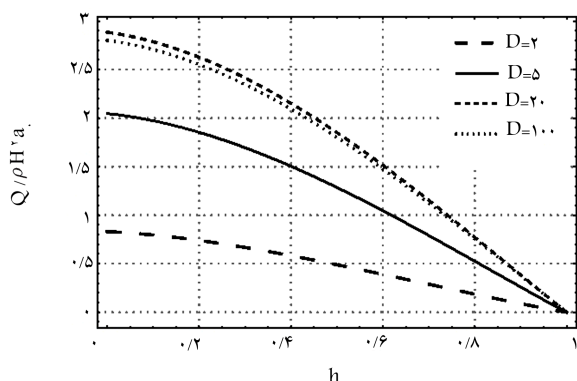
شکل ۸. توزیع فشار قائم خاکرین تحت بسامدهای لرزه‌یی متفاوت.



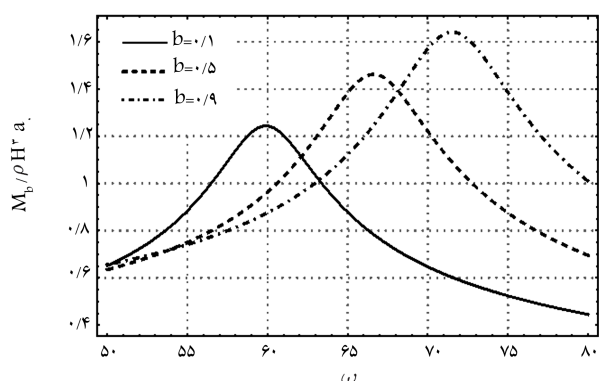
شکل ۶. توزیع فشار جانبی خاک وارد بر دیوار حائل براساس پارامتر  $D$ .



شکل ۹. توزیع نیروی برشی در طول ارتفاع سازه‌ی نگهدارنده برای مقادیر مختلف  $b$ .



شکل ۱۰. توزیع نیروی برشی در طول ارتفاع سازه‌ی نگهدارنده بر اساس پارامتر  $D$ .



شکل ۱۱. توزیع بیشینه‌ی لنگر خمشی بر اساس پارامتر  $b$ .

تیر برشی طره‌ی است و پیش‌بینی می‌شود که روند تغییرات لنگر خمشی در طول ارتفاع دیوار حائل نیز به همین شکل به دست آید. پس مقدار لنگر خمشی در پنجه‌ی دیوار حائل بیشینه می‌شود. به همین علت در ادامه‌ی مطالعات پارامتری خاک، در گام سوم، توزیع لنگر خمشی پنجه‌ی دیوار حائل در محدوده‌ی بسامد  $5^\circ \text{ rad/s}$  تا  $8^\circ \text{ rad/s}$  بررسی شده است. دلیل استفاده از این محدوده‌ی بسامدی نیز آن است که در محدوده‌ی بسامد  $6^\circ \text{ rad/s}$  تا  $7.2^\circ \text{ rad/s}$  بیشترین فشار جانبی خاک بر دیوار حائل اعمال می‌شود؛ بنابراین انتخاب این دامنه‌ی بسامدی، گستره‌ی وسیع‌تری از تغییرات را پوشش می‌دهد، که محدوده‌ی قبلی را نیز شامل می‌شود.

شکل ۱۱، معرف توزیع لنگر خمشی پنجه‌ی سازه‌ی نگهدارنده به ازاء مقادیر

این نکته است که در پنجه‌ی سازه‌ی نگهدارنده، مقدار  $T_{zz}$  بیشینه می‌شود در حالی که مقدار  $T_{xx}$  در نقطه‌ی مذکور کمینه می‌شود. دلیل این واقعیت را می‌توان به استفاده از رویکرد تحلیل کشسان ربط داد. به صورتی که در رویکرد تحلیل کشسان، مقادیر فشار افقی خاک مستقیماً وابسته به مقادیر تنش قائم نیستند و برخلاف روش تحلیل تعادل حدی، ضریب فشار جانبی خاک نقشی در توزیع  $T_{xx}$  ایفا نمی‌کند. از طرف دیگر، به دلیل به کارگیری شرایط مرزی در سطح آزاد خاک ( $T_{zz} = 0$ )، میزان تنش عمودی در سطح آزاد خاک به صفر نزدیک می‌شود.

با توجه به نتایج به دست آمده در شکل ۸، بحرانی‌ترین حالت توزیع فشار قائم به مانند فشار جانبی برای بسامد تحریک  $7.2^\circ \text{ rad/s}$  رخ داده و در بسامدهای زاویه‌ی دیگر از مقدار تنش قائم کاسته شده است. همچنین میزان تنش قائم در پنجه‌ی دیوار حائل در بسامدهای تحریک تا  $5^\circ \text{ rad/s}$  و تا  $8^\circ \text{ rad/s}$  به نصف حالت بیشینه کاهش یافته است.

## ۲.۵. مؤلفه‌ی نیروی برشی

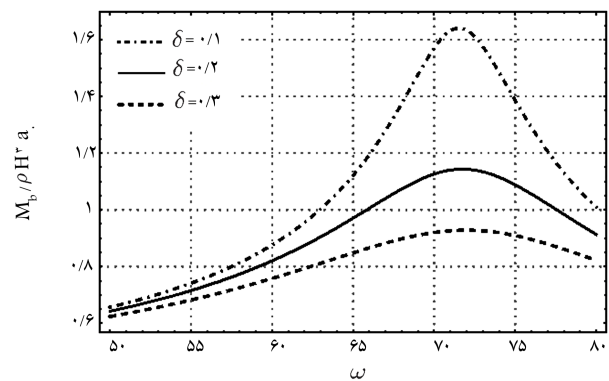
در قسمت مطالعات پارامتری، در گام دوم توزیع نیروی برشی ناشی از خاکریز در طول ارتفاع دیوار حائل ارزیابی شده است. به دلیل آنکه در رویکرد موجود، نیروی برشی از یک مرتبه انتگرال‌گیری از تابع فشار جانبی خاک به دست آمده است، پس فشار جانبی خاکریز را می‌توان معادل با شدت بارگذاری در نظر گرفت. از سوی دیگر، در مدل ارائه شده، سازه‌ی نگهدارنده در پنجه‌ی خود به شکل گیردار و در تراز سطح آزاد خاک بدون وجود قیود تکیه‌گاهی فرض شده است. بنابراین رفتار دیوار حائل تحت فشار خاک مشابه با عملکرد تیر طره‌ی صلب تحت بارگذاری است. شکل ۹، توزیع نیروی برشی در طول ارتفاع سازه‌ی نگهدارنده به ازاء مقادیر مختلف  $b$  را نشان می‌دهد. این نتایج با بسامد تحریک لرزه‌ی  $7.2^\circ \text{ rad/s}$  و مشخصات خاک در جدول ۲ به دست آمده‌اند. مطابق با شکل ۹، بیشینه‌ی مقدار نیروی برشی برای تمام حالت‌های  $b$  در پنجه‌ی دیوار حائل معادل با نقطه‌ی گیردار تیر طره‌ی اتفاق می‌افتد. در حالتی که سرعت موج برشی سطح خاک برابر با  $337.5 \text{ m/s}$  لحاظ شود، توزیع نیروی برشی به مقدار بیشینه می‌رسد. بر مبنای عملکرد تیر طره‌ی پیش‌بینی‌ها بر آن بود که مقدار نیروی برشی در انتهای سازه‌ی نگهدارنده به صفر میل می‌کند. همان‌طور که در شکل مذکور مشاهده می‌شود، این پیش‌بینی برای تمامی مقادیر  $b$  میسر شده است.

شکل ۱۰، بیانگر روند تغییرات نیروی برشی در مقابل پارامتر  $h$  است. با توجه به شکل مذکور، مقدار نیروی برشی در تراز پایین دیوار حائل به میزان بیشینه می‌رسد و با افزایش فاصله از پنجه‌ی سازه، از مقدار آن کاسته و در انتهای دیوار صفر می‌شود. علاوه بر این، با افزایش مقدار  $D$ ، توزیع نیروی برشی نیز افزایش می‌یابد و برای مقادیر  $D = 2.5$  و  $D = 10$  رفتار برشی سازه تقریباً مشابه به یکدیگر است. این مسئله یادآوری می‌کند که هرگاه فاصله‌ی بین دو سازه‌ی نگهدارنده  $2^\circ$  برابر ارتفاع آنها شود، رفتار هر سازه تحت تأثیر سازه‌ی دیگر نیست و این موضوع برای توزیع نیروی برشی نیز صدق می‌کند.

## ۳.۵. مؤلفه‌ی لنگر خمشی

مطابق شکل ۱۱ مشاهده می‌شود که روند تغییرات نیروی برشی دیوار حائل به گونه‌ی است که در پنجه‌ی سازه‌ی نگهدارنده به میزان بیشینه می‌رسد و در انتهای آزاد دیوار حائل مقدار آن معادل با صفر می‌شود. بنابراین رفتار سازه همانند رفتار





شکل ۱۲. توزیع بیشینه‌ی لنگر خمشی برای ضرایب میرایی مختلف.

مختلف  $b$  است. با توجه به شکل مذکور، بیشینه‌ی مقدار لنگر خمشی پایه‌ی دیوار برای حالت  $b = 0.45$  در بسامد  $60 \text{ rad/s}$  اتفاق می‌افتد. دلیل این رخداد را می‌توان در توزیع فشار جانبی خاکریز جست‌وجو کرد. در بررسی توزیع فشار جانبی خاک مشخص شد که در حالت  $b = 0.45$ ، بیشینه‌ی فشار وارد بر دیوار حائل با بسامد تحریک  $60 \text{ rad/s}$  به دست می‌آید. به همین دلیل مقدار لنگر خمشی پایه‌ی دیوار حائل در این موقعیت به میزان بیشینه می‌رسد و در بسامد لرزه‌یی دیگر از مقدار لنگر خمشی کاسته می‌شود. این روند برای حالت‌های  $b = 0.7$  و  $b = 0.9$  هم صدق می‌کند. بیشینه‌ی مقدار لنگر خمشی پنجه برای  $b = 0.7$  در بسامد  $67 \text{ rad/s}$  و برای  $b = 0.9$  در بسامد  $72 \text{ rad/s}$  رخ می‌دهد. علاوه بر این، با افزایش پارامتر  $b$ ، بیشینه‌ی مقدار لنگر خمشی نیز افزایش می‌یابد و در  $b = 0.9$  مقدار آن بیشینه می‌شود. پس بیشینه‌ی مقدار لنگر خمشی پایه‌ی دیوار برای خاک مذکور، در  $b = 0.9$  و  $\omega = 72 \text{ rad/s}$  اتفاق می‌افتد که در این حالت نیز مقدار فشار جانبی وارد بر سازه‌ی نگهدارنده نیز بیشینه می‌شود و به بحرانی‌ترین موقعیت خود می‌رسد.

با توجه به شکل ۱۲ می‌توان دریافت که برای میرایی‌های مختلف خاک، مقدار لنگر خمشی پنجه متفاوت است. این تفاوت در بسامد لرزه‌یی  $72 \text{ rad/s}$  بیشتر نمایان می‌شود. در بسامد ذکرشده، بیشینه‌ی مقدار لنگر خمشی پایه‌ی سازه با افزایش میرایی خاک کاهش می‌یابد. به عبارت دیگر، در  $\delta = 0.1$  مقدار لنگر خمشی بیشینه تفاوت فاحشی با مقادیر مشابه خود در میرایی‌های دیگر دارد و مجموعه را با مخاطرات بیشتری مواجه می‌کند.

## ۶. نتیجه‌گیری

مبتنی بر مطالعات انجام شده در حوزه‌ی مطالعات تحلیلی، دو روش کلی برای تحلیل لرزه‌یی دیوار حائل وجود دارد: روش تحلیل تعادل حدی و روش کشسان که هر کدام از آنها بر پایه‌ی ضوابط و معیارهای خاص به تحلیل مجموعه‌ی خاک - دیوار در مقیاس لرزه‌یی می‌پردازند. علت تفاوت رفتار خاک در دو روش مذکور را می‌توان به این صورت بیان کرد که در روش تحلیل تعادل حدی، عملکرد مجموعه‌ی خاک - دیوار متناسب با فشار قائم و ضریب فشار جانبی خاک است؛ در حالی که در روش کشسان، فشار جانبی خاک وابسته به سختی معادل خاک و تغییر مکان نسبی مجموعه خواهد بود.

در پژوهش حاضر، به منظور بررسی دقیق‌تر عملکرد مجموعه در حوزه‌ی مطالعات تحلیلی، رفتار لرزه‌یی دیوار حائل با خاک ناهمگن به روش کشسان ارزیابی شد.

در این رویکرد، یک لایه خاک ناهمگن با ضخامت ثابت و رفتار ویسکوکشسان خطی توسط دو دیوار حائل محدود شد. دیوارهای حائل بدون جرم و صلب لحاظ شدند. مجموعه‌ی خاک - دیوار بر روی یک بستر کاملاً صلب بنا شد و تحت یک بارگذاری لرزه‌یی هارمونیک در حوزه‌ی بسامد قرار گرفت. در پژوهش حاضر، رفتار مجموعه برای مقادیر مختلف سرعت موج برشی سطح خاک و بسامد لرزه‌یی تحریک تجزیه و تحلیل شد. علاوه بر این، پارامترهای مؤثر در عملکرد سازه‌ی نگهدارنده، مانند ضریب میرایی خاک و ابعاد هندسی مجموعه نیز بررسی شدند.

با مقایسه‌ی نتایج پژوهش حاضر (خاک ناهمگن) با نتایج سایر پژوهش‌ها (خاک همگن) می‌توان دریافت که در حالت خاک همگن، فشار جانبی بیشتری بر دیوار حائل اعمال می‌شود؛ زیرا در این حالت میزان سختی خاک بیشتر از خاک ناهمگن است. علاوه بر این، طراحی سازه‌های نگهدارنده با خاک ناهمگن از لحاظ اقتصادی به صرفه‌تر است و شکل واقع‌بینانه‌تری از عملکرد دیوارهای حائل ارائه می‌دهد. با توجه به نتایج به دست آمده با افزایش بسامد تحریک در محدوده‌ی بسامد تشدید  $60 \text{ rad/s}$  تا  $72 \text{ rad/s}$ ، بیشینه‌ی فشار وارد بر سازه‌ی نگهدارنده نیز به ترتیب به اداء مقادیر  $b = 0.45$  تا  $b = 0.9$  اتفاق می‌افتد.  $b$  پارامتر بدون بعد مسئله است که به اداء  $m = 1$  نسبت سرعت موج برشی سطح خاک به کف خاک را بیان می‌کند.  $m$  نیز معرف درجه‌ی تابع مدول برشی خاک است.

در یک بسامد لرزه‌یی مشخص، با افزایش مقدار پارامتر  $b$ ، محدوده‌ی بیشینه‌ی فشار جانبی خاک از میانه‌ی لایه‌ی خاک به سمت سطح آزاد خاک پیشروی می‌کند زیرا در روش کشسان، فشار وارد بر دیوار حائل از مفهوم نیرو - جابه‌جایی تبعیت می‌کند. همچنین، در روش کشسان برای حالت‌های مختلف  $b$ ، بیشینه‌ی فشار جانبی خاک در محدوده‌ی ارتفاعی  $0.55H$  تا  $1H$  بر سازه اعمال می‌شود. با رویکرد کشسان حاکم بر مسئله نمی‌توان عملکرد مجموعه‌ی خاک - دیوار را در حالت استاتیکی بررسی کرد؛ زیرا در حالت استاتیکی با فرض  $\omega = 0$  در روابط، تابع فشار وارد بر سازه به سمت بی‌نهایت میل می‌کند و اگر می‌شود. به منظور ایجاد درک نسبی از عملکرد مجموعه در حالت استاتیکی باید از  $\omega = 1$  در محاسبات بهره گرفت. مبتنی بر نتایج پژوهش، با افزایش فاصله‌ی بین دو دیوار حائل، مقدار فشار جانبی، نیروی برشی، و لنگر خمشی افزایش می‌یابد. اما در صورتی که فاصله‌ی بین دو سازه‌ی نگهدارنده  $20$  برابر ارتفاع آنها یا بیشتر شود، رفتار مجموعه‌ی خاک - دیوار ثابت می‌ماند و رفتار هر سازه متأثر از سازه‌ی دیگر نیست. علاوه بر این، با افزایش ضریب میرایی خاک، مطابق با انتظار، فشار جانبی وارد بر سازه کاهش می‌یابد. در حالتی که ضریب میرایی برابر با صفر فرض شود، مقدار تنش افقی خاک به شدت افزایش می‌یابد. نتایج مطالعات تحلیلی نشان داد که مقدار تنش قائم خاک در پنجه‌ی سازه‌ی نگهدارنده به میزان بیشینه می‌رسد. در حالی که مقدار تنش افقی در نقطه‌ی مذکور به میزان کمینه می‌رسد. دلیل این واقعیت آن است که در رویکرد کشسان، فشار جانبی وارد بر سازه وابسته به ضریب فشار جانبی خاک و تنش قائم نیست. علاوه بر این، به دلیل اعمال شرایط مرزی در سطح آزاد خاک، میزان تنش عمودی در سطح آزاد خاک معادل با صفر می‌شود. بحرانی‌ترین حالت توزیع فشار قائم در یک بسامد تحریک مشخص رخ می‌دهد. این در حالی است که در همان بسامد، بیشینه‌ی مقدار فشار جانبی بر سازه اعمال می‌شود.

علاوه بر آنچه بیان شد، بیشینه‌ی مقدار نیروی برشی برای تمام حالت‌های  $b$  در پنجه‌ی سازه‌ی نگهدارنده اتفاق می‌افتد و مقدار این نیرو در انتهای آزاد دیوار حائل

جانبی خاک است. به عبارت دیگر، در صورتی که پیشینه‌ی فشار جانبی خاک به ازاء مقادیر مشخص  $b$  و  $\omega$  رخ دهد، پیشینه‌ی لنگر خمشی نیز به ازاء همین مقدار از پارامترهای  $b$  و  $\omega$  بر سازه اعمال می‌شود.

به سمت صفر میل می‌کند. به همین دلیل عملکرد دیوار حائل تحت فشار جانبی خاک را به تیر طره‌یی تحت بارگذاری تشبیه می‌کنند. با توجه به مطالعات صورت گرفته، توزیع لنگر خمشی پنجه‌ی دیوار حائل به شدت وابسته به روند تغییرات فشار

## منابع (References)

- Brooks, H. "Basics of retaining wall design a design guide for earth retaining structures HBA publication", (2010).
- Okabe, S. "General theory of earth pressure", *J. Japan Soc. Civ. Eng.*, **12**(1), p. 311 (1926).
- Seed, H.B. and Whitman, R.V. "Design of earth retaining structures for dynamic loads", *In Proceedings of the ASCE Specialty Conference: Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth-Retaining Structures*, pp. 103-147 (1970).
- Zeng, X. and Steedman, R.S. "On the behaviour of quay walls in earthquakes", *Geotechnique*, **43**(3), pp. 417-431 (1993).
- Ruan, X., Cheng, Q. and Sun, S. "Active seismic pressure against retaining wall backfilled with cohesive soils", *Soil Mech. Found. Eng.*, **50**(3), pp. 116-122 (2013).
- Ghosh, S. and Sharma, R.P. "Pseudo-dynamic active response of non-vertical retaining wall supporting  $c-\phi$  backfill", *Geotech. Geol. Eng.*, **28**(5), pp. 633-641 (2010).
- Mylonakis, G., Kloukinas, P. and Papantonopoulos, C. "An alternative to the Mononobe-Okabe equations for seismic earth pressures", *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, **27**(10), pp. 957-969 (2007).
- Wood, J.H. "Earthquake-induced soil pressures on structures", Ph.D. Thesis, California Institute of Technology, Pasadena California (1973).
- Scott, R.F. "Earthquake-induced pressures on retaining walls", *In Proceedings of the 5th World Conference on Earthquake Engineering*, **2**, pp. 1611-1620 (1973).
- Veletsos, A.S. and Younan, A.H. "Dynamic response of cantilever retaining walls", *J. Geotech. Geoenvironmental Eng.*, **123**(2), pp. 161-172 (1997).
- Papazafeiropoulos, G. and Psarropoulos, P.N. "Analytical evaluation of the dynamic distress of rigid fixed-base retaining systems", *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, **30**(12), pp. 1446-1461 (2010).
- Papagiannopoulos, G.A., Beskos, D.E. and Triantafyllidis, T. "Seismic pressures on rigid cantilever walls retaining linear poroelastic soil: An exact solution", *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, **77**, pp. 208-219 (2015).
- Psarropoulos, P.N., Klonaris, G. and Gazetas, G. "Seismic earth pressures on rigid and flexible retaining walls", *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, **25**(7), pp. 795-809 (2005).
- Jung, C. and Bobet, A. "Seismic earth pressures behind retaining walls: Effects of rigid-body motions", *Geotech. Earthq. Eng. Soil Dyn.*, **IV**, pp. 1-11 (2008).
- Psarropoulos, P.N., Papazafeiropoulos, G. and Tsompanakis, Y. "Dynamic interaction of retaining walls with retained soil and structures", *Comput. Struct. Dyn. Earthq. Eng.*, **3**(8), pp. 447-461 (2009).
- Ambraseys, N.N. "A note on the response of an elastic overburden of varying rigidity to an arbitrary ground motion", *Bull. Seismol. Soc. Am.*, **49**(3), pp. 211-220 (1959).
- Seed, H.B. and Idriss, I.M. "Influence of soil conditions on ground motions during earthquakes", *J. Soil Mech. Found. Div.*, **95**(1), pp. 99-138 (1969).
- Dobry, R., Whitman, R.V. and Vinuesa, J.M.R. "Soil properties and the one-dimensional theory of earthquake amplification", MIT, Cambridge, MA (1971).
- Travasariou, T. and Gazetas, G. "On the linear seismic response of soils with modulus varying as a power of depth-The maliakos marine clay", *Soils Found.*, **44**(5), pp. 85-93 (2004).
- Towhata, I. "Seismic wave propagation in elastic soil with continuous variation of shear modulus in the vertical direction", *Soils Found.*, **36**(1), pp. 61-72 (1996).
- Vrettos, C., Beskos, D.E. and Triantafyllidis, T. "Seismic pressures on rigid cantilever walls retaining elastic continuously non-homogeneous soil: An exact solution", *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, **82**, pp. 142-153 (2016).
- Brandenberg, S.J., Mylonakis, G. and Stewart, J.P. "Approximate solution for seismic earth pressures on rigid walls retaining inhomogeneous elastic soil", *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, **97**, pp. 468-477 (2017).
- Papagiannopoulos, G.A., Beskos, D.E. and Triantafyllidis, T. "Seismic analysis of rigid cantilever walls retaining poroelastic soil", *In Proceedings of the 11th HSTAM International Congress on Mechanics*, Athens, Greece (2016).
- Rovithis, E.N., Parashakis, H. and Mylonakis, G.E. "1D harmonic response of layered inhomogeneous soil: Analytical investigation", *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, **31**(7), pp. 879-890 (2011).
- Veletsos, A.S. and Younan, A.H. "Dynamic soil pressures on rigid vertical walls", *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, **23**, pp. 275-301 (1994).
- Papagiannopoulos, G.A., Beskos, D.E. and Triantafyllidis, T. "Seismic pressures on rigid cantilever walls retaining linear poroelastic soil: An exact solution", *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, **77**, pp. 208-219 (2015).
- Iranian Code of Practice for Seismic Resistance Design of Buildings: Standard no, 4th edition, Building and Housing Research Center (2014).