

مکانیزم دیوار جداکننده در یک تونل سطحی واقع در خاک مستعد روان‌گرایی

توحید دوستی (دانشجوی کارشناسی ارشد)

علی اکبر گلشانی* (استادیار)

دانشکده‌ی مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس

مهندسی عمران شریف، (تابستان ۱۳۹۴)
دوری ۲ - ۳۱، شماره ۲/۲، ص. ۱۳۱-۱۲۱، (پادداشت نوی)

خاک‌های روان‌گرا در حین زلزله سبب خرابی سازه‌های زیرزمینی می‌شوند. سازه‌های بزرگ زیرزمینی که در معرض این نوع خاک‌ها قرار می‌گیرند، دستخوش خرابی ناشی از روان‌گرایی خاک مانند بلندشدگی، گسترش جانبی و نشست‌های زیاد می‌شوند. با توجه به اینکه بلندشدگی تونل و افزایش نیروهای داخلی پوشش تونل از خطراتی است که ممکن است برای سازه‌های بزرگ زیرزمینی در خاک‌های روان‌گرا پیش آید، لذا در این نوشتار به ارزیابی بلندشدگی و نیروهای داخلی پوشش تونل با استفاده از نرم‌افزار Flac^{۲D} پرداخته شده است. سپس برای جلوگیری از بلندشدگی تونل، به منزله‌ی یک روش اصلاحی از دیوار جداکننده استفاده و به تأثیر آن در تونل و خاک روان‌گرا پرداخته شده است و در نهایت، پارامترهای طراحی دیوار یعنی ضخامت، طول، و فاصله‌ی دیوار از لبه‌ی تونل مورد ارزیابی قرار گرفته است.

واژگان کلیدی: روان‌گرایی، تونل، دیوار جداکننده، نرم‌افزار فلک دو بعدی (Flac^{۲D})، مدل فین.

d.tohid66@yahoo.com
golshani@modares.ac.ir

۱. مقدمه

زلزله‌ی Tangshan (۱۹۷۶) چین^[۱۳۸] و یا زلزله‌ی Loma Prieta (۱۹۸۹) آمریکا^[۱۳۸] اشاره کرد.

یکی از پدیده‌هایی که ممکن است در اثر زلزله در خاک‌های سست اشباع اتفاق بیفتد، روان‌گرایی است که خرابی‌های بزرگی را ممکن است به همراه داشته باشد. خرابی‌های ناشی از روان‌گرایی خاک‌ها به سه دسته‌ی عمده‌ی خرابی‌های روسازه‌ی، نشست و خرابی‌های سازه‌های زیرزمینی تقسیم می‌شوند. عموماً دو مورد اول زمانی که زلزله رخ می‌دهد، به راحتی قابل رؤیت هستند. از این رو مطالعات وسیعی در ارتباط با آن‌ها انجام شده است. اما خرابی‌های سازه‌های زیرزمینی بر اثر روان‌گرایی به علت کمبود این اتفاقات و مشکلات برآورد آن کمتر مورد ارزیابی قرار گرفته است. در بعضی از نقاط جهان خرابی‌های وسیعی بر اثر روان‌گرایی خاک‌ها در سازه‌های زیرزمینی مشاهده شده است. برای مثال در زلزله‌ی ۲۱ سپتامبر ۱۹۹۹ در منطقه‌ی Chi-Chi تایوان خیلی از سازه‌های سطحی مانند: پل‌ها، راه‌ها و ساختمان‌ها به دلیل روان‌گرایی لطمه دیده‌اند و این پدیده باعث ایجاد خرابی‌هایی مانند کج‌شدگی و واژگونی سازه‌های سطحی شده است. در این زلزله بعضی از سازه‌های زیرزمینی نیز صدمات جدی دیده‌اند. از دیگر حوادثی که روان‌گرایی باعث خرابی سازه‌های زیرزمینی شده است می‌توان به زلزله‌ی Nigata (۱۹۶۴)، Nihonkai-Chubu (۱۹۸۳)، Luzon (۱۹۹۰)، Kushiro-Oki (۱۹۹۳)، Hokkaido Nansei-Oki (۱۹۹۳) اشاره کرد.^[۸]

مطالعات انجام‌شده نشان می‌دهند که سازه‌های زیرزمینی در برابر زلزله مقاومت خوبی دارند. علی‌رغم این مطالعات، گزارش‌های متعددی از خرابی‌سازه‌های زیرزمینی بر اثر وقوع زلزله ارائه شده است، از آن جمله می‌توان به خرابی سازه‌ها ناشی از زلزله‌های Nigata (۱۹۶۴)، Kobe (۱۹۹۵)، Nihonkai- (۱۹۸۳)، Chubu (۱۹۹۰)، Luzon (۱۹۹۰)، Kushiro-Oki (۱۹۹۳)، Hokkaido (۱۹۹۳)، Nansei-Oki (۱۹۹۴)، Northridge (۱۹۹۴) و Chi-Chi (۱۹۹۹) اشاره کرد.^[۷-۱] خرابی خطوط شریانی کوچک در ابتدا در زلزله‌ی Nigata (۱۹۶۴) و در پی آن زلزله‌ی Alaska مشاهده شده است.^[۹] از آن زمان به بعد بحث اثر زلزله در سازه‌های زیرزمینی اهمیت یافته و بر همین اساس مطالعات متعددی بر روی طراحی سازه‌های زیرزمینی در برابر زلزله انجام شده است.^[۸] در زلزله‌ی Kobe (۱۹۹۵) بیشترین خرابی‌ها، مربوط به سیستم متروی شهری از جمله آسیب جدی واردشده به ایستگاه Daikai (به عنوان یک سازه‌ی زیرزمینی) بوده است.^[۱۰،۸] از دیگر خرابی‌های سازه‌های زیرزمینی می‌توان به آسیب‌های واردشده در زلزله‌ی ۱۹۹۹ تایوان اشاره کرد، که به علت آن تونل‌های کوهستانی در مرکز شهر به شدت آسیب دیده است.^[۱۱،۸] خرابی‌های سازه‌های زیرزمینی مانند تونل‌های بزرگراه در زلزله‌ی Duzce (۱۹۹۹) ترکیه نیز از جمله‌ی این خرابی‌ها محسوب می‌شود.^[۱۲،۸] در مورد خرابی سازه‌های بزرگ زیرزمینی نیز می‌توان به گزارش‌های متعدد از جمله

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۹۲/۳/۲۵، اصلاحیه ۱۳۹۲/۹/۴، پذیرش ۱۳۹۲/۹/۱۱.

روان‌گرایی خاک در حین زلزله می‌تواند سبب خرابی سازه‌های زیرزمینی شود. در این خاک‌ها نیروهای زلزله سبب ایجاد اضافه فشار آب حفره‌ای در خاک می‌شوند. زمانی که این اضافه فشار آب حفره‌ای به تنش مؤثر از سربار اولیه می‌رسد، روان‌گرایی کامل رخ می‌دهد. سازه‌های زیرزمینی که در معرض این نوع خاک‌ها قرار می‌گیرند، دستخوش خرابی ناشی از روان‌گرایی خاک می‌شوند. این خرابی‌ها شامل: بلندشدگی، گسترش جانبی در سطح زمین، و نشست‌های زیاد سازه‌هاست.^[۱۵، ۸، ۵] گزارش‌ها و نوشتارهای متعددی از خرابی سازه‌های زیرزمینی کوچک مثل خطوط لوله‌ای مدفون، که در معرض خاک‌های روان‌گرا هستند، وجود دارد.^[۱۶، ۱۴، ۷] همچنین مطالعات محدودی در این زمینه انجام شده است که این مطالعات شامل آنالیزهای عددی و تحلیلی^[۱۸، ۱۹] و تحقیقات تجربی^[۲۰-۲۲] بوده است. در این مطالعات بیشتر به بررسی اثر روان‌گرایی خاک در رفتار بلندشدگی خطوط لوله پرداخته شده و اثرات دیگر مثل تغییر نیروهای داخلی در سازه‌ی زیرزمینی مورد بررسی قرار نگرفته است. این مطالعات، محدود به لوله‌های مدفون در خاک است و سازه‌های بزرگ زیرزمینی مثل تونل‌ها بررسی نشده‌اند؛ البته مطالعاتی نیز در مورد وجود پتانسیل روان‌گرایی در خاک اطراف تونل‌ها انجام شده است.^[۲۳]

در مورد سازه‌های بزرگ زیرزمینی تحت اثر روان‌گرایی خاک گزارش‌هایی صورت گرفته است؛ برای مثال در پژوهشی گزارش شده است که بعضی از تونل‌های کالیفرنیا در زلزله‌ی (۱۹۸۹) Loma Prieta در حین زلزله، مستعد شناوری بوده‌اند.^[۱۶، ۸] با وجود این در رابطه با بررسی رفتار سازه‌ی زیرزمینی در خاک روان‌گرا مطالعات محدودی صورت گرفته است،^[۲۴-۲۸] که از آن جمله می‌توان به مطالعات انجام‌شده در سال ۲۰۱۲ اشاره کرد، که در آن مکانیزم دیوار جداکننده در کاهش بلندشدگی سازه‌های زیرزمینی بزرگ (تونل با مقطع مستطیلی به روش cut and cover) که در خاک روان‌گرا واقع شده است، مورد بررسی قرار گرفته است. ولی مواردی چون اثر شکل تونل، روش‌های دیگر حفاری تونل، اثر دیوار جداکننده در نیروهای پوشش تونل، اثر پارامترهایی مثل طول دیوار و اثر دیوار جداکننده در تغییر شکل زمین بررسی نشده است.^[۲۸] در این مطالعه، تونل با مقطع دایره با حفاری و نصب پوشش سریع انتخاب شده و سعی بر آن بوده است که بررسی تکمیل‌کننده و بیشتری در مورد مکانیزم دیوار جداکننده در تونل واقع در خاک روان‌گرا انجام شود.

۲. مشخصات مدل مرجع

در این نوشتار دو نوع مدل مرجع وجود دارد: ۱. تونل بدون دیوار جداکننده، ۲. تونل با دیوار جداکننده. کلیه‌ی مشخصات در دو مدل مرجع یکی بوده است، فقط با این تفاوت که در مدل مرجع دوم دیوار جداکننده وجود دارد. مدل‌سازی با استفاده از نرم‌افزار تفاضل محدود Flac۲D، که قابلیت مدل‌کردن پدیده‌ی روان‌گرایی را دارد، انجام شده است.

مقطع تونل دایره‌ای با قطر حفاری ۷ متر و ضخامت پوشش ۳۰ سانتی‌متر است. مرکز تونل در عمق ۱۰ متری از زمین واقع شده است. با توجه به ابعاد تونل و در نظر گرفتن مسائل دینامیکی، مرز انتخاب‌شده برای مدل با طول ۱۰۰ متر و عمق ۴۰ متر و به روش آزمون و اصلاح انتخاب شده است. در این مدل از مش مربعی با ابعاد ۵/۵ متری در نزدیکی تونل و مش ۱ متری در فواصل دیگر مدل استفاده شده است. شرایط مرزی در حالت استاتیکی برای مرزهای جانبی در جهت افق گیردار و برای مرز تحتانی در جهت قائم گیردار بوده است. همچنین فرض شده است که

سطح آب در تراز سطح زمین قرار داشته و با توجه به اینکه در عمل از سطح زمین آب می‌تواند زهکشی شود، شرایط زهکشی‌شده برای سطح زمین به‌عنوان مرز جریان در نظر گرفته شده است.

با توجه به اینکه روان‌گرایی در اعماق زیاد رخ نمی‌دهد، در این مدل عمق روان‌گرایی تا عمق ۲۲ متری از سطح زمین و با مشخصات ماسه‌ی سست نوادا ($D_r = 40\%$) در نظر گرفته شده و برای اعماق بیشتر، لایه‌بندی خاک در ۳ لایه صورت گرفته است (جدول ۱). پارامترهای لایه‌ی اول مشابه مطالعات آزادی و همکاران،^[۸، ۷] و همچنین Liu و همکاران،^[۵] انتخاب شده است. در تعیین مشخصات ۳ لایه‌ی دیگر فرض شده است که به تدریج بر تراکم لایه‌ها افزوده و پارامترهای مربوط به بررسی ماسه‌های مختلف با تراکم مشابه از لوگ‌های گمانه‌ی مختلف و همچنین کتب مرجع مکانیک خاک انتخاب شده است.

۳. تعادل اولیه‌ی مدل

بعد از مشخص‌کردن هندسه‌ی اولیه‌ی مدل و تعیین مدل رفتاری مناسب، شرایط مرزی و شتاب ثقل، مدل آماده‌ی تعادل اولیه می‌شود. مدل رفتاری که برای خاک انتخاب شده است، مدل رفتاری مور - کلمب است. مشخصات خاک با توجه به جدول ۱ به مدل اختصاص داده شده است.

۴. حفاری تونل

هدف بررسی اثر روان‌گرایی بر یک تونل با مقطع دایره‌ای است که به روش TBM حفاری شده و در عمق کم قرار گرفته است. بعد از تعادل اولیه و قبل از مرحله‌ی حفاری، تغییر مکان‌های ایجادشده برابر صفر شده و حفاری در محل تونل انجام و بلافاصله پوشش تونل گذاشته شده است. مشخصات پوشش تونل در جدول ۲ ارائه شده است.

رفتار پوشش تونل به‌صورت کشسان خطی فرض و با استفاده از المان Beam مدل‌سازی شده است. این المان‌ها دوگانه‌ی با سه درجه آزادی در هر گره هستند و علاوه بر تحمل نیروی محوری و برشی، قابلیت تحمل لنگر خمشی را نیز دارند. بنابراین برای مدل‌سازی پوشش تونل می‌توانند مورد استفاده قرار گیرند.

با توجه به اینکه تونل در محیط خاکی حفر شده است، نیاز به مدل‌سازی عناصر واسطه (Interface) بین پوشش تونل و خاک وجود دارد. برای المان‌های واسطه، سختی قائم و برشی برابر ۶۳ مگاپاسکال و زاویه‌ی اصطکاک ۱۵ درجه در نظر گرفته شده است. این مقادیر بر مبنای مطالعات آزادی و میرحسینی،^[۸] انتخاب شده‌اند.

۵. احداث دیوار جداکننده

در مدل مرجع دوم، دیوار جداکننده وجود دارد. بعد از احداث تونل، دیوار جداکننده ساخته شده است. ساخت دیوار به روش دوغاب تزریقی و رفتار آن کشسان خطی فرض شده است. مدل‌سازی دیوار با استفاده از المان Beam صورت گرفته است. شکل ۱، دیوار جداکننده در مدل مرجع دوم را نشان می‌دهد. این دیوار بدون فاصله از لبه‌ی کناری تونل ساخته شده و طول آن از محل تاج تونل شروع و تا عمق ۲۵ متری از سطح زمین ادامه یافته است. ضخامت دیوار برابر ۱ متر، مدول کشسانی ۴۰۰ مگاپاسکال و چگالی ۲۱۰۰ کیلوگرم بر مترمکعب بوده است.

جدول ۱. مشخصات خاک.

عمق (متر)				مشخصات		
۴۰ - ۳۴	۳۴ - ۲۸	۲۸ - ۲۲	۲۲ - ۰	واحد	نشانه	پارامتر
۱۸۰۰	۱۷۰۰	۱۶۰۰	۱۵۰۰	Kg/m ^۳	ρ_d	چگالی خشک
۲۱۰۰	۲۰۰۰	۱۹۰۰	۱۸۰۰	Kg/m ^۳	ρ_{sat}	چگالی اشباع
۷۵	۶۷	۵۸	۴۰	%	D_r	چگالی نسبی
۰/۳	۰/۳	۰/۳	۰/۳	—	n	پوکی
۱۰-۴	۱۰-۴	۱۰-۴	۱۰-۴	m/s	k	ضریب نفوذپذیری
۱۳۰	۱۱۰	۶۰	۵۰	MPa	G	مدول برشی بیشینه
۴۰۰	۳۳۰	۱۹۰	۱۵۰	MPa	K	مدول بالک
۲	۱	۱	۰	KPa	C	چسبندگی
۳۳	۳۱	۲۹	۲۵	°	φ	زاویه اصطکاک

جدول ۲. مشخصات پوشش تونل.

وزن مخصوص	مدول کشسانی	ضخامت پوشش	قطر حفاری
(kN/m ^۳)	(kN/m ^۲)	تونل (m)	(m)
۲۴	$۲,۲۳۶ \times ۱۰^۷$	۰/۳	۷

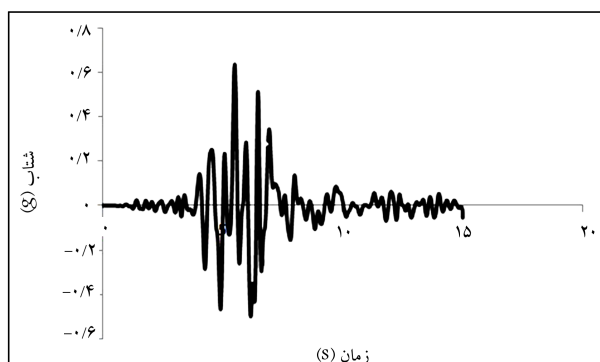
۶. حل دینامیکی مدل

قبل از شروع حل دینامیکی، تمام تغییر مکان‌ها برابر صفر در نظر گرفته شده است. در مدل، مد دینامیکی و تغییر شکل‌های بزرگ روشن شده است. مدل رفتاری فین به خاک تا عمق ۲۲ متری داده شده و ضرایب مدل فین به مدل اختصاص یافته است. ضرایب فین طبق جدول ۳ بوده است. این ضرایب از آزمایش سه محوری سیکلی به دست آمده است. مقادیر جدول ۳ بر مبنای مطالعات پشنگ‌پیشه^[۲۹] انتخاب شده است.

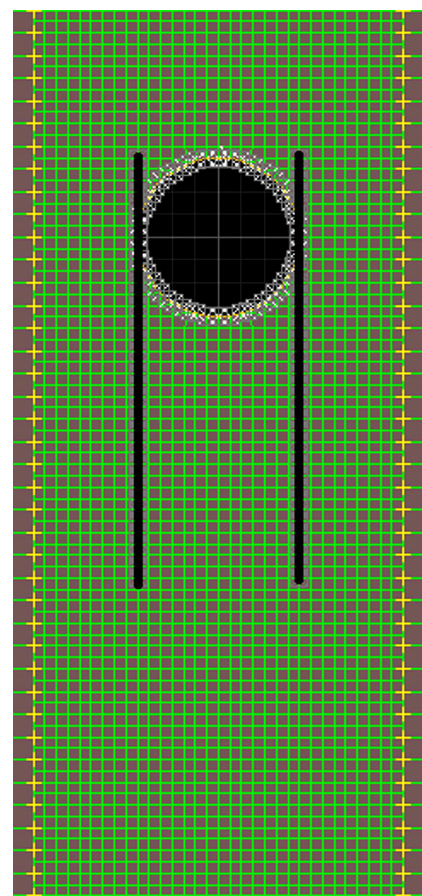
در گام بعد میرایی از نوع میرایی هیستریک انتخاب و شرایط مرزی آرام برای مرزهای جانبی مدل در نظر گرفته شده است. بعد از تعیین مرز در حالت دینامیکی، بار زلزله به صورت مؤلفه‌ی افقی شتاب شرقی - غربی زلزله‌ی کوبه ۱۹۹۵ (شکل ۲)

جدول ۳. ضرایب مدل فین.

$C_۱$	$C_۲$	$C_۳$	$C_۴$
۰/۷۹	۰/۵۲	۰/۲	۰/۵



شکل ۲. شتاب‌نگاشت شرقی - غربی زلزله‌ی کوبه (۱۹۹۵) بعد از تصحیح خط پایه و فیلترکردن بسامد.



شکل ۱. دیوار جداکننده در مدل مرجع دوم.

با دامنه‌ی پیشینه‌ی $g/63^\circ$ و زمان ۱۵ ثانیه انتخاب و بعد از تصحیح خط پایه، این بار از کف به مدل اعمال شده است.

۷. مقایسه‌ی مدل‌های مرجع

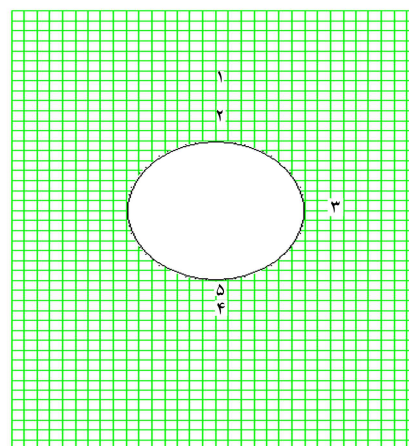
هدف از این مطالعه بررسی عملکرد دیوار جداکننده در تونل واقع در خاک روان‌گراست. بنابراین لازم است مقایسه‌ی بین حالت تونل با و بدون دیوار جداکننده صورت گیرد.

۱.۷. مقایسه‌ی نسبت اضافه فشار آب حفره‌یی

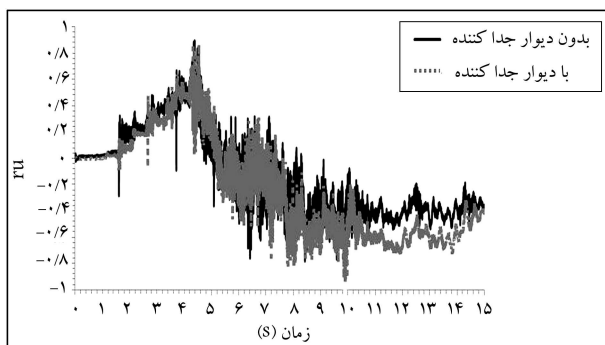
برای بررسی مدل، روان‌گرایی خاک اطراف تونل اهمیت خاصی دارد. برای این منظور روان‌گرایی خاک در ۴ نقطه به عمق‌های ۳، ۵، ۱۰ و ۱۵ متری مورد بررسی قرار گرفته است. عمق ۳ و ۵ متری، به ترتیب ۱ و ۳ متر بالای تاج تونل، عمق ۱۰ متری، ۱ متر از لبه‌ی سمت راست تونل و عمق ۱۵ متری، ۱ متر از کف تونل فاصله دارد. این نقاط به ترتیب با شماره‌های ۱ تا ۴ در شکل ۳ نشان داده شده‌اند. نقاط به نحوی انتخاب شده‌اند که خاک اطراف تونل را شامل شوند تا از روان‌گرایی این نقاط اطمینان حاصل شود، چرا که شرط اصلی در شناوری سازه‌های زیرزمینی، روان‌گراشدن همه یا قسمتی از خاک اطراف تونل است.^[۲۲] به این ترتیب نقاط ۲، ۳ و ۴ به فاصله‌ی ۱ متری از پوشش تونل انتخاب شده‌اند. نقطه‌ی ۱ هم نزدیک سطح زمین انتخاب شده است، و بیشتر نقش کنترلی دارد؛ چرا که روان‌گرایی در عمق سطحی باید اتفاق بیفتد تا به اعماق بیشتر برسد.

برای بررسی روان‌گرایی بهتر است از کمیت بدون بعد نسبت اضافه فشار آب حفره‌یی (r_u) که برابر اضافه فشار آب حفره‌یی تقسیم بر تنش مؤثر اولیه است، استفاده شود. اگر $r_u = 1$ باشد، خاک کاملاً روان‌گرا شده است.

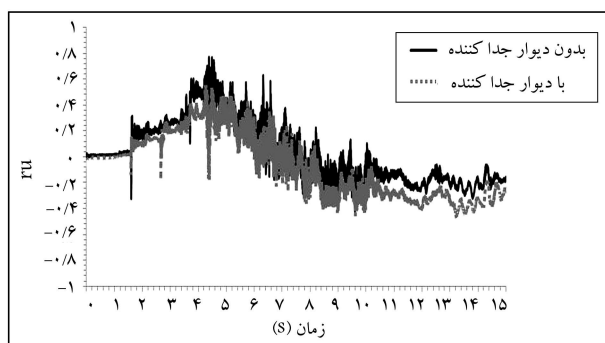
شکل‌های ۴ الی ۷ نسبت اضافه فشار آب حفره‌یی برای اعماق مختلف در دو حالت با و بدون دیوار جداکننده را نشان می‌دهند. برای تمامی عمق‌ها به جز عمق ۱۵ متری، دیوار نقش کم‌کننده‌ی برای این نسبت داشته است. این تذکر لازم است که دیوار جداکننده از محل تاج تونل که در عمق ۶٫۵ متری سطح زمین است، شروع شده و یک محصورکنندگی از این عمق تا عمق ۲۵ متری سطح زمین ایجاد کرده است. بنابراین به نظر می‌رسد که با محبوس کردن آب تا عمق ۲۵ متری، اجازه‌ی زهکشی افقی به آب محبوس شده بین دو دیوار داده نمی‌شود و زهکشی می‌تواند به صورت قائم باشد. در نتیجه با محدودکردن و افزایش طول زهکشی، دیوار باعث



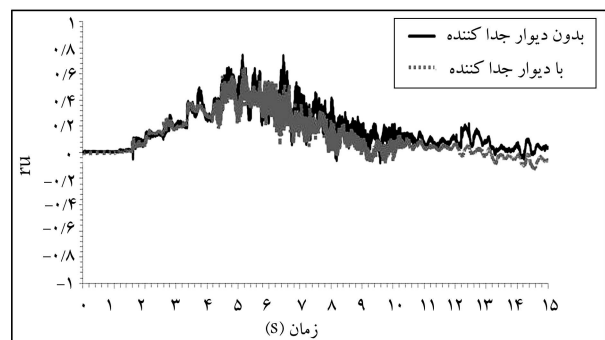
شکل ۳. نقاط بررسی‌شده برای نسبت اضافه فشار آب حفره‌یی.



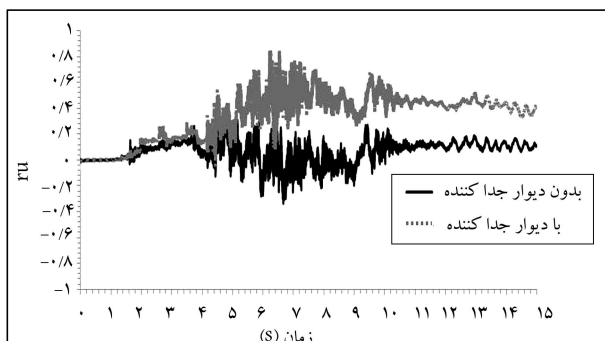
شکل ۴. نسبت اضافه فشار آب حفره‌یی در حالت بدون و با دیوار جداکننده در عمق ۳ متری.



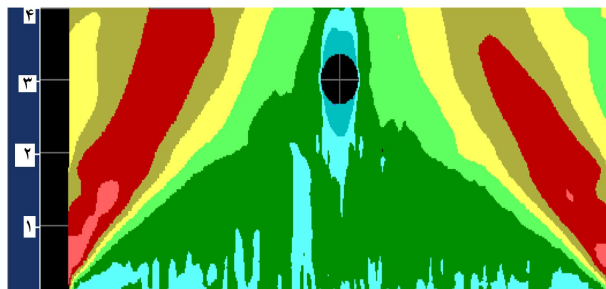
شکل ۵. نسبت اضافه فشار آب حفره‌یی در حالت بدون و با دیوار جداکننده در عمق ۵ متری.



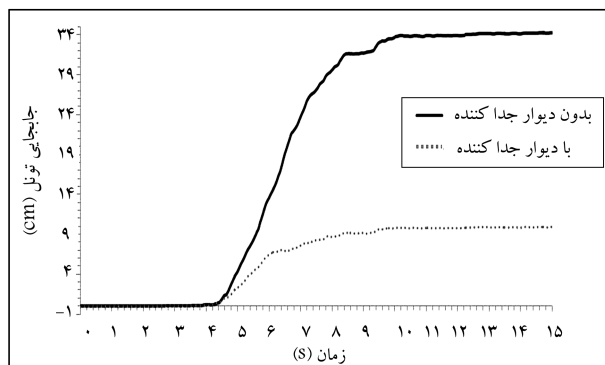
شکل ۶. نسبت اضافه فشار آب حفره‌یی در حالت بدون و با دیوار جداکننده در عمق ۱۰ متری.



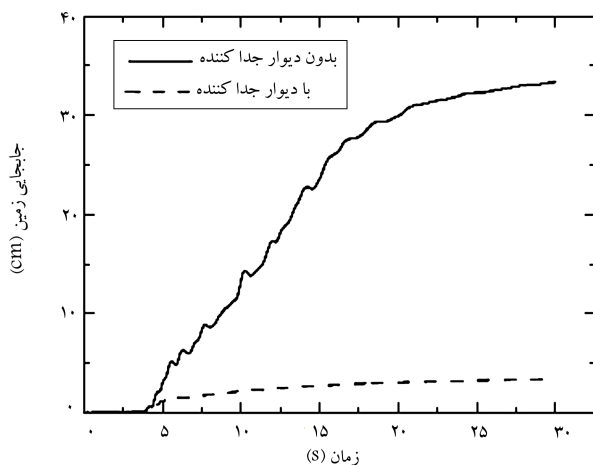
شکل ۷. نسبت اضافه فشار آب حفره‌یی در حالت بدون و با دیوار جداکننده در عمق ۱۵ متری.



شکل ۱۰. کانتور تغییرمکان قائم بعد از پایان زلزله در حالت با دیوار جداکننده.



شکل ۱۱. تاریخچه‌ی جابه‌جایی تونل با و بدون دیوار جداکننده.

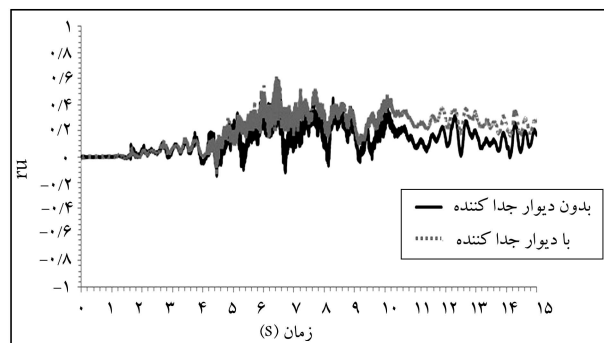


شکل ۱۲. تاریخچه‌ی بلندشدگی تونل (Liu و Song). [۱۵]

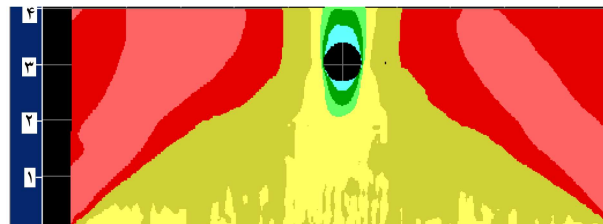
کرده است. با کاهش بلندشدگی تونل، بلندشدگی سطح زمین نیز کم می‌شود که در شکل ۱۳ قابل مشاهده است.

۳.۷. مقایسه‌ی نیروهای داخلی پوشش تونل

نیروهای داخلی در پوشش تونل در اثر بار دینامیکی افزایش می‌یابند. با توجه به مطالعات انجام‌شده در سال ۲۰۰۲، [۳] بیشینه‌ی نیروها در سیکل‌های اولیه ایجاد می‌شود و سپس در سیکل‌های بعدی کاهش می‌یابد. البته مطالعات مذکور با استفاده از یک بار هارمونیک صورت گرفته است. با توجه به اینکه زمان و مکان نیروهای داخلی بیشینه مشخص نیست، برای به دست‌آوردن بیشینه‌ی نیروهای داخلی پوشش تونل، از این نیروها روی کل پوشش تونل تاریخچه گرفته شده و سپس با یک کد نوشته



شکل ۱۳. نسبت اضافه فشار آب حفره‌ی در حالت بدون و با دیوار جداکننده در عمق ۱۴ متری.

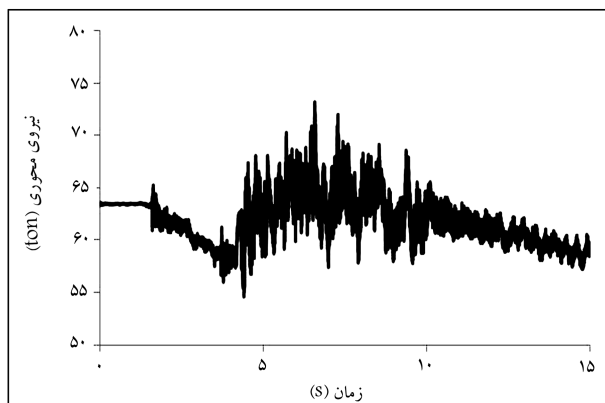


شکل ۱۴. کانتور تغییرمکان قائم بعد از پایان زلزله در حالت بدون دیوار جداکننده.

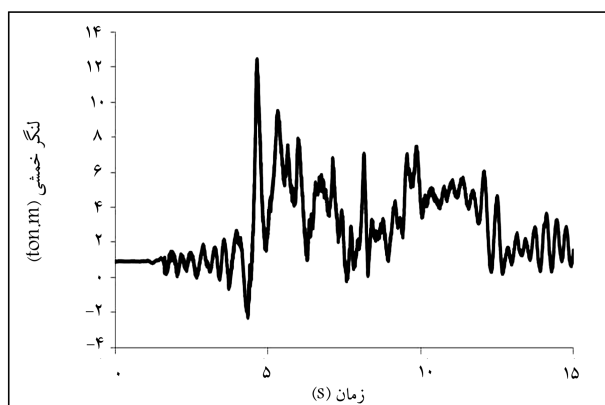
افزایش فشار آب حفره‌ی شده است. برای بررسی بیشترین موضوع نقطه‌ی دیگری در زیر تونل و در عمق ۱۴ متری زمین (نقطه‌ی ۵) انتخاب شده است. با توجه به شکل ۸ نیز می‌توان گفت که وجود دیوار جداکننده نقش افزایش نسبت اضافه فشار حفره‌ی در خاک زیر تونل و بین دو دیوار را دارد. اما علت اینکه چرا دیوار در اعماق دیگر باعث کاهش شده است، می‌تواند اثر نوسانی و لرزشی حرکت دیوار در زهکشی سریع آب محصورنشده باشد، که باعث کاهش فشار آب حفره‌ی می‌شود. همچنین دیوار جداکننده باعث تغییر حرکت آب در خاک شده و توزیع سرعت و جابه‌جایی آب را به هم زده است، که می‌تواند دلیل دیگری بر این مطلب باشد. لازم به توضیح است که با توجه به شکل‌های ۴ و ۵ (عمق ۳ و ۵ متری) نسبت اضافه فشار آب حفره‌ی به مقادیر منفی رسیده است. می‌توان گفت که در اعماق سطحی زمین اضافه فشار آب حفره‌ی منفی به دلیل نیروهای مکش^۱ ایجاد می‌شود. ایجاد نیروهای مکش در عمق سطحی زمین در اثر روان‌گرایی و ایجاد نسبت اضافه فشار آب حفره‌ی منفی توسط پژوهشگران دیگری نیز مورد توجه بوده است. [۳۲-۳۰] این نیروها در اعماق زیاد معمولاً ایجاد نمی‌شود. در تکان‌های شدید زمین در اثر زلزله، مقدار این نیروها زیادتر می‌شود و بعد از پایان زلزله به تدریج از بین می‌روند.

۲.۷. مقایسه‌ی بلندشدگی تونل و سطح زمین در محل محور تونل

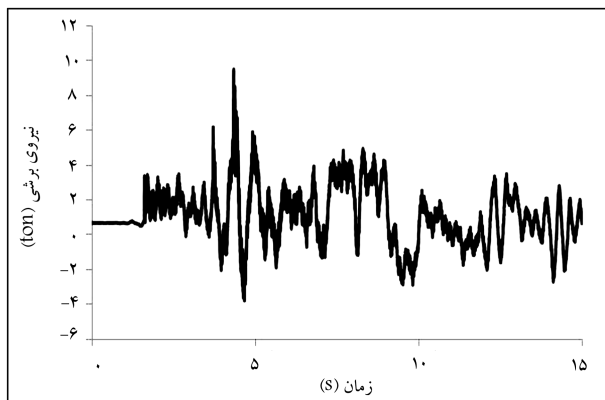
شکل‌های ۹ و ۱۰ کانتور تغییرمکان قائم بعد از پایان زلزله را در دو حالت بدون و با دیوار جداکننده نشان می‌دهد، که از کاهش بلندشدگی تونل و سطح زمین در محل تونل حکایت دارد. اعداد نشان داده شده برای تغییرمکان قائم بر حسب متر است. همچنین شکل ۱۱ تاریخچه‌ی جابه‌جایی تونل را در دو حالت با و بدون دیوار جداکننده نمایش می‌دهد. با توجه به شکل، دیوار کاهش چشم‌گیری در بلندشدگی تونل داشته و مقدار آن را ۷۱٪ کم کرده است. این روند تطابق خوبی با مطالعات Liu و Song، [۱۵] دارد (شکل ۱۲). دیوار اگر چه فشار آب حفره‌ی زیر تونل را افزایش داده است، ولی بلندشدگی آن را کم کرده است. در واقع دیوار با ایفای نقش یک مانع، از حرکت خاک به زیر سازه ممانعت و یکی از عوامل بلندشدگی را محدود



شکل ۱۵. تاریخچه‌ی نیروی محوری در المان ۲۹ بدون دیوار جداکننده.



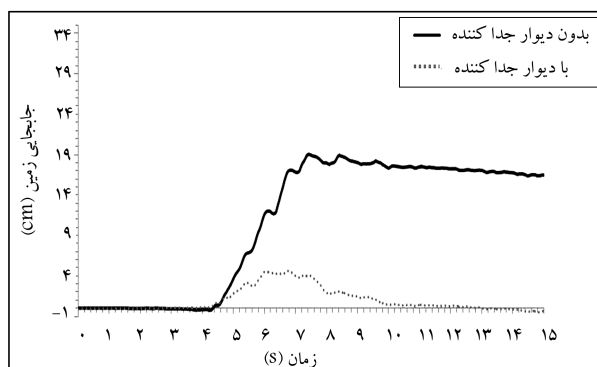
شکل ۱۶. تاریخچه‌ی لنگر خمشی در المان ۴۱ بدون دیوار جداکننده.



شکل ۱۷. تاریخچه‌ی نیروی برشی در المان ۵۵ بدون دیوار جداکننده.

جدول ۵. مقادیر نیروهای داخلی بیشینه‌ی پوشش تونل در کل فرایند تحلیل در حالت با دیوار جداکننده.

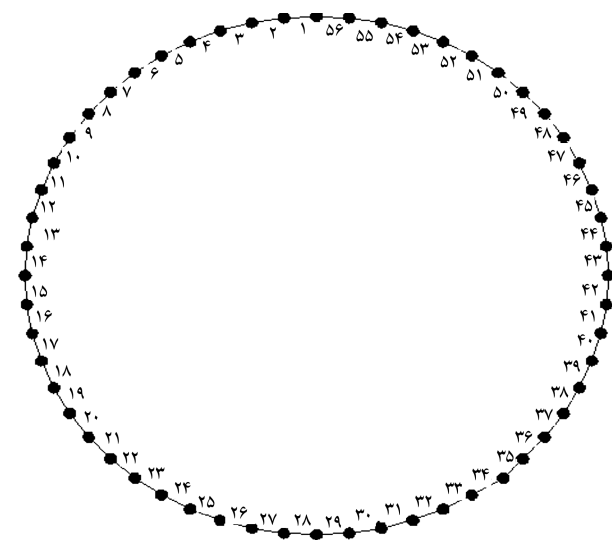
نیروهای داخلی	نیروی محوری (تن)	لنگر خمشی (تن - متر)	نیروی برشی (تن)
بیشینه‌ی نیروهای پوشش	۷۷٫۶	۱۲٫۸۶	۱۱٫۳۹
تونل در کل فرایند تحلیل			



شکل ۱۳. تاریخچه‌ی جابجایی سطح زمین در محل محور تونل با و بدون دیوار جداکننده.

جدول ۴. مقادیر نیروهای داخلی بیشینه‌ی پوشش تونل در کل فرایند تحلیل در حالت بدون دیوار جداکننده.

نیروهای داخلی	نیروی محوری (تن)	لنگر خمشی (تن - متر)	نیروی برشی (تن)
بیشینه‌ی نیروهای پوشش	۷۳٫۱۸	۱۲٫۴۶	۹٫۵۲
تونل در کل فرایند تحلیل			

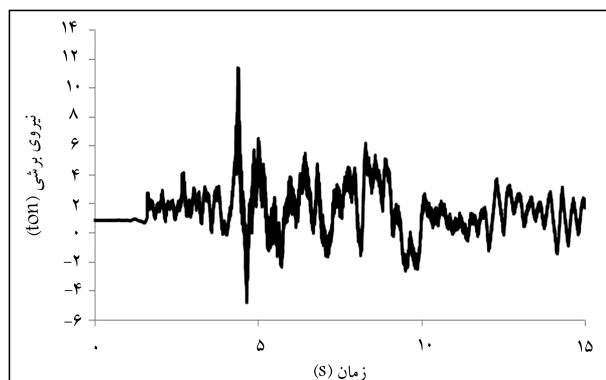


شکل ۱۴. نمایش المان‌های پوشش تونل.

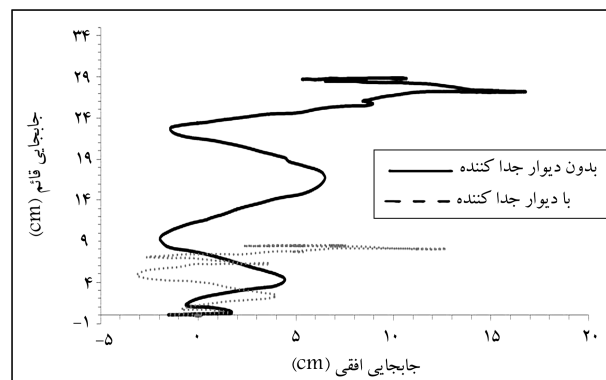
در برنامه‌ی ماکرو - اکسل، مقادیر بیشینه‌ی این نیروها چاپ شده است. جدول ۴، بیشینه‌ی نیروهای داخلی ایجادشده را نشان می‌دهد.

در این مدل‌سازی پوشش تونل با توجه به ابعاد مش، به ۵۶ المان تقسیم شده است، که در شکل ۱۴ نشان داده شده است. بیشینه‌ی نیروی محوری در المان ۲۹، لنگر خمشی در المان ۴۱ و نیروی برشی در المان ۵۵ رخ داده است. شکل‌های ۱۵ الی ۱۷، تاریخچه‌ی این نیروها را در المان‌های مربوط نمایش می‌دهد، که حاکی از آن است که بیشینه‌ی نیروهای داخلی علاوه بر اینکه در مکان‌های مختلف حاصل می‌شوند، در زمان‌های مختلفی نیز به وقوع می‌پیوندند.

جدول ۵، بیشینه‌ی نیروهای داخلی پوشش تونل را برای حالت تونل با دیوار جداکننده در کل فرایند تحلیل نشان می‌دهد. بیشینه‌ی نیروی محوری در المان



شکل ۲۰. تاریخچه‌ی نیروی برشی در المان ۵۵ با دیوار جداکننده.



شکل ۲۱. تغییر مکان قائم در مقابل تغییر مکان افقی برای نقطه‌یی به فاصله‌ی ۲ متری از کف تونل.

شده است (شکل ۲۱). با توجه به شکل مذکور در حالت با دیوار جداکننده خاک محدودتر جابه‌جا و کم‌تر مچاله شده است.

۸. مطالعه‌ی پارامترهای طراحی دیوار جداکننده

برای طراحی دیوار پارامترهایی مثل طول، ضخامت و فاصله‌ی دیوار از لبه‌ی تونل باید مشخص شود. بنابراین در این بخش به تأثیر این عوامل در رفتار بلندشدگی و نیروهای داخلی پوشش تونل پرداخته شده است. تمامی مقایسه‌ها در این بخش بر روی مدل مرجع دوم صورت گرفته است.

۸.۱. ضخامت دیوار جداکننده

شکل ۲۲، روند جابه‌جایی تونل و سطح زمین در محل محور تونل در مقابل ضخامت دیوار جداکننده را نشان می‌دهد. با توجه به شکل ۲۲ الف، هر چه بر ضخامت دیوار جداکننده افزوده شود، از بلندشدگی تونل کاسته می‌شود تا جایی که در ضخامت ۲/۵ متر بلندشدگی در تونل منفی می‌شود، یعنی تونل نشست می‌کند. در واقع با اضافه شدن ضخامت، جرم سیستم سازه‌ی (تونل و دیوار) افزایش می‌یابد و یکی از عوامل بلندشدگی که سبب بودن جرم سازه نسبت به خاک محاطی است، در اثر افزایش وزن از بین می‌رود. این خود می‌تواند دلیل کاهش بلندشدگی و حتی نشست تونل شود. همچنین با افزایش ضخامت دیوار جداکننده ناحیه‌ی بیشتری از خاک اطراف توسط دیوار اشغال می‌شود و ممانعت بیشتری از جریان یافتن خاک زیر تونل می‌کند و عامل اصلی دیگر برای بلندشدگی را محدودتر می‌کند. با کم شدن

۳۶، لنگر خمشی در المان ۵۳ و نیروی برشی در المان ۵۵ رخ داده است. شکل‌های ۱۸ الی ۲۰، تاریخچه‌ی این نیروها را در المان مربوط نشان می‌دهد. با توجه به جدول‌های ۴ و ۵، بیشینه‌ی نیروهای پوشش تونل در کل فرایند حل در حالت با دیوار جداکننده بیشتر است. بیشینه‌ی نیروی محوری، لنگر خمشی و نیروی برشی به ترتیب ۶، ۳ و ۲۰ درصد اضافه شده است، که ممکن است به دلایل زیر باشد:

۱. با اضافه شدن دیوار، سختی و جرم محیط اطراف تونل بیشتر شده و این افزایش باعث شده است اثر انعطاف‌پذیری، تونل با محیط کم شود و در نتیجه تونل نیروی بیشتری را تحمل کند.

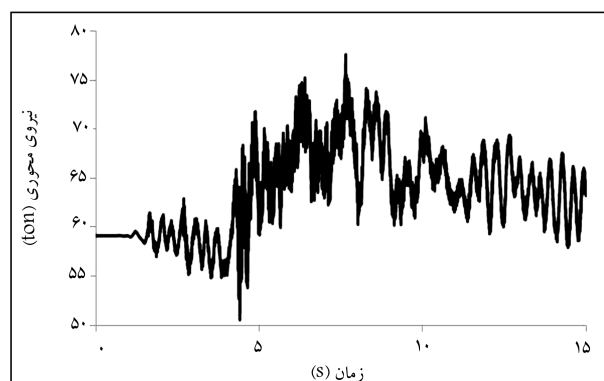
۲. افزایش جرم و سختی محیط باعث تغییر در نیروهای اینرسی می‌شود و این تغییرات نیروهای داخلی پوشش را افزایش داده است.

۳. ممکن است نوسانات حرکتی دیوار و ضرباتی که بر تونل وارد می‌کند، باعث افزایش نیروهای پوشش تونل شده باشد.

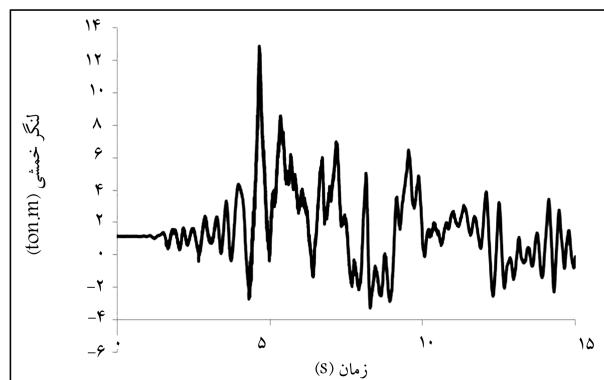
۴. در اثر احداث دیوار جداکننده، محل بیشینه‌ی نیروی محوری و لنگر خمشی تغییر یافته است، در حالی که محل بیشینه‌ی نیروی برشی ثابت مانده است. شاید ثابت ماندن محل بیشینه‌ی نیروی برشی، دلیل افزایش بیشتر این نیرو نسبت به نیروهای داخلی دیگر باشد.

۴.۷. مقایسه‌ی اثر مچاله‌شدگی^۲ خاک زیر تونل

برای بررسی اثر مچاله‌شدگی خاک زیر تونل، نقطه‌یی به فاصله‌ی ۲ متری از کف تونل انتخاب و تغییر مکان قائم در مقابل تغییر مکان افقی در طول فرایند تحلیل رسم



شکل ۱۸. تاریخچه‌ی نیروی محوری در المان ۳۶ با دیوار جداکننده.



شکل ۱۹. تاریخچه‌ی لنگر خمشی در المان ۵۳ با دیوار جداکننده.

بلندشدگی تونل، به تبع آن بلندشدگی سطح زمین نیز کم و مطابق شکل ۲۲ ب از ضخامت ۱ متر به بعد نشست در سطح زمین ایجاد می‌شود.

مطابق شکل ۲۳ با افزایش ضخامت دیوار جداکننده، بیشینه نیروهای داخلی پوشش تونل تغییر یافته است، چرا که با افزایش ضخامت دیوار، جرم سیستم سازه‌یی (تونل و دیوار جداکننده) و سختی محیط افزایش می‌یابد. افزایش سختی و جرم باعث می‌شود که اثر انعطاف‌پذیری که تونل با محیط داشته است، کم شود؛ در نتیجه نیروهای اینرسی که هنگام بار زلزله به تونل وارد می‌شوند، تغییر می‌کنند.

همچنین افزایش سختی و جرم سیستم سازه‌یی، بسامد طبیعی سیستم را ممکن است تغییر دهد و در اثر اعمال بار لرزه‌یی که شامل بسامدهای مختلفی است پاسخ متفاوتی از سازه دریافت شود و حتی ممکن است بسامد طبیعی سیستم و بار لرزه‌یی یکی شوند و پدیده‌ی تشدید صورت گیرد. این تذکر لازم است که با توجه به غیرخطی بودن رفتار خاک و به خصوص در هنگام روان‌گرایی بسامد سیستم به طور دائم در حال تغییر است. اثرات بسامد بارگذاری برای تونل واقع در خاک روان‌گرا توسط پژوهشگران مختلفی بررسی شده است. [۷۵]

اثر تغییر ضربات و نوسان‌های دیوار، در نیروهای پوشش تونل تأثیرگذار است. افزایش ضخامت دیوار باعث می‌شود که جابه‌جایی و سرعت حرکت آب در محیط تغییر کند و این هم می‌تواند یکی از عوامل تغییر نیروهای داخلی پوشش تونل باشد. با توجه به شکل ۲۳، با افزایش ضخامت دیوار، بیشینه نیروی محوری (شکل ۲۳ الف)، لنگر خمشی (شکل ۲۳ ب) و نیروی برشی (شکل ۲۳ ج) روند افزایشی دارند که با توجه به عوامل ذکر شده می‌تواند قابل توجه باشد.

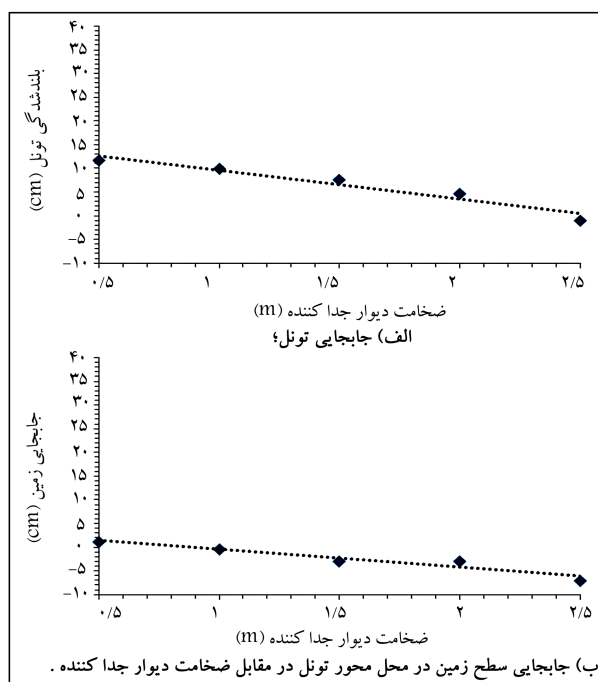
۲.۸. طول دیوار جداکننده

در این قسمت هدف بررسی اثر طول دیوار است. طول‌های انتخاب شده برای دیوار به ترتیب، ۷، ۹٫۵، ۱۲٫۵، ۱۵٫۵، ۱۷ و ۱۸٫۵ متر هستند. طول دیوار با تقسیم بر ضخامت کل لایه ی روان‌گرا (۲۲ متر) بی بعد می‌شود.

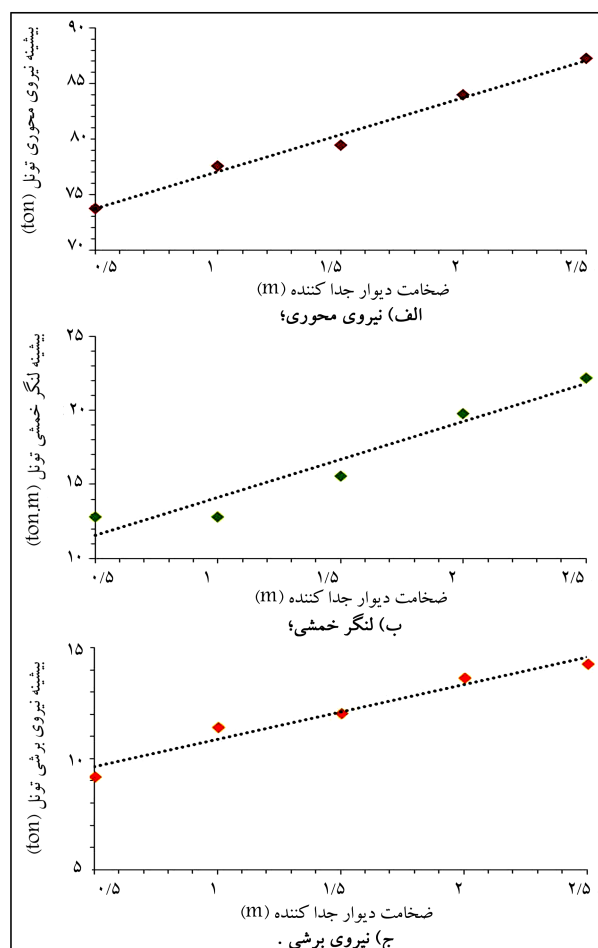
مطابق شکل ۲۴ الف، هر چه طول دیوار زیاد می‌شود، بلندشدگی تونل کاهش می‌یابد. در واقع می‌توان گفت که با اضافه شدن طول دیوار، خاک بیشتری محصور می‌شود و از جریان یافتن خاک زیر تونل جلوگیری بیشتری می‌کند.

باید توجه کرد که از یک عمق به بعد، روان‌گرایی در خاک اتفاق نمی‌افتد و دیوار تکیه‌گاه محکمی برای خود پیدا می‌کند. البته جایی که تغییر لایه‌بندی خاک وجود دارد، افزایش کمی در بلندشدگی تونل دیده می‌شود. برای سطح زمین در محل محور تونل نیز ابتدا نشست صورت می‌گیرد، سپس با افزایش طول دیوار میزان نشست کم می‌شود و تقریباً به صفر میل می‌کند. در نهایت می‌توان نتیجه گرفت که بلندشدگی تونل و سطح زمین با افزایش طول دیوار جداکننده یک روند کاهشی را دنبال می‌کند. با افزایش طول دیوار، محصورشدگی خاک اطراف تونل بیشتر می‌شود، بسامد طبیعی سیستم تغییر می‌کند و همچنین توزیع و سرعت حرکت آب در خاک عوض می‌شود. با افزایش عمق، احتمال روان‌گرایی کاهش می‌یابد و در نتیجه هر چقدر طول دیوار زیاد باشد به یک عمق مطمئن گیرداری می‌رسد. تغییر مد حرکتی دیوار و نوسانات آن ممکن است باعث تغییر نیروهای داخلی پوشش تونل شوند.

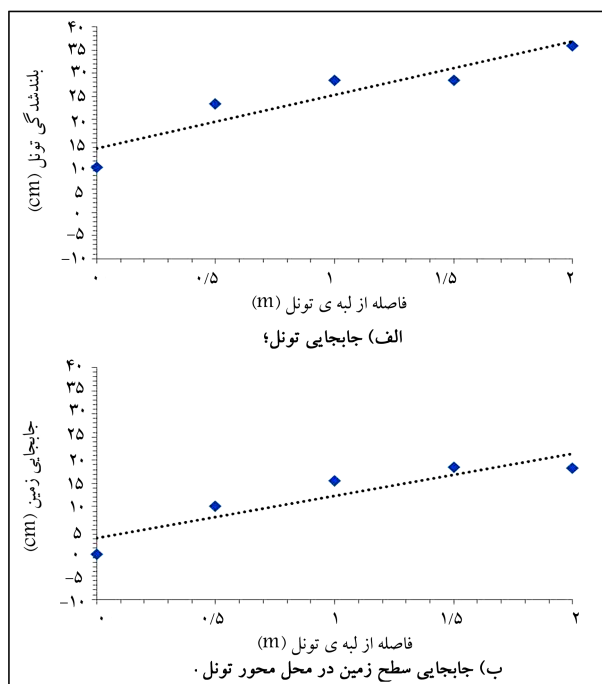
با توجه به شکل ۲۵، افزایش طول دیوار تأثیر خاصی در نیروی محوری ندارد، و یک روند نسبتاً ثابتی دارد؛ اما برای لنگر خمشی و نیروی برشی روند کاهشی دارد.



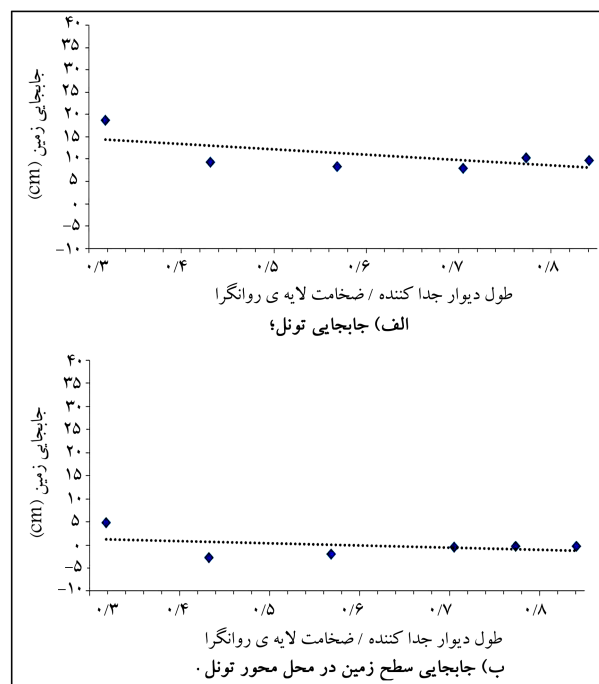
شکل ۲۲. جابجایی‌های سطح زمین و تاج تونل.



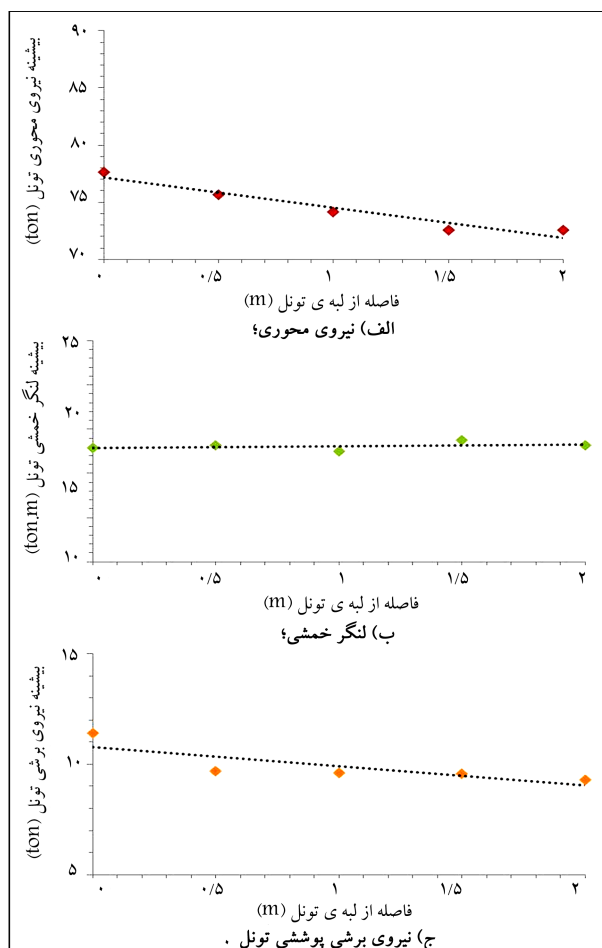
شکل ۲۳. نمودارهای بیشینه نیروهای تجهیز شده در پوشش تونل در مقابل ضخامت جداکننده.



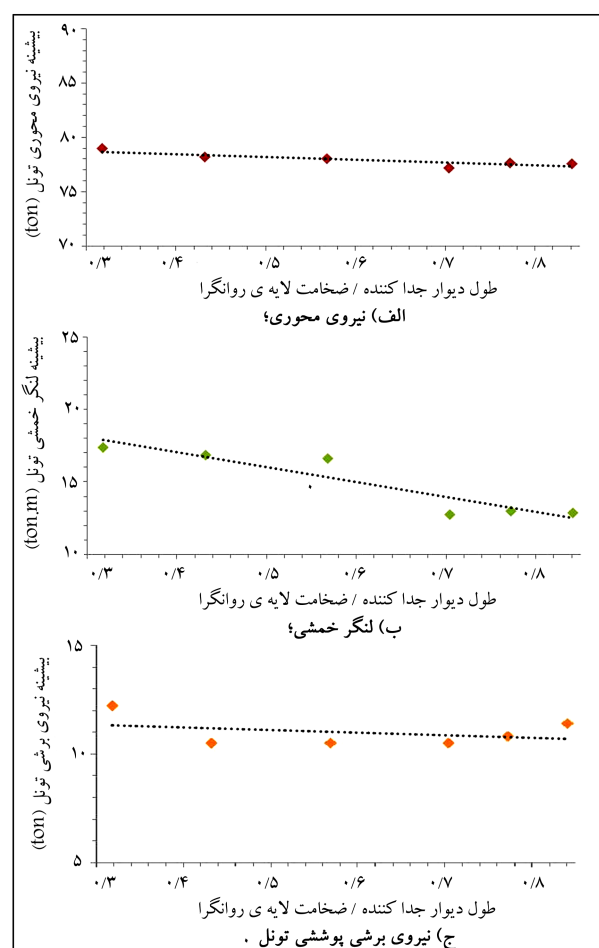
شکل ۲۶. جابجایی تونل و سطح زمین در مقابل فاصله‌ی دیوار از لبه‌ی تونل.



شکل ۲۴. جابجایی تونل و سطح زمین در مقابل نسبت طول دیوار به ضخامت لایه‌ی روان‌گرا.



شکل ۲۷. نمودارهای پیشینه نیروهای تجهیز شده در پوشش تونل در مقابل فاصله‌ی دیوار از لبه‌ی تونل.



شکل ۲۵. نمودارهای پیشینه نیروهای تجهیز شده در پوشش تونل در مقابل نسبت طول دیوار به ضخامت لایه‌ی روان‌گرا.

البته تغییر لایه‌بندی خاک باعث افزایش نیروهای داخلی پوشش تونل شده است، که می‌تواند در اثر گیرداری بیشتر دیوار باشد.

۳.۸. فاصله‌ی دیوار جداکننده از لبه‌ی تونل

با توجه به شکل ۲۶ هر چقدر دیوار جداکننده از لبه‌ی تونل فاصله می‌گیرد، بلندشدگی تونل زیاد می‌شود. در واقع بهترین عملکرد دیوار در مقابل بلندشدگی زمانی است که بدون فاصله از لبه‌ی تونل اجرا شود. وقتی فاصله‌ی تونل و دیوار صفر است، اجازه‌ی کمتری به خاک می‌دهد که زیر تونل جریان پیدا کند. همچنین با ایجاد قیدی که نسبت به تونل ایجاد می‌کند، وزن سیستم سازه‌ی را افزایش می‌دهد و بدین ترتیب بلندشدگی تونل را کم می‌کند.

هر چقدر فاصله‌ی دیوار از لبه‌ی تونل زیادتر شود، محیط اطراف تونل نرم‌تر و انعطاف‌پذیری تونل بیشتر می‌شود. همچنین از اثرات حرکت نوسانی و ضرباتی که به پوشش وارد می‌کند، کم می‌شود؛ اما با فاصله‌گرفتن دیوار از تونل، خاک بیشتری بین دو دیوار محصور می‌شود و زیر تونل جریان می‌یابد. شکل ۲۷، روند تغییر بیشینه‌ی نیروهای داخلی پوشش تونل را در اثر افزایش فاصله‌ی دیوار از لبه‌ی تونل نشان می‌دهد، که برای نیروی محوری و نیروی برشی یک روند کاهشی است، ولی برای لنگر خمشی تأثیر تقریباً ثابتی را نشان می‌دهد.

۹. نتیجه‌گیری

نتایجی که در این مطالعه در حالت روان‌گرایی خاک برای تونل و دیوار جداکننده حاصل شده است، به این شرح است:

- سازه‌های بزرگ زیرزمینی که در خاک‌های مستعد روان‌گرایی هستند، ممکن است در اثر زلزله، بلندشدگی بزرگی را تجربه کنند که منجر به خرابی سازه شود.

- در اثر بلندشدگی تونل در اثر روان‌گرایی خاک، ممکن است سطح زمین نیز جابه‌جا شود و یک بلندشدگی در سطح زمین در محل تونل دیده شود و خرابی‌هایی در سطح زمین ایجاد کند.

- احداث دیوار جداکننده، بلندشدگی تونل را در حالت روان‌گرایی خاک تا حد زیادی کاهش می‌دهد. در واقع دیوار جداکننده با محصورکردن تونل از جریان یافتن خاک زیر تونل جلوگیری می‌کند و به این ترتیب بلندشدگی تونل را کاهش می‌دهد.

- دیوار جداکننده می‌تواند بلندشدگی سطح زمین را در حالت روان‌گرایی خاک کاهش دهد و حتی ممکن است باعث ایجاد نشست در سطح زمین شود.

- احداث دیوار جداکننده می‌تواند فشار آب حفره‌ی زیر تونل را در حالت روان‌گرایی خاک بیشتر کند و خاک زیر آن را بیشتر روان‌گرا کند.

- احداث دیوار جداکننده باعث افزایش بیشینه‌ی نیروی محوری، لنگر خمشی و نیروی برشی پوشش تونل در حالت روان‌گرایی خاک می‌شود و ممکن است خرابی‌هایی در پوشش تونل ایجاد کند. همچنین دیوار جداکننده می‌تواند باعث تغییر محل این نیروها در پوشش تونل شود.

- افزایش ضخامت دیوار جداکننده، باعث کاهش بلندشدگی تونل و سطح زمین در محل تونل می‌شود و حتی ممکن است باعث نشست آن‌ها شود. با افزایش ضخامت دیوار نیروهای داخلی پوشش تونل تغییر می‌کند و باعث افزایش نیروهای داخلی پوشش می‌شود.

- افزایش طول دیوار باعث کم‌شدن بلندشدگی تونل و سطح زمین در محل تونل می‌شود، اما افزایش طول دیوار تأثیر خاصی در نیروی محوری ندارد، و روندی نسبتاً ثابت دارد. برای لنگر خمشی و نیروی برشی نیز روندی کاهشی دارد.

- با افزایش فاصله‌ی دیوار جداکننده از لبه‌ی تونل، بلندشدگی تونل و سطح زمین در محل تونل در اثر روان‌گرایی خاک افزایش می‌یابد. افزایش فاصله، برای نیروی محوری و نیروی برشی روندی کاهشی دارد، ولی برای لنگر خمشی تأثیر تقریباً ثابتی را نشان می‌دهد.

پانوشتها

1. suction force
2. squeeze

منابع (References)

1. Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tohoku Branch, Report on the Damage Investigation of the 1983 Nihonkai-Chubu Earthquake (1986) (in Japanese).
2. Japan Society of Civil Engineers, Reconnaissance Report on the July 16, 1990 Luzon Earthquake, the Philippines (1993) (in Japanese).
3. Khoshnoudian, F. and Shahrour, I. "Numerical analysis of the seismic behavior of tunnels constructed in liquefiable soils", *Soils and Foundations*, **42**(6), pp. 1-8 (2002).
4. Koseki, J., Matsuo, O., Ninomiya, Y. and Yoshida, T. "Uplift of sewer manholes during the 1993 Kushiro-oki

earthquake", *Journal of the Japanese Geotechnical Society: Soils and Foundation*, **37**(1), pp. 109-121 (1997).

5. Liu, H. and Song, E. "Seismic response of large underground structures in liquefiable soils subjected to horizontal and vertical earthquake excitations", *Computers and Geotechnics*, **32**(4), pp. 223-244 (2005).
6. Matsumoto, J., *Sanitary Facilities*, In: Kawasumi (Ed.), General Report on the Niigata Earthquake of 1964, Tokyo Electrical Engineering College Press (1968).
7. Azadi, M. and Hosseini, M. "The uplifting behavior of shallow tunnels within the liquefiable soils under cyclic loadings", *Tunneling and Underground Space Technology*, **25**(2), pp. 158-167 (2010).
8. Azadi, M. and Hosseini, M. "Analyses of the effect of seismic behavior of shallow tunnels in liquefiable ground", *Tunneling and Underground Space Technology*, **25**(5), pp. 543-552 (2009).
9. Hall, W.J. and O'Rourke, T.D. "Seismic behavior and vulnerability of pipelines", *Proc. 3 US conf Lifeline Earthquake*, pp. 761-773 (1991).

10. Tajimi, M. "Damage done by the great earthquake disaster of the Hanshish-Awaji district to kobe Municipal Subeay System and restoration work works of the damage", *Jpn. Railway Eng.*, pp. 19 (1996).
11. Wang, W.L., Wang, T.T., Su, J.J., Lin, C.H., Seng, C.R. and Huang, T.H. "Assessment of damages in mountain tunnels due to the Taiwan Chi-Chi earthquake", *Tunnelling and Underground Space Technology*, **16**(3), pp. 133-150 (2001).
12. O'Rourke, T.D., Goh, S.H., Menkiti, C.O. and Mair, R.j. "Highway tunnel performance during the 1999 Duzce earthquake", *Proc. 15th Int Conf. Mech Geotech. Eng.* (2001).
13. Wang, J.M. "The distribution of earthquake damage to underground facilities during the 1976 Tangshan earthquake", *Earthquake Spectra*, **1**(4), pp. 741-757 (1985).
14. Schmidt, B. and Hashash, Y.S.T. "US immersed tube retrofit", *Tunnels and Tunnelling Int.*, **30**(11), pp. 22-24 (1998).
15. Liu, H. and Song, E. "Working mechanism of cutoff wall in reducing uplift of large underground structures induced by soil liquefaction", *Computers and Geotechnics*, **33**(4-5), pp. 209-221 (2006).
16. Hamada, M., Isoyama, R. and Wakamatsu, K. "Liquefaction-induced ground displacement and its related damage to lifeline facilities", *Soils Foundations*, **36**, pp. 81-97 (1996).
17. O'Rourke, T.D., Gowdy, T.E., Stewart, H.E. and Pease J.W. "Lifeline and geotechnical aspects of the 1989 Loma Prieta earthquake", *Proceedings of the 2nd International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamic*, Univ. of Missouri-Rolla, Rolla, pp. 1601-1612 (1990).
18. Wang, L.R.L., Shim, J.S., Ishibashi, I. and Wang, Y. "Dynamic responses of buried pipelines during a liquefaction process", *Soil Dyn. Earthquake Eng.*, **9**(1), pp. 44-50 (1990).
19. Koseki, J., Matsuo, O. and Koga, Y. "Uplift behavior of underground structures caused by liquefaction of surrounding soil during earthquake", *Journal of the Japanese Geotechnical Society: Soils and Foundation*, **37**(1), pp. 97-108 (1997).
20. Ling, H.I., Mohri, Y., Kawabata, T., Liu, L., Burke, C. and Sun, L. "Centrifugal modeling of seismic behavior of large-diameter pipe in liquefiable soil", *J. Geotech. Geoenviron Eng., ASCE*, **129**(12), pp. 1092-1101 (2003).
21. Orense, R.P., Morimoto, I., Yamamoto, Y., Yumiyama, T., Yamamoto, H. and Sugawara, K. "Study on wall-type gravel drains as liquefaction countermeasure for underground structures", *Soil Dyn. Earthquake Eng.*, **23**(1), pp. 19-39 (2003).
22. Chou, H.S., Yang, C.Y., Hsieh, B.J. and Chang, S.S. "A study of liquefaction related damages on shield tunnels", *Tunnelling Underground Space Technol.*, **16**(3), pp. 185-193 (2001).
23. Hashash, Y.M.A., Tseng, W.S. and Krimotat, A. "Seismic soil-structure interaction analysis for immersed tube tunnel retrofit", *Geotech. Space Publ., ASCE*, **2**, pp. 1380-1391 (1998).
24. Ohshima, Y. and Watanabe, H. "An elasto-plastic dynamic response analysis of underground structure soil composite based upon the 3-D finite element method", *Struct. Eng./Earthquake Eng.*, **11**(2), pp. 1035-1145 (1994).
25. Stamos, A.A. and Beskos, D.E. "Dynamic analysis of large 3-D underground structures by the BEM", *Earthquake Eng. Struct. Dyn.*, **24**(6), pp. 917-934 (1995).
26. St.John, C.M. and Zahrah, T.F. "Aseismic design of underground structures", *Tunnelling Underground Space Technol.*, **2**(2), pp. 165-197 (1987).
27. Liu, H. and Song, E. "Working mechanism of cutoff wall in reducing uplift of large underground structures induced by soil liquefaction", *Computers and Geotechnics*, **33**(4-5), pp. 209-221 (2006).
28. Chain, S.C. and Madabhushi, S.P.G. "Effect of buried depth and diameter on uplift of underground structures in liquefied soils", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **41**, pp. 181-190 (2012).
29. Pashangpishe, Y. "Mechanism of soil deformation due to double lenses liquefaction and critical depth determination", Msc. thesis Submitted in Civil Eng., Faculty of Amirkabir Univ. of Technology, Iran (2004).
30. González, M., Ubilla, J., Abdoun, T. and Dobry, R. "The role of soil compressibility in centrifuge model tests of piles foundation undergoing lateral spreading of liquefied soil", *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, **IV**, pp. 1-9 (2008).
31. González, L. "Centrifuge modeling of permeability and pinning reinforcement effects on pile response to lateral spreading", Ph.D. Thesis, Department Civil Engineering, Rensselaer Polytechnic Institute, Troy, NY (2005).
32. Ubilla, J. "Physical modeling of the effects of natural hazard on soil-structure interaction", Ph.D. Thesis, Department Civil Engineering, Rensselaer Polytechnic Institute, Troy, NY (2007).