

DOI: 10.48303/bese.2024.2032529.1175

چکیده

پدیده روانگرایی، عامل تخریب بسیاری از سازه‌ها، تأسیسات زیربنایی و روبنایی واقع بر نهشته‌های سست تا نیمه‌تراکم اشباع در هنگام زلزله است که بهسازی این گونه زمین‌ها قبل از هرگونه اقداماتی جهت ساخت‌وساز امری ضروری و حائز اهمیت است. روش اختلاط عمیق خاک با الگوی شبکه‌ای به علت محصور نمودن خاک و کنترل تنش‌های برشی ناشی از زلزله به یکی از روش‌های کارآمد در بهسازی خاک‌های روانگرا تبدیل شده است. در این تحقیق به بررسی عددی مهم‌ترین عوامل تأثیرگذار در طراحی شبکه‌های اختلاط عمیق و اثر آن بر پاسخ لرزه‌ای سازه‌های واقع بر آن با کمک نرم‌افزار اجزای محدود سه‌بعدی Midas GTS NX پرداخته و نتایج حاصل با استفاده از اطلاعات آزمایش سانتریفیوژ اعتبارسنجی شده است. نتایج حاصل از مطالعه پارامتریک و ارزیابی پاسخ لرزه‌ای خاک و سازه نشان می‌دهد که با افزایش قطر ستون‌های خاک-سیمانی، نسبت مساحت جایگزینی، تعداد شبکه‌ها و کاهش ابعاد شبکه، از نرخ تولید اضافه فشار آب حفره‌ای به دلیل افزایش سختی سیستم و کاهش تنش‌های برشی وارد شده به خاک محصور توسط دیوارهای شبکه، به‌طور متوسط تا ۳۵ درصد نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای و همچنین تغییر مکان نسبی طبقات سازه به دلیل جلوگیری از روانگرایی و نشست زمین، به‌طور متوسط تا ۴ برابر نسبت به زمین فاقد بهسازی برای زلزله‌های اعمالی، کاهش می‌یابد.

واژگان کلیدی: بهسازی خاک‌های روانگرا، روش اختلاط عمیق خاک، الگوی شبکه‌ای، پاسخ لرزه‌ای سازه‌ها، روش عددی.

نوع مقاله: پژوهشی

بررسی عملکرد لرزه‌ای سازه‌های واقع بر خاک‌های روانگرای بهسازی شده به روش اختلاط عمیق با الگوی شبکه‌ای

حمید علی‌الهی (نویسنده مسئول)

دانشیار، گروه مهندسی عمران، واحد زنجان، دانشگاه آزاد اسلامی، زنجان، ایران، ha.alielahi@iau.ac.ir

سید حمید مدنی

دانش‌آموخته کارشناسی ارشد ژئوتکنیک، گروه مهندسی عمران، دانشگاه علم و فرهنگ، تهران، ایران

۱- مقدمه

از دست رفتن مقاومت خاک می‌شود. از طرفی، یکی از شایع‌ترین دلایل عملکرد ضعیف فونداسیون‌ها از دست رفتن مقاومت و سختی خاک اشباع زیر فونداسیون به دلیل روانگرایی بوده است (Siddharthan & Porbaha, 2008). تاکنون بسیاری از انواع روش‌های بهسازی خاک برای جلوگیری از روانگرایی، مانند روش احداث ستون‌های سنگی، زهکش‌های شنی، ستون‌های ماسه‌ای تراکمی و روش اختلاط عمیق پیشنهاد شده‌اند (Kitazume, 2009). از میان تکنیک‌های مرسوم و نوظهور، روش اختلاط عمیق خاک^۱، یک روش تثبیت خاک در محل مبتنی بر اصل استحکام می‌باشد. این روش از طریق اختلاط درجای خاک با یک ماده تثبیت‌کننده^۲ (عموماً سیمان و آهک)

آسیب‌ها و آثار مخرب ناشی از پدیده روانگرایی برای نخستین بار پس از وقوع زلزله‌های نیکاتای ژاپن و گودفرایدی آلاسکا در سال ۱۹۶۴ میلادی مشاهده شد و مورد توجه محققان و مهندسان رشته ژئوتکنیک قرار گرفت (Kramer, 1996). در ایران نیز آثار ویرانگر این پدیده، در زلزله‌های سال ۱۳۶۹ منجیل و سال ۱۳۹۲ بوشهر نمود یافت (Dehghankhalili, 2018). پدیده روانگرایی یکی از مخاطرات زلزله می‌باشد که در خاک‌های دانه‌ای سست اشباع تحت بارگذاری سریع لرزه‌ای و نیروی برشی ناشی از آن رخ می‌دهد. در این شرایط، تمایل دانه‌های خاک برای قرارگیری در آرایشی متراکم‌تر، سبب افزایش فشار آب حفره‌ای، کاهش تنش‌های مؤثر و متعاقب آن

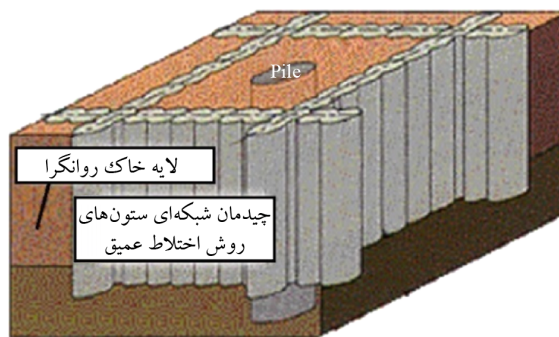
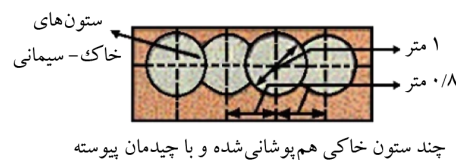
خاک‌های بهبود نیافته اطراف به ناحیه محصور شده توسط شبکه‌ها (Nguyen et al., 2013). در واقع، مواد تثبیت شده درون زمین، استحکام بالاتر، نفوذپذیری کمتر و تراکم‌پذیری کمتری را در مقایسه با خاک طبیعی از خود بروز می‌دهند (Topolnicki, 2016)؛ بنابراین، ستون‌هایی با مشخصات مکانیکی و فیزیکی بسیار بهتر از خاک محل تشکیل می‌شود که برای بهبود طیف گسترده‌ای از خاک‌های مسئله‌دار و همچنین خاک‌هایی که سایر روش‌های بهسازی برای آنها مناسب نیستند، کاربرد دارد (Namikawa et al., 2007).

تاکنون مطالعات بسیار محدودی در ارتباط با بررسی عملکرد سیستم شبکه ستون‌های اختلاط عمیق در حضور سازه و حین زلزله انجام شده است و تحقیقات به‌عمل آمده اغلب بر ارزیابی چگونگی کارکرد شبکه‌های اختلاط عمیق در مقابله با روانگرایی بدون سازه متمرکز بوده است. همچنین دستورالعمل جامع و مشخصی در خصوص طراحی ستون‌های اختلاط عمیق با الگوی شبکه‌ای برای خاک‌های روانگرایی واقع در زیر سازه‌ها ارائه نشده است.

در یک مرور کلی، اثربخشی شبکه‌های اختلاط عمیق در کاهش پتانسیل روانگرایی با استفاده از آزمایش‌های مدل فیزیکی سانتریفیوژ و میز لرزه (Kaneda & Hamada, 2021; Ishii et al., 2017; Hamada et al., 2016; Takahashi et al., 2013) و مدل‌سازی عددی شامل تحلیل‌های معادل اجزای محدود (O'Rourke & Goh, 1997; Rayamajhi et al., 2012; Nguyen et al., 2013) مورد مطالعه قرار گرفته است. در ذیل برخی از این مطالعات به‌طور خلاصه شرح داده شده است.

باباساکی و همکاران (Babasaki et al., 1992) در سال ۱۹۹۲، یکی از نخستین پژوهش‌ها در این زمینه را با انجام مجموعه‌ای از آزمایش‌های میز لرزه (۱ g) و سانتریفیوژ ($Ng = 10g$) آغاز نمودند. آنها تأثیر استفاده از الگوی شبکه‌ای روش اختلاط عمیق در بهسازی لایه ماسه‌ای سست روانگرا را با ایجاد شبکه‌هایی به ابعاد مختلف آزمایش کردند. نتایج حاصل نشان داد که زمین بهسازی شده با الگوی شبکه‌ای در جلوگیری از روانگرایی لایه

که به‌صورت دوغاب یا پودر در خاک تزریق می‌شود، برای بهبود ویژگی‌های زمین مورد استفاده قرار می‌گیرد. در نتیجه، خاک سست بخش تحتانی و یا پیرامونی فونداسیون سازه با یک بدنه جامد زیرزمینی یا در اصطلاح شبکه^۳ متشکل از ستون‌های همپوشانی شده‌ی روش اختلاط عمیق جایگزین می‌شود که هدف آن جلوگیری از روانگرایی توسط مهار تغییرشکل‌های برشی خاک زیر سازه می‌باشد (Porbaha et al., 1999; Rayamajhi et al., 2012). شکل (۱) نمای شماتیک شبکه اختلاط عمیق متشکل از همپوشانی ستون‌های خاک-سیمانی را نشان می‌دهد. ساخت شبکه‌ای از دیوارهای برشی داخل زمین با روش اختلاط عمیق خاک می‌تواند به‌عنوان یک اقدام متقابل در برابر اثرات بالقوه روانگرایی ناشی از زلزله استفاده شود.



شکل (۱): تصویر شماتیک چیدمان شبکه‌ای ستون‌های روش اختلاط عمیق (Yamashita et al., 2012).

این شبکه‌ها می‌توانند عملکرد یک سایت را از طرق زیر بهبود بخشند:

- (۱) کاهش کرنش‌های برشی اعمال‌شده بر خاک محصور (درون شبکه‌ها) و در نتیجه کاهش تولید اضافه فشار آب حفره‌ای؛
- (۲) افزایش مقاومت خاک‌های محصور در برابر تغییرشکل‌های جانبی یا نشست‌های عمودی حتی در صورت وقوع روانگرایی؛
- (۳) ممانعت از انتقال اضافه فشار آب حفره‌ای ایجاد شده در

مدول الاستیک ستون‌های خاک-سیمانی در کاهش پتانسیل روانگرایی مؤثر است و با افزایش ابعاد محیطی شبکه‌ها، عملکرد آنها در مقابله با روانگرایی کاهش می‌یابد.

بردلی و همکاران (Bradley et al., 2013) در سال ۲۰۱۳، با استفاده از تحلیل تنش مؤثر لرزه‌ای سه‌بعدی اجزای محدود با یک مدل ترکیبی پیشرفته برای خاک‌های ماسه‌ای، مجموعه‌ای از آزمایش‌ها با هدف ارزیابی تأثیر ابعاد شبکه و نسبت عرض به ارتفاع دیوارهای اختلاط عمیق در کاهش روانگرایی رسوبات ماسه‌ای، نشست و اضافه فشار آب حفره‌ای انجام دادند. آنها مشاهده نمودند که با کاهش ابعاد شبکه‌های اختلاط عمیق، نشست خاک محصور بین دیوارها و تغییر شکل برشی خاک و دیوارها کاهش می‌یابد که نهایتاً منجر به افزایش اندک فشار آب حفره‌ای در حین زلزله می‌شود.

همچنین نتایج آزمایش‌های سانتریفیوژ نشان داد که میزان اثر بخشی روش اختلاط عمیق در کاهش تولید اضافه فشار آب حفره‌ای اضافی در ماسه‌های سست اشباع محصور توسط شبکه‌های برشی، به فاصله دیوار، عمق دیوار و فرکانس حرکت ورودی بستگی دارد (Kitazume & Takahashi, 2010)؛ اما به‌طور کلی تمامی هندسه‌های بهسازی در کاهش روانگرایی از طریق کاهش جابه‌جایی‌های سطحی و نشست‌های عمودی خاک‌های محصور، مؤثر می‌باشند (Bradley et al., 2013). سازوکار این روش بهسازی به این گونه است که شبکه اختلاط عمیق با کاهش کرنش‌های برشی و در پی آن، اضافه فشار آب حفره‌ای در خاک محصور بین دیوارها، با روانگرایی مقابله می‌کند (Mori et al., 2000; Abe, 1996).

مطالعات حاصل از روش‌های عددی نشان دادند که سختی بیشتر المان‌های بهسازی خاک نسبت به خاک محل، سبب جذب تنش‌های برشی لرزه‌ای بیشتری شده و در نتیجه مقاومت در برابر روانگرایی را بهبود می‌بخشد (Baez & Martin, 1992). برای این منظور، دیوار اختلاط عمیق و خاک با یک سلول همگن معادل‌سازی شد (O'Rourke & Goh, 1997). تحقیقات مضاعف در خصوص تأثیر سختی ستون‌های اختلاط عمیق بر

ماسه‌ای سست متأثر از زلزله، با موفقیت عمل نموده است و شبکه اختلاط عمیق می‌تواند با کاهش کرنش برشی و اضافه فشار آب حفره‌ای خاک محصور بین دیوارها از بروز آثار مخرب روانگرایی جلوگیری نماید.

کائو و همکاران (Cao et al., 2023) در سال ۲۰۲۳، در پژوهشی با استفاده از آزمایش‌های سانتریفیوژ به ارزیابی کاهش روانگرایی توسط شبکه‌های خاک-سیمانی تحت اثر بارگذاری زلزله‌های بزرگ پرداختند. سه آزمایش دینامیکی سانتریفیوژ شامل یک مدل زمین بهسازی نشده و دو مدل زمین بهسازی شده (با شبکه‌های خاک-سیمان) انجام شد. نسبت مساحت جایگزینی در مدل بهسازی شده برابر ۲۵ درصد بود. نتایج آزمایش نشان داد که شبکه اختلاط عمیق با محدود کردن کرنش‌های برشی دینامیکی در خاک محصور به‌ویژه در ارتفاع میانی شبکه، پتانسیل روانگرایی و نشست‌های پس از لرزش زمین بهسازی شده را کاهش می‌دهد.

واتانابه و همکاران (Watanabe et al., 2023) در سال ۲۰۲۳، مجموعه‌ای از آزمایش‌های میز لرزه (I_g) با شبکه متشکل از ستون‌های خاک-سیمانی مورد مطالعه قرار دادند و تأثیر احداث دیوارها را از طریق اندازه‌گیری کمی رابطه تنش-کرنش خاک مستعد روانگرایی داخل دیوارهای شبکه و زمین آزاد (بدون شبکه) به‌دقت ارزیابی نمودند. آنها نتیجه گرفتند که بهره‌گیری از شبکه ساخته شده از هم‌پوشانی ستون‌های خاک-سیمانی، دو اثر مثبت به همراه دارد که شامل: تأخیر در شروع روانگرایی با محدود کردن کرنش برشی و بازیابی سختی برشی زمین حتی پس از شروع روانگرایی. نتایج تجربی نشان‌دهنده‌ی پتانسیل بالای شبکه ستون‌های خاک-سیمانی به‌عنوان یک روش مؤثر در مقابله با روانگرایی ناشی از زلزله‌های بزرگ است.

نامیکاوا و همکاران (Namikawa et al., 2007) در سال ۲۰۰۷، با استفاده از مدل‌سازی عددی سه‌بعدی و تحلیل اجزا محدود به بررسی تأثیر ابعاد و مقاومت زمین بهسازی شده با شبکه‌های اختلاط عمیق بر کاهش پتانسیل روانگرایی پرداختند. آنها به این نتیجه رسیدند که افزایش نسبت مساحت جایگزینی و

بررسی عملکرد روش اختلاط عمیق با الگوی شبکه‌ای به‌عنوان یک روش بهسازی خاک‌های روانگرا، مطالعاتی با استفاده از مدل فیزیکی سانتریفیوژ و همچنین مدل‌سازی عددی ترتیب دادند. این مدل در مقیاس نمونه اولیه دارای ابعاد ۴۸ متر (طول)، ۳۲ متر (عرض) و ۱۴ متر (ارتفاع)، متشکل از دو لایه مستعد روانگرایی به ارتفاع ۸ متر با عدد نفوذ استاندارد ۵ ($N_{SPT}=5$) و ارتفاع ۴ متر با عدد نفوذ استاندارد ۱۰ ($N_{SPT}=10$) می‌باشد. لایه تحتانی مدل نیز با ارتفاع ۲ متر، شامل شن و ماسه متراکم در زیر دو لایه روانگرا قرار دارد.

همچنین تراز آب زیرزمینی در عمق ۱ متری واقع شده است. قطر ستون‌های خاک-سیمانی برابر ۰/۹ متر و ارتفاع آنها ۱۱ متر در نظر گرفته شده است. ستون‌ها به‌صورت همپوشانی شده و در الگوی شبکه‌ای احداث شدند که متشکل از دو شبکه‌ی ۱۳×۱۶ متری می‌باشند. همچنین ساختمان مورد مطالعه، شامل یک سازه دو طبقه به‌صورت جرم متمرکز با ابعاد فونداسیون معادل ۸ متر (در جهت حرکت زلزله) و ۱۱ متر (عمود بر جهت زلزله) با فشار تماسی ۸/۴ کیلوپاسکال مدل‌سازی شده است (شکل ۲).

مشخصات مصالح ذکر شده در جدول (۱) آورده شده است. حرکت ورودی اعمال شده به مدل شامل موج زلزله توهو کو ۲۰۱۱ با حداکثر شتاب زمین ($PGA = 0.16g$) می‌باشد (شکل ۳). این موج زلزله به دلیل بزرگا ($M_w = 9$) و مدت‌زمان لرزش (۲۰۰ ثانیه) قابل توجه، سبب وقوع روانگرایی خاک منطقه و بروز خسارات فراوانی شده است (Ishii et al., 2017).

تغییر شکل‌های برشی خاک در برابر تنش‌های برشی تناوبی و اصلاح ضریب کاهش تنش برشی منجر به ارائه رابطه جدیدی شد (Rayamajhi et al., 2012).

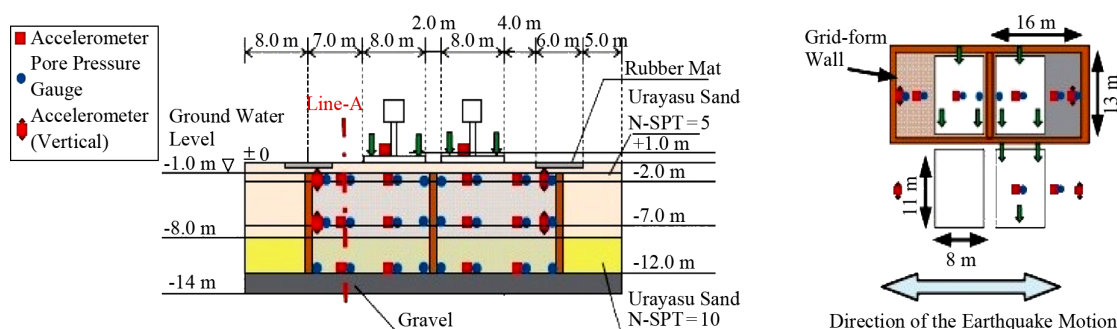
راهنما و دستورالعمل‌هایی نیز در ارتباط با نحوه طراحی گام‌به‌گام شبکه‌های اختلاط عمیق در بهسازی خاک‌های روانگرا بر اساس تحلیل پایداری و ضرایب اطمینان ارائه شده است (Matsuo et al., 1996; Ministry of Construction, 1999).

از این رو، در پژوهش حاضر به‌منظور دستیابی به بهترین پارامترهای طراحی شبکه‌های اختلاط عمیق، مدل‌سازی عددی با استفاده از اطلاعات آزمایش مدل فیزیکی سانتریفیوژ مطالعات ایشی و همکاران در سال ۲۰۱۷ (Ishii et al., 2017)، در نرم‌افزار اجزای محدود سه‌بعدی Midas GTS NX 2021 با مدل رفتاری Modified UBC Sand برای خاک روانگرا پیاده‌سازی شد. پس از اعتبارسنجی مدل عددی، پاسخ لرزه‌ای خاک و سازه بر اساس میزان تأثیر هر یک از عوامل مؤثر نظیر قطر ستون‌های خاک-سیمانی، نسبت مساحت جایگزینی و ابعاد شبکه‌ها بر نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای خاک (در اعماق مختلف ۲-، ۷- و ۱۲- متر) و تغییر مکان نسبی طبقات ساختمان قاب فلز ۱۰ طبقه از طریق مطالعه پارامتریک مورد بررسی قرار گرفته است.

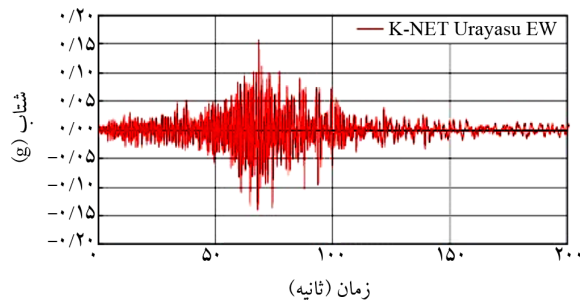
۲- تحلیل عددی و صحت‌سنجی

۲-۱- مشخصات مدل فیزیکی آزمایش سانتریفیوژ (Ishii et al., 2017)

ایشی و همکاران (Ishii et al., 2017) در سال ۲۰۱۷، برای



شکل (۲): تصویر مدل آزمایش سانتریفیوژ (Ishii et al., 2017).

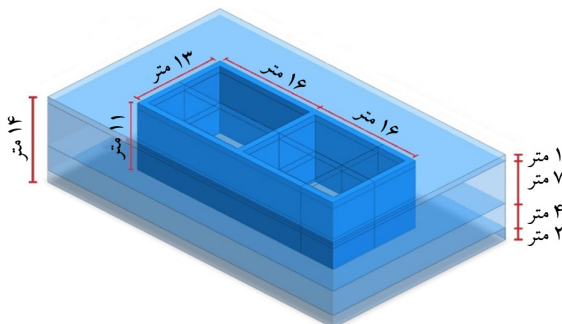


شکل (۳): شتاب‌نگاشت زلزله توهو کو ۲۰۱۱ (موج اورایاسو) (Ishii et al., 2017).

جدول (۱): پارامترها و مشخصات خاک و ستون‌های خاک-سیمانی الگوی شبکه‌ای مورد استفاده در مدل‌سازی عددی (Ishii et al., 2017).

پارامتر	نماد	واحد	لایه اول	لایه دوم	لایه سوم (شن و ماسه متراکم)	ستون خاک-سیمانی
عدد آزمایش نفوذ استاندارد	(N _{SPT})	-	۵	۱۰	-	-
وزن مخصوص	(γ)	کیلو نیوتن بر متر مکعب	۱۶	۱۷	۱۹/۶۱	۲۰
وزن مخصوص اشباع	(γ _{sat})	کیلو نیوتن بر متر مکعب	۱۷/۸۵	۱۸/۳۳	۱۹/۶۱	۲۰
مدول برشی	(G)	کیلو نیوتن بر متر مربع	۳۷۰۰	۴۴۶۰۰	۱۱۷۷۰۰	۹۳۰۰۰
چسبندگی	(c)	کیلو نیوتن بر متر مربع	۱	۱	۱۰	-
زاویه اصطکاک داخلی	(φ)	درجه	۳۲	۳۳	۳۸	-
ضریب پواسون	(ν)	-	۰/۳۳	۰/۳۳	۰/۳۳	۰/۲۶
ضریب نفوذپذیری	(k)	متر بر ثانیه	۱/۶۵×۱۰ ^{-۷}	۹×۱۰ ^{-۸}	۲×۱۰ ^{-۶}	۱×۱۰ ^{-۱۰}
تخلخل	(e)	درصد	۰/۷	۰/۶	۰/۸	۰/۶
مقاومت فشاری	(f _c)	نیوتن بر میلی متر مربع	-	-	-	۱/۵

لایه‌های خاکی مستعد روانگرایی از مدل رفتاری Modified UBC Sand و برای لایه خاک غیر روانگرا واقع در بخش تحتانی مدل عددی از مدل رفتاری Mohr-Coulomb و همچنین برای ستون‌های خاک-سیمانی اختلاط عمیق با الگوی شبکه‌ای، مطابق توصیه نگوین و همکاران (Nguyen et al., 2013) از مدل رفتاری Elastic استفاده شده است.



شکل (۴): تصویر مدل زمین بهسازی شده با شبکه‌های اختلاط عمیق در نرم‌افزار Midas GTS NX.

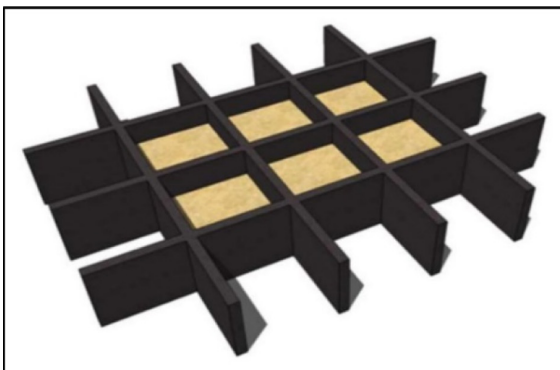
علاوه بر مدل فوق‌الذکر (بهسازی شده با شبکه‌های اختلاط عمیق) مدل بهسازی نشده (بدون شبکه اختلاط عمیق) با لایه‌بندی خاک مشابه نیز برای آزمایش سانتریفیوژ ساخته شده و مورد آزمایش قرار گرفته است. لازم به یادآوری است که مطالعه ایشی و همکاران در سال ۲۰۱۷، مبتنی بر نتایج آزمایش سانتریفیوژ سوکانی و همکاران در سال ۲۰۱۴ (Tsukuni et al., 2014) بوده که به منظور ارزیابی کارایی روش بهسازی اختلاط عمیق در جلوگیری از اثرات نامطلوب روانگرایی بر نشست ساختمان‌ها و ایجاد اضافه فشار آب حفره‌ای، در دانشگاه توکیو انجام شده است.

۲-۲-۲ مدل‌سازی عددی

در این مطالعه از نرم‌افزار Midas GTS NX برای مدل‌سازی عددی مسئله استفاده شده است (شکل ۴). برای مدل‌سازی

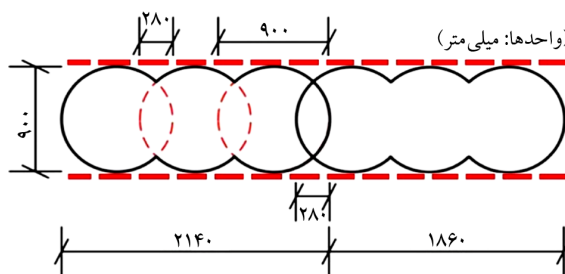


(الف)



(ب)

شکل (۵): (الف) تصویر زمین بهسازی شده با شبکه‌های اختلاط عمیق متشکل از ستون‌های همپوشانی شده و (ب) سلول واحد تکرار شونده در مدل‌سازی عددی (Nguyen et al., 2013).



شکل (۶): چیدمان رایج دیوار متشکل از ستون‌های خاک-سیمانی برای ساخت سیستم شبکه‌ای.

۲-۱-۲- مدل رفتاری Modified UBC Sand

مدل رفتاری Modified UBC Sand یک مدل پیشرفته مبتنی بر روش تنش مؤثر برای پیش‌بینی رفتار روانگرایی لایه ماسه‌ای اشباع تحت بارگذاری لرزه‌ای است. در این مدل رفتاری، آنالیز غیرخطی مدل‌های ترکیبی که از توانایی شبیه‌سازی پدیده روانگرایی در حالت دوبعدی برخوردار

برای مدل‌سازی و حصول نتایج دقیق‌تر، می‌بایست تا حد امکان شرایط ساخت مدل به واقعیت نزدیک شود. لذا، یکی از مهم‌ترین گام‌های طراحی در نظر گرفتن ساخت مرحله‌ای است. در پژوهش حاضر برای اجرای مرحله‌ای، ابتدا هندسه لایه‌های خاکی ترسیم و سپس مشخصات خاک بر اساس مندرجات در جدول (۱) تعریف شده است.

به همین ترتیب، هندسه و مشخصات ستون‌های اختلاط عمیق نیز بر اساس اطلاعات جدول (۱) مدل‌سازی شده و سپس مش‌بندی مدل عددی انجام گردیده است، با این تفاوت که برای هر بخشی از ارتفاع شبکه‌ی اختلاط عمیق که در هر تراز لایه خاکی قرار دارند، مشخصات مصالح همان لایه برای آن در نظر گرفته شده است. در واقع، این حالت بیان‌گر شرایطی است که شبکه‌های اختلاط عمیق در خاک، تاکنون احداث نشده است.

در ادامه، به منظور اعمال ساخت مرحله‌ای با استفاده از گزینه تغییر مشخصات^۴، مصالح ستون‌های شبکه اختلاط عمیق، از خاک به مصالح تعریف شده برای ستون خاک-سیمانی (جدول ۱) تبدیل شده است.

دیوارهای شبکه اختلاط عمیق در واقعیت از همپوشانی و تکرار ستون‌هایی با هندسه‌ی استوانه‌ای و مقطع دایره ایجاد می‌شوند (شکل ۵-الف)؛ اما در تحلیل‌های عددی با توجه به اینکه این دیوارها از همپوشانی ستون‌هایی با مقطع یکنواخت با سختی و مقاومت بیشتر نسبت به خاک محل تشکیل شده‌اند، به منظور سهولت در طراحی و افزایش دقت مش‌بندی، با مقطع معادل (خط چین قرمز رنگ در شکل ۶) که در نهایت یک سلول واحد را تشکیل می‌دهند (شکل ۵-ب)، مدل می‌شوند. در همین راستا، مجموعه ستون‌های خاک-سیمانی همپوشانی شده‌ی شبکه اختلاط عمیق (فضای بسته داخلی شکل ۴)، به مثابه سلول‌هایی با مقطع مستطیل موسوم به جعبه برشی^۵ که خاک مستعد روانگرایی واقع در زیر سازه را به صورت یکپارچه در برمی‌گیرند، طراحی و مدل‌سازی شده‌اند.

می‌باشند، به حالت تنش‌های سه‌بعدی تعمیم داده شده است. شبیه‌سازی پدیده روانگرایی در نرم‌افزار Midas GTS NX برای اجرای کامل مدل سه‌بعدی Modified UBC Sand با استفاده از روش ضمنی^۶ گسترش یافته است. به‌طور کلی در این مدل رفتاری، در ناحیه الاستیک، رفتار الاستیک غیرخطی را می‌توان شبیه‌سازی کرد و مدول الاستیک با توجه به فشار مؤثر اعمال شده تغییر می‌نماید. همچنین در ناحیه پلاستیک، رفتار مدل با سه نوع تابع تسلیم تعریف می‌شود که شامل: برشی (سخت‌شوندگی برشی)^۷، فشاری (سخت‌شوندگی کلاسیک)^۸ و قطع فشار^۹ (Midas, 2019).

در این مدل، رفتار ناحیه الاستیک خاک با استفاده از مدول الاستیک غیرخطی و مدول الاستیک وابسته به تنش مؤثر شبیه‌سازی می‌شود. مدول برشی با توجه به فشار مؤثر (P') و بر اساس رابطه زیر به‌روز می‌شود. تنش کششی مجاز (P_t)، با استفاده از چسبندگی و زاویه اصطکاک به‌طور خودکار محاسبه می‌شود.

$$G^e = K_G^e P_{ref} \left(\frac{P' + P_l}{P_{ref}} \right)^{ne} \quad (1)$$

در رابطه فوق K_G^e عدد مدول برشی الاستیک وابسته به چگالی نسبی، P_{ref} فشار اتمسفر یا فشار مرجع و ne توان مدول برشی

الاستیک می‌باشد.

همچنین در این مدل برای نمایش رفتار پلاستیک خاک از تابع تسلیم مدل Mohr-Coulomb استفاده می‌شود.

$$\tau = \sigma \tan(\phi) + c \quad (2)$$

در رابطه فوق τ مقاومت برشی؛ σ تنش نرمال؛ c تقاطع پوش شکست با محور مقاومت برشی (چسبندگی)؛ $\tan(\phi)$ شیب پوش شکست و ϕ زاویه اصطکاک داخلی می‌باشد.

پارامترهای مدل رفتاری Modified UBC Sand

معادلات حاکم و مقادیر پیش‌فرض در مدل رفتاری Modified UBC Sand به همراه خلاصه‌ای از پارامترهای مورد استفاده در آن، در جدول (۲) آمده است.

تخمین نتایج روانگرایی در مدل رفتاری Modified UBC Sand

این مدل رفتاری دو خروجی مهم دارد که به‌واسطه آن‌ها می‌توان پتانسیل و امکان روانگرایی خاک را تخمین زد که شامل:
 ۱- نسبت فشار آب حفره‌ای^{۱۱}: عبارت است از نسبت تغییر اضافه فشار آب حفره‌ای به فشار مؤثر اولیه که از رابطه (۳) محاسبه می‌شود.

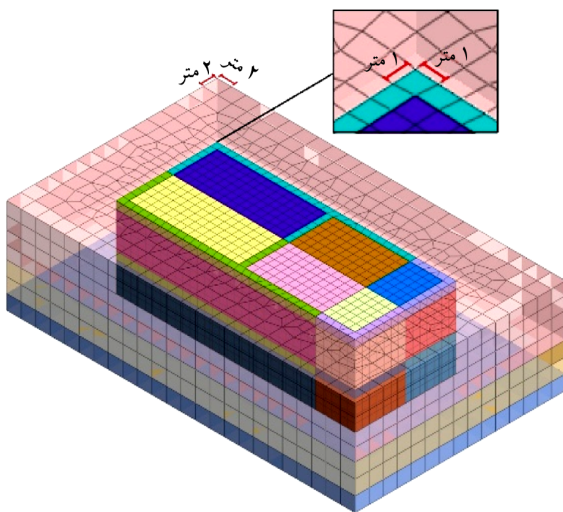
جدول (۲): پارامترهای مصالح مورد استفاده در مدل رفتاری Modified UBC Sand برای مدل‌سازی رفتار دینامیکی زهکشی نشده خاک‌های روانگرا (Midas, 2019).

پارامتر	شرح	روابط
K_G^e	عدد مدول برشی الاستیک	$K_G^e = 21.7 \times 20 \times (N_1)_{60}^{0.333}$
K_G^p	عدد مدول برش پلاستیک	$K_G^p = K_G^e (N_1)_{60}^2 \times 0.003 + 100$
$(N_1)_{60}$	عدد آزمایش نفوذ استاندارد ^{۱۱} اصلاح شده	--
ne	توان مدول برشی الاستیک	$ne = 0.5$
np	توان مدول برشی پلاستیک	$np = 0.4$
R_f	نسبت گسیختگی	$R_f = 1.1 \times (N_1)_{60}^{-0.15}$
ϕ_{cv}	زاویه اصطکاک حجم ثابت	$30^\circ < \phi_{cv} < 34^\circ$
ϕ_p	زاویه اصطکاک حداکثر	$\phi_p = \phi_{cv} + \frac{(N_1)_{60}}{10}$ if $((N_1)_{60} < 15)$ $\phi_p = \phi_{cv} + \frac{(N_1)_{60}}{10} + \max\left(0, \frac{(N_1)_{60} - 15}{5}\right)$ if $((N_1)_{60} \geq 15)$

گذردهی موج^{۱۶} نامیده می‌شود.

$$\Delta x \leq \frac{\lambda}{10} \text{ to } \frac{\lambda}{8} = \frac{C_s}{10f} \quad (5)$$

در رابطه (۵)، Δx حداکثر طول مش، λ حداقل طول موج زلزله، C_s سرعت موج برشی و f فرکانس حداکثر زلزله است. فرکانس حداکثر زلزله را می‌توان با استفاده از تبدیل فوریه^{۱۷} از نرم‌افزار SeismoSignal استخراج نمود. بر همین اساس با توجه به تغییرات قابل ملاحظه تنش و تغییر مکان در ستون‌های شبکه اختلاط عمیق و خاک محصور بین آنها (فضای داخلی) نسبت به سایر محدوده‌های مدل (فضای بیرونی)، ابعاد مش‌بندی در قسمت یاد شده کوچک‌تر و برابر ۱ متر اعمال شد. با افزایش فاصله از فضای بهسازی به سمت مرزهای مدل، ابعاد المان‌ها افزایش یافته، به طوری که فضای پیرامونی شبکه‌های اختلاط عمیق با المان‌هایی با اندازه ۲ متر مش‌بندی شده است (شکل ۷).



شکل (۷): مش‌بندی مدل عددی ساخته‌شده در نرم‌افزار Midas GTS NX.

همچنین برای شبکه‌بندی از المان‌های سه‌بعدی هیبرید^{۱۸} یا ترکیبی استفاده شده است. المان هیبرید ۱۳ گره‌ای بوده و از ترکیب یک هرم و چهار وجهی که بر روی یک شش‌وجهی قرار گرفته‌اند، تشکیل شده است. مزیت این المان‌ها علاوه بر دقت بالا در محاسبه تنش‌ها و تغییر شکل‌ها، تحلیل پایدارتر به‌واسطه المان‌های چهار وجهی آن می‌باشد (Midas, 2019).

$$PPR = -\frac{\Delta p_w}{P'_{init}} = \frac{P'_{init} - P'_{current}}{P'_{init}} \quad (3)$$

در رابطه فوق، Δp_w تغییرات اضافه فشار آب حفره‌ای، P'_{init} فشار مؤثر اولیه و $P'_{current}$ فشار مؤثر موجود می‌باشند.

۲- نسبت حداکثر تنش نرمال شده^{۱۲}: که نسبت زاویه اصطکاک بسیج شده^{۱۳} به زاویه اصطکاک حداکثر^{۱۴} می‌باشد. هنگامی که نسبت تنش حداکثر حاصل می‌شود، زاویه اصطکاک بسیج شده نزدیک به زاویه اصطکاک حداکثر بوده و روانگرایی آغاز می‌شود.

$$R = \max \left(\frac{\sin \phi'_m}{\sin \phi'_p} \right) \quad (4)$$

در رابطه فوق R نسبت حداکثر تنش نرمال شده، ϕ'_m زاویه اصطکاک بسیج شده و ϕ'_p زاویه اصطکاک حداکثر می‌باشد.

۲-۲-۲- مش‌بندی^{۱۵}

از مهم‌ترین مراحل حل مسئله در نرم‌افزارهای تحلیل عددی از جمله نرم‌افزارهای مبتنی بر اجزای محدود، تقسیم کل مدل به بخش‌های کوچکی به نام المان می‌باشد که به این عمل مش‌بندی یا شبکه‌بندی اطلاق می‌شود. به منظور حل معادلات دیفرانسیل حاکم بر مسئله، نرم‌افزار مسئله را در هر المان حل و در نهایت پاسخ‌ها را به کل مدل تعمیم می‌دهد.

در تحلیل دینامیکی، اندازه المان‌ها باید به گونه‌ای تعیین شوند که موج بتواند در بین المان‌های مدل حرکت نموده و از یک مش به مش مجاور منتقل شود تا ضمن حل دقیق مسئله، معیار کولمبیر و لایسمر (رابطه ۵) را نیز ارضا کند (Kuhlemeyer & Lysmer, 1973). اگر ابعاد مش به قدری بزرگ باشد که موج نتواند در یک گام زمانی طول مش را طی کند، فرکانس زلزله از بین رفته و نتایج تحلیل دچار خطا خواهند شد؛ بنابراین، در تحلیل دینامیکی ابعاد مش را نمی‌توان خیلی بزرگ در نظر گرفت. مستقل از نوع نرم‌افزار مورد استفاده در انجام تحلیل دینامیکی، برای اطمینان از عبور موج زلزله از مش‌ها، می‌بایست ابعاد مش را از مقدار به‌دست آمده در رابطه زیر کوچک‌تر در نظر گرفت که به این معیار در اصطلاح

۳-۲-۲- میرایی رایلی^{۱۹}

میرایی رایلی مرسوم‌ترین نوع میرایی مکانیکی است. در مدل‌سازی‌های دینامیکی در فضای زمان، معمولاً جهت فراهم نمودن میرایی که تقریباً مستقل از فرکانس است، از میرایی رایلی استفاده می‌شود؛ بنابراین در این پژوهش از میرایی رایلی با ضریب میرایی برابر ۵ درصد استفاده شده است. این نوع میرایی معمولاً برای میرا کردن مدهای نوسانی طبیعی سیستم در تحلیل سازه‌ها و محیط‌های پیوسته الاستیک به کار برده می‌شود. بنابراین، معادلات به فرم ماتریسی و به صورت رابطه زیر بیان می‌شوند:

$$C = \alpha M + \beta K \quad (6)$$

که در آن C ماتریس میرایی، M ماتریس جرم و K ماتریس سختی است. α و β نیز ضرایب ثابت میرایی متناسب با جرم و سختی می‌باشند. برای یک سیستم با چند درجه‌ی آزادی در هر مود نوسانی با هر سرعت فرکانس زاویه‌ای ω_i و ω_j ، نسبت میرایی ξ را می‌توان به صورت زیر محاسبه نمود:

$$\left\{ \begin{matrix} \alpha \\ \beta \end{matrix} \right\} = \frac{2\xi}{\omega_i + \omega_j} \left\{ \begin{matrix} \omega_i \omega_j \\ 1 \end{matrix} \right\} \quad (7)$$

$$\xi = \frac{1}{2} \left(\frac{\alpha}{\omega} + \beta \omega \right) \quad (8)$$

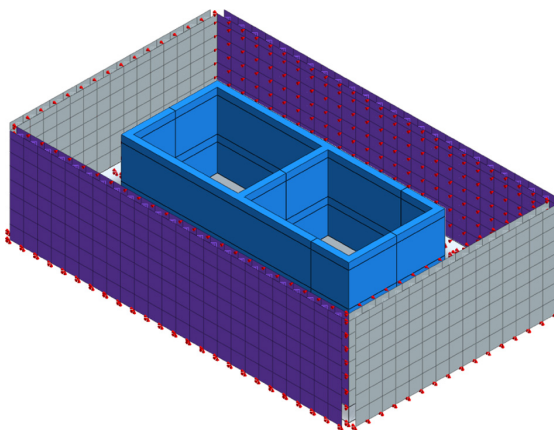
در نرم‌افزار Midas GTS NX امکان انجام تحلیل مقادیر ویژه^{۲۰} فراهم شده است. از طریق انجام آنالیز مودال، درصد جرم مؤثر و دوره تناوب مدهای نوسانی با بیشترین درصد مشارکت در ماتریس جرم شناسایی شده سپس با اعمال اعداد دوره تناوب مدهای مذکور و نسبت میرایی (۵ درصد)، ضرایب جرم (α) و سختی (β) میرایی رایلی محاسبه و در تحلیل‌ها استفاده شده است.

۳-۲-۴- شرایط مرزی

در تحلیل‌های استاتیکی شرایط مرزی با استفاده از اعمال مرزهای ثابت در مدل ایجاد می‌شود؛ بنابراین حرکت مرزهای بیرونی مدل در راستای محورهای X ، Y و Z با استفاده از

تکیه‌گاه‌های گیردار در کف (به عنوان بستر صلب) و در راستای محورهای X و Y با استفاده از تکیه‌گاه‌های غلتکی در کناره‌ها (به منظور بررسی وضعیت نشست) محدود و مرز بالایی مدل نیز به عنوان سطح آزاد، مشابه شرایط واقعی زمین در نظر گرفته شده است. سپس به منظور ایجاد تعادل در مدل، پیش از اعمال بارگذاری لرزه‌ای، تعادل اولیه با تنظیم شرایط مرزی و شرایط اولیه برقرار و جابه‌جایی‌های افقی و قائم اولیه برای انجام تحلیل‌های دینامیکی صفر شده است.

همچنین در تحلیل‌های دینامیکی، مرزها باید غیر مقید، دورتر و با فاصله بیشتری از سازه نسبت به آنالیز استاتیکی انتخاب شوند. در غیر این صورت، موج‌های تنش منعکس شده و نتایج محاسبات دچار خطا خواهند شد. با این وجود، قرارگیری مرزها در فواصل دورتر موجب تولید المان‌های اضافی و در نتیجه صرف زمان محاسباتی بیشتر می‌شود؛ بنابراین باید مرزهای تعریف شده در فواصل بهینه باشند به گونه‌ای که علاوه بر جلوگیری از بازتاب امواج به داخل مدل، از تشکیل المان‌های اضافی و صرف زمان زیاد آنالیزها به خصوص در انجام مطالعات پارامتریک خودداری شود. همچنین به منظور اطمینان از جذب امواج انعکاسی در مدل از مرزهای جاذب میدان آزاد^{۲۱} در مرزهای پیرامونی نیز استفاده شده است (شکل ۸). استفاده از این مرزهای جاذب، از انعکاس امواج دینامیکی اضافی به خاک ممانعت به عمل می‌آورد.



شکل (۸): تصویر شرایط مرزی استاتیکی و مرزهای میدان آزاد در نرم‌افزار Midas GTS NX.

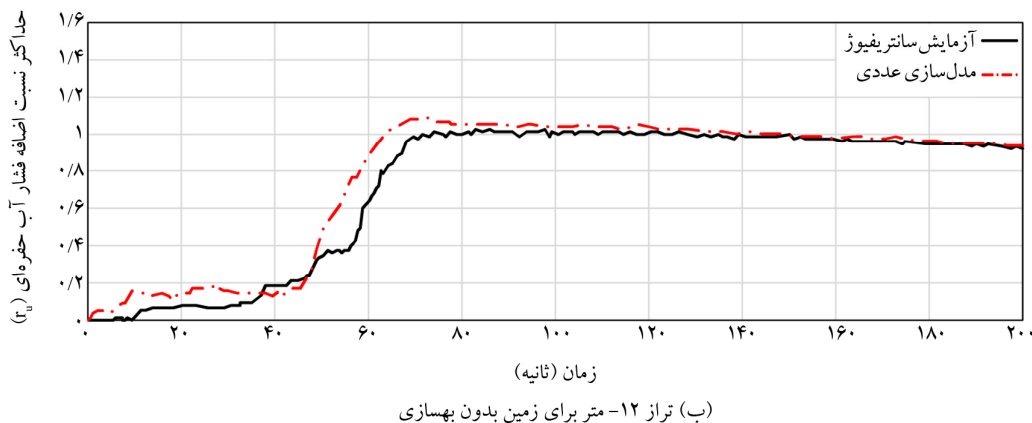
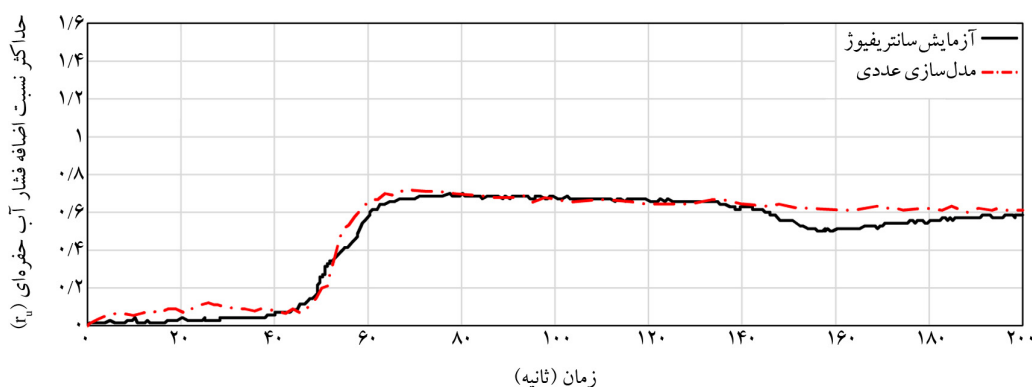
مقایسه قرار گرفته تا توانایی مدل‌سازی عددی و مدل رفتاری در پیش‌بینی روانگرایی خاک بررسی گردد. مطابق نتایج آزمایش سانتریفیوژ، نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای $(r_u = \Delta u / \sigma'_0)$ در ترازهای ۲- متر و ۱۲- متر در نقاط اندازه‌گیری واقع بر خط-A (شکل ۲) حاصل از خروجی مدل عددی، استخراج و ترسیم شده است. علت انتخاب خط-A، تأثیرگذاری بارگذاری ساختمان‌ها بر حداکثر نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای در زیر ساختمان بوده است (Ishii et al., 2017).

همان‌طور که از شکل‌های (۹) و (۱۰) قابل مشاهده است، نتایج مدل‌سازی عددی از همبستگی نسبتاً مناسبی با نتایج آزمایش سانتریفیوژ برخوردار می‌باشد. علی‌رغم این، تفاوت‌هایی نیز میان آنها وجود دارد که می‌تواند به دلیل در نظر گرفتن یک مقدار ثابت برای ضریب نفوذپذیری خاک در مدل‌سازی عددی باشد؛

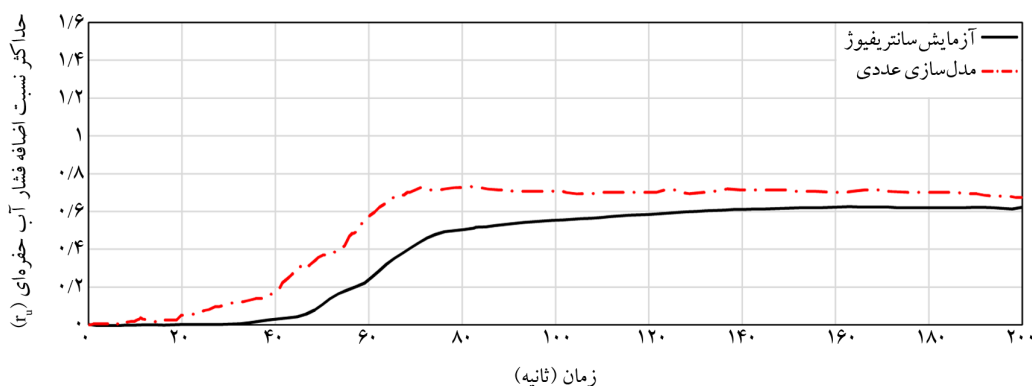
در واقع، مرزهای میدان آزاد در اطراف مدل باعث می‌شوند که امواج حاصل از زلزله بدون بازتاب تابی‌نهایت در خاک انتشار یابند. با توجه به اینکه در تحلیل‌های دینامیکی توصیه خاصی برای در نظر گرفتن فاصله مرزها از سازه بیان نشده است، به منظور جلوگیری از تأثیر سازه و شبکه ستون‌های اختلاط عمیق بر مرزهای پیرامونی مدل، فواصل به صورت بهینه و با استفاده از آزمون و خطا (با بررسی وضعیت تنش‌ها و تغییر مکان‌ها) انتخاب شده است تا علاوه بر بهبود بخشیدن زمان پردازش، از بروز خطا در مدل عددی ممانعت به عمل آید.

۳-۲- اعتبارسنجی مدل عددی

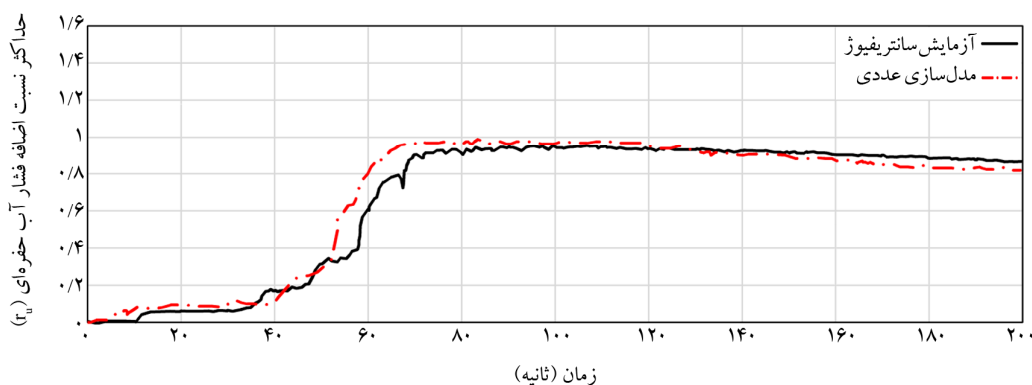
همان‌طور که پیش‌تر بیان شد به منظور صحت‌سنجی، مدل عددی آزمایش سانتریفیوژ بر اساس پارامترهای مندرج در جدول (۱) و با مقیاس واقعی انجام شده و نتایج حاصل مورد



شکل (۹): مقایسه نتایج تاریخیچه زمانی نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای در آزمایش سانتریفیوژ و تحلیل عددی.



الف) تراز ۲- متر برای زمین بهسازی شده با دو شبکه اختلاط عمیق به ابعاد ۱۳×۱۶ متر



ب) تراز ۱۲- متر برای زمین بهسازی شده با دو شبکه اختلاط عمیق به ابعاد ۱۳×۱۶ متر

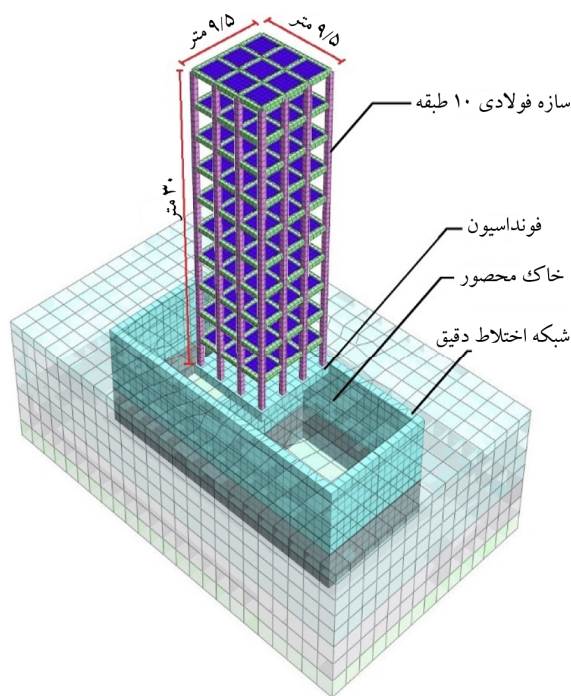
شکل (۱۰): مقایسه نتایج تاریخیچه زمانی نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای در آزمایش سانتریفیوژ و تحلیل عددی.

یادآوری است که نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای (r_u) به افزایش ناگهانی فشار آب حفره‌ای بین ذرات خاک به دلیل شرایط بارگذاری سریع (بارگذاری زهکشی نشده) و متعاقب آن کاهش تنش مؤثر عمودی اشاره دارد که مقدار آن بین صفر تا یک متغیر است و برای مقادیر بیشتر از ۰/۹، وقوع روانگرایی قابل انتظار است (Rabeti Moghadam et al., 2017; Hazirbaba & Omarow, 2019). همچنین منظور از تغییر مکان نسبی طبقات سازه عبارت است از میزان جابه‌جایی یک نقطه بر روی سازه در اثر اعمال نیروی جانبی، نسبت به محل اصلی آن در حالت پایدار بوده که این معیار می‌تواند شاخص مؤثری برای بررسی آسیب‌های وارد به سازه پس از حادثه باشد (Li et al., 2013). تغییر مکان نسبی زمانی مهم است که سازه در معرض بارهای جانبی مانند بارهای زلزله و باد قرار گیرد. این پارامتر علاوه بر شرایط ساختگاه، به ارتفاع

اما در واقعیت ضریب نفوذپذیری خاک با افزایش مقدار نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای و رسیدن به شرایط روانگرایی، با تغییر آرایش دانه‌های خاک و غوطه‌وری آن‌ها افزایش می‌یابد. لذا سرعت زهکشی و زایل شدن اضافه فشار آب حفره‌ای در مدل‌سازی عددی می‌تواند بیشتر از مدل آزمایشگاهی باشد (Rahmani et al., 2012).

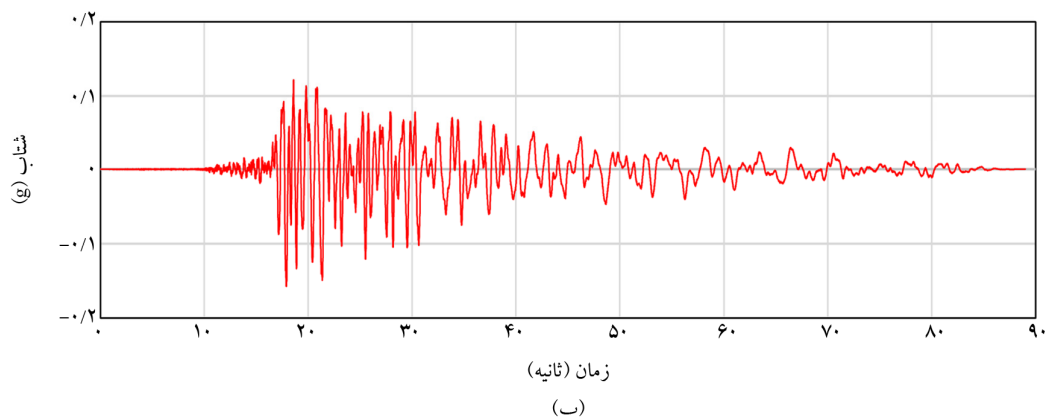
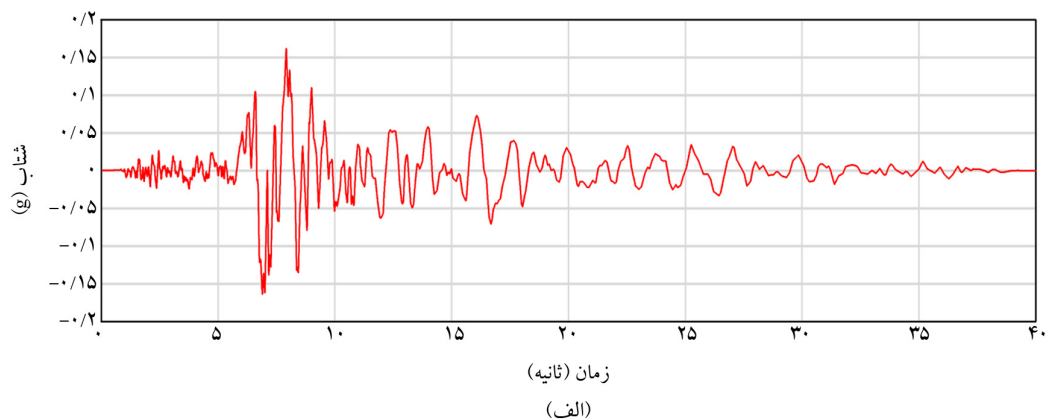
۳- مطالعه پارامتریک و بررسی نتایج

در این مطالعه به منظور ارزیابی مهم‌ترین عوامل تأثیرگذار در طراحی شبکه‌های اختلاط عمیق در مقابله با روانگرایی و کاهش پاسخ لرزه‌ای سازه‌ها و در نهایت دستیابی به بهینه‌ترین مقادیر، مطالعه پارامتریک بر روی ابعاد هندسی شبکه انجام شده و سپس به بررسی نتایج اضافه فشار آب حفره‌ای و تغییر مکان نسبی طبقات ساختمان پرداخته شده است. لازم به

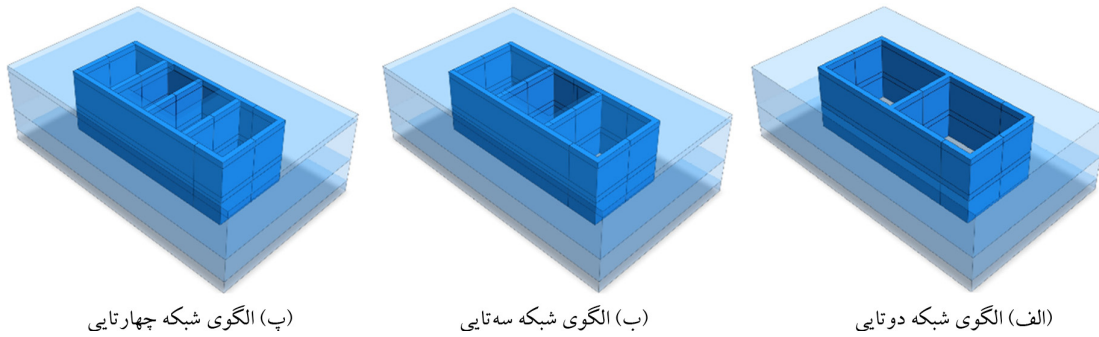


شکل (۱۱): مدل عددی زمین بهسازی شده با شبکه‌های اختلاط عمیق و سازه واقع بر آن در نرم‌افزار Midas GTS NX.

سازه و میزان لاغری آن نیز بستگی دارد. بدین ترتیب پس از اعتبارسنجی مدل عددی، سربار ناشی از سازه که در مدل اولیه شامل ساختمان دو طبقه بود (شکل ۲)، حذف و با ساختمان قاب فولادی ۱۰ طبقه (معادل با بار طبقات ۷ کیلونیوتن بر مترمربع) جایگزین شده است (شکل ۱۱). همچنین از دو موج زلزله‌ی کالیفرنای شمالی-۰۳ (۱۹۵۴) با بزرگای ۶/۵ (شکل ۱۲-الف) و زلزله کوبه ژاپن (۱۹۹۵) با بزرگای ۶/۹ (شکل ۱۲-ب)، در تحلیل‌های پارامتریک استفاده شده است. لازم به ذکر است، هر دو موج زلزله مذکور دارای حداکثر شتاب زمین (PGA) نزدیک به موج مورد استفاده در آزمایش سانتریفیوژ می‌باشند. برای مدل‌سازی سازه فولادی ۱۰ طبقه به ارتفاع ۳۰ متر با ابعاد پلان ۹/۵ در ۹/۵ متر در نرم‌افزار Midas GTS NX، از المان یک‌بعدی Beam، المان دوبعدی Shell و المان سه‌بعدی Solid به ترتیب جهت طراحی تیرها و ستون‌ها، سقف‌ها و فونداسیون استفاده شده است.



شکل (۱۲): تاریخچه زمانی شتاب زلزله‌های (الف) کالیفرنای شمالی-۰۳، ۱۹۵۴ و (ب) کوبه ژاپن، ۱۹۹۵ (ngawest2.berkeley.edu).



شکل (۱۳): شبکه‌های اختلاط عمیق در الگوی شبکه‌های متفاوت.

$$k_n = \frac{E_{\text{oed},i}}{tv} \quad (9)$$

$$k_t = \frac{G_i}{tv} \quad (10)$$

$$C_i = R \times C_{\text{soil}} \quad (11)$$

$$G_i = R \times G_{\text{soil}} \quad (12)$$

در روابط فوق k_n و k_t به ترتیب سختی عمودی (نرمال) و برشی، G مدول برشی، C چسبندگی، tv ضخامت مجازی (دارای مقداری بین ۰/۰۱ تا ۰/۱) و R ضریب کاهش مقاومت (دارای مقداری بین ۰ تا ۱) می‌باشند (Midas, 2019).

در ادامه، برای انجام مطالعات پارامتریک، در هر تحلیل با تغییر یک پارامتر و ثابت نگه‌داشتن سایر پارامترها، تأثیر آن پارامتر در کنترل روانگرایی (با مقایسه نتایج نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای در اعماق ۲، ۷ و ۱۲ متر) و پاسخ لرزه‌ای سازه (با مقایسه نتایج تغییر مکان نسبی طبقات ساختمان) مورد بررسی قرار گرفته است. پارامترهای متغیر در پژوهش حاضر در جدول (۴) ارائه شده است.

همچنین عمق مدفون فونداسیون یک متر در نظر گرفته شده که بر روی الگوهای متفاوت شبکه اختلاط عمیق (شکل ۱۳) واقع شده است. مشخصات مقاطع فولادی مورد استفاده در مدل‌سازی سازه به همراه مشخصات سقف‌ها و فونداسیون بر مبنای آیین‌نامه‌های ایران نظیر استاندارد ۲۸۰۰ و مبحث دهم مقررات ملی ساختمان و به کمک برنامه Etabs طراحی شده است. در جدول (۳) مشخصات اجزای سازه مورد نظر آورده شده است.

همچنین برای در نظر گرفتن اندرکنش بین خاک و سازه از المان رابط^{۲۲} استفاده شده است. این المان برای شبیه‌سازی رفتار رابط بین زمین و اعضای سازه با اختلاف سختی نسبی زیاد استفاده می‌شود. این المان با یک ضخامت مجازی^{۲۳} نزدیک به صفر، در یک وجه به المان سازه (فونداسیون) و در وجه دیگر به خاک متصل است.

نوع المان رابط مورد استفاده در مدل‌سازی عددی حاضر، از نوع اصطکاکی مور-کولمب بوده که با استفاده از روابط (۹) تا (۱۲) تعریف می‌شود:

جدول (۳): پارامترها و مشخصات مصالح مورد استفاده در مدل‌سازی سازه.

ویژگی	نماد	واحد	تیر	ستون	سقف	فونداسیون
نوع مصالح	-	-	فولاد	فولاد	بتن	بتن
ابعاد	(D)	متر	Box (۰/۴×۰/۴)	Box (۰/۵×۰/۵)	۹/۵×۹/۵	۱۰×۱۰
ضخامت	(t)	سانتی‌متر	۱/۵	۲/۵	۲۵	۱۰۰
مدول الاستیسیته	(E)	کیلو نیوتن بر مترمربع	۲×۱۰ ^۸	۲×۱۰ ^۸	۲/۸×۱۰ ^۷	۲/۸×۱۰ ^۷
ضریب پواسون	(ν)	-	۰/۳	۰/۳	۰/۱۸	۰/۱۸
وزن مخصوص	(γ)	کیلو نیوتن بر مترمکعب	۷۸	۷۸	۲۳	۲۳

جدول (۴): خلاصه پارامترهای ثابت و متغیر در مطالعه پارامتریک.

ردیف	شرح مطالعه پارامتریک	ابعاد شبکه (فاصله مرکز به مرکز دیوارها) عرض (متر) × طول (متر)	ضخامت دیوار (متر)	نسبت مساحت بهسازی (درصد)	تعداد شبکه‌ها
۱	تأثیر قطر ستون‌های اختلاط عمیق	۱۶ × ۱۳	۰/۷°	۱۶	۲
			۰/۹°	۲۰/۱	
۲	تأثیر نسبت مساحت جایگزینی روش اختلاط عمیق خاک با الگوی شبکه‌ای	۱۶ × ۱۳	۰/۷	۱۶°	۲
			۰/۹	۲۰/۱°	
۳	تأثیر ابعاد شبکه‌های اختلاط عمیق خاک	۱۶ × ۱۳°	۰/۹	۲۰/۱	۲
		۱۰/۷ × ۱۳°			
۴		۸ × ۱۳°		۲۴/۹	

پارامترهای متغیر در هر تحلیل با علامت * مشخص شده است.

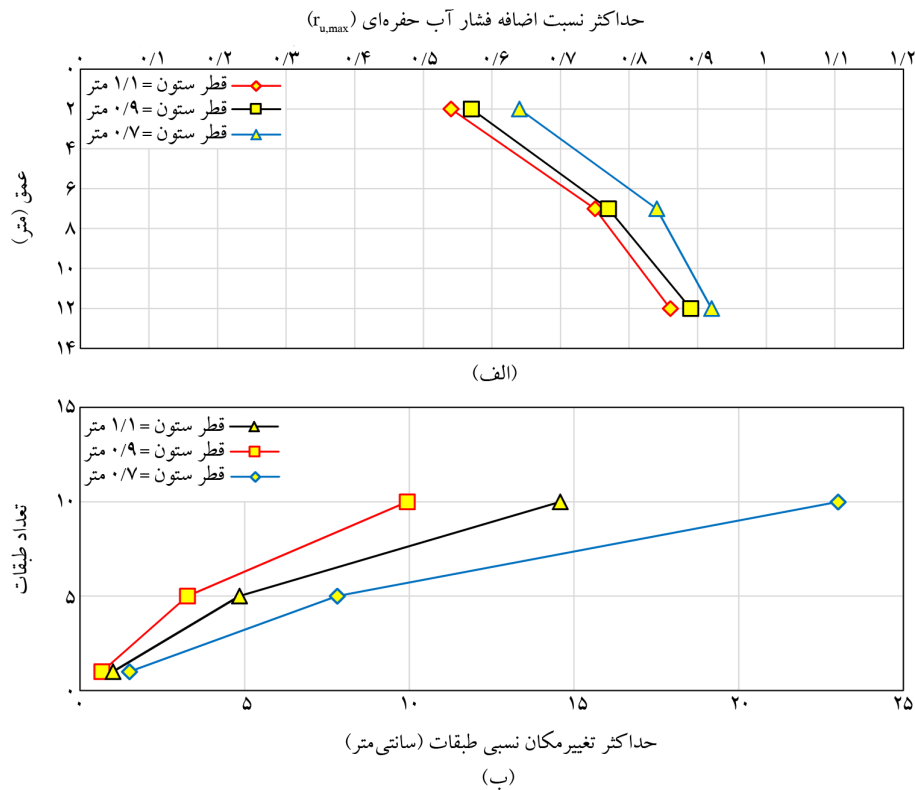
۳-۱- تأثیر قطر ستون‌های اختلاط عمیق

یکی از مهم‌ترین پارامترها در بهبود عملکرد دیوارهای شبکه اختلاط عمیق به‌منظور بهسازی خاک‌های روانگرا، انتخاب قطر مناسب برای ستون‌های همپوشانی شده خاک-سیمانی می‌باشد. در این بخش، مدل‌سازی مسئله با ثابت نگه داشتن فاصله مرکز به مرکز دیوارها با ابعاد شبکه (۱۶×۱۳ متر) و تغییر قطر ستون‌های اختلاط عمیق با مقادیر ۰/۷، ۰/۹ و ۱/۱ متر مطابق جدول (۴) در نظر گرفته شده است. همان‌طور که از شکل‌های (۱۴-الف) و (۱۵-الف)، قابل مشاهده است، با کاهش قطر ستون‌های خاک-سیمانی، نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای تولید شده در سرتاسر عمق خاک روانگرا افزایش یافته است.

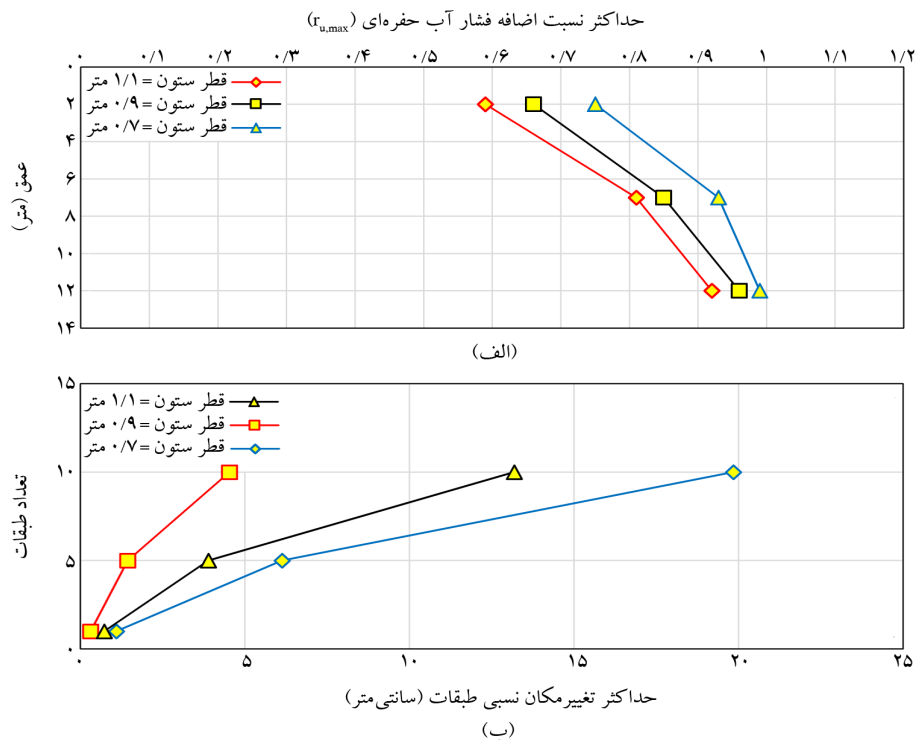
این موضوع ناشی از کاهش سختی ستون‌ها به دلیل کاهش قطر آن‌ها بوده که متعاقباً کاهش جذب تنش برشی ناشی از زلزله توسط شبکه و افزایش تنش برشی وارده به خاک محصور را در پی دارد. کاهش مقادیر نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای در عمق ۲ متری نسبت به سایر اعماق (۷ و ۱۲ متری)، به دلیل تأثیر دیوارهای شبکه اختلاط عمیق روی خاک محصور است. همچنین این موضوع می‌تواند به دلیل تأثیر نیروی وزن وارده ناشی از سربار (ساختمان ۱۰ طبقه) به زمین و افزایش تنش در خاک نیز باشد.

بایستی توجه نمود که در این عمق با توجه به تراز آب

زیرزمینی (۱-متر)، یک متر فوقانی خاک غیر اشباع است. از طرفی، در عمق ۱۲ متری با رسیدن به بخش تحتانی ستون‌های اختلاط عمیق، نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای افزایش بیشتری یافته است. بیشترین مقدار تغییر مکان نسبی طبقات برای مدل با قطر ستون‌های خاک-سیمانی برابر ۰/۷ متر و کمترین مقدار برای مدل با قطر ستون‌های ۰/۹ متر حاصل شده است. افزایش مقادیر تغییر مکان نسبی طبقات ساختمان واقع بر زمین بهسازی شده با شبکه متشکل از ستون‌های به قطر ۰/۷ متر ناشی از کرنش برشی زیاد خاک می‌باشد که افزایش اضافه فشار آب حفره‌ای و نشست را به دنبال دارد. در مقابل، برای ستون‌ها به قطر ۱/۱ متر، علیرغم انتظار نتایج با حداقل تغییر مکان نسبی بین طبقات (شکل‌های ۱۴-ب و ۱۵-ب)، مشاهده می‌شود که مقادیر جابه‌جایی متفاوتی برای آن حاصل شده است. شاید علت این موضوع ناشی از افزایش سختی سیستم در اثر افزایش قطر ستون‌ها باشد که با ایجاد کاهش کرنش در خاک، کاهش میرایی را به همراه داشته و نیروی زلزله را با حداقل کاهش به سازه وارد نموده است. مشابه این نتیجه در مطالعه کائو و همکاران (Cao et al., 2023) مشهود است؛ بنابراین، می‌توان نتیجه گرفت که دیوار شبکه‌ای متشکل از ستون‌های اختلاط عمیق به قطر ۰/۹ متر بهینه‌ترین حالت و شرایط نسبتاً مطلوبی را فراهم نموده است.



شکل (۱۴): (الف) حداکثر نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای (در اعماق ۲-، ۷- و ۱۲- متر) و (ب) حداکثر تغییر مکان نسبی طبقات ساختمان ۱۰ طبقه- زمین بهسازی شده با ستون‌های اختلاط عمیق به قطرهای ۰/۷، ۰/۹ و ۱/۱ متر تحت اثر موج زلزله کالیفرنای شمالی-۳ (۱۹۵۴).



شکل (۱۵): (الف) حداکثر نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای (در اعماق ۲-، ۷- و ۱۲- متر) و (ب) حداکثر تغییر مکان نسبی طبقات ساختمان ۱۰ طبقه- زمین بهسازی شده با ستون‌های اختلاط عمیق به قطرهای ۰/۷، ۰/۹ و ۱/۱ متر تحت اثر موج زلزله کوبه (۱۹۹۵).

$$A_r = \frac{A_{s, \text{ Deep Mixing}}}{A_{s, \text{ Soil}}} \quad (13)$$

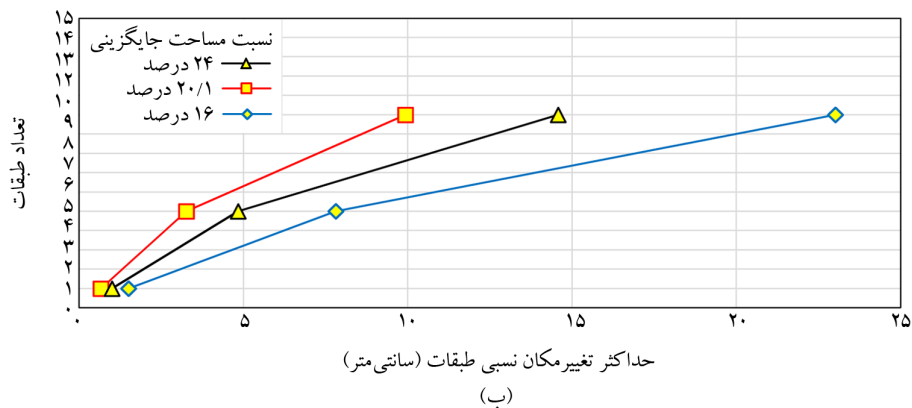
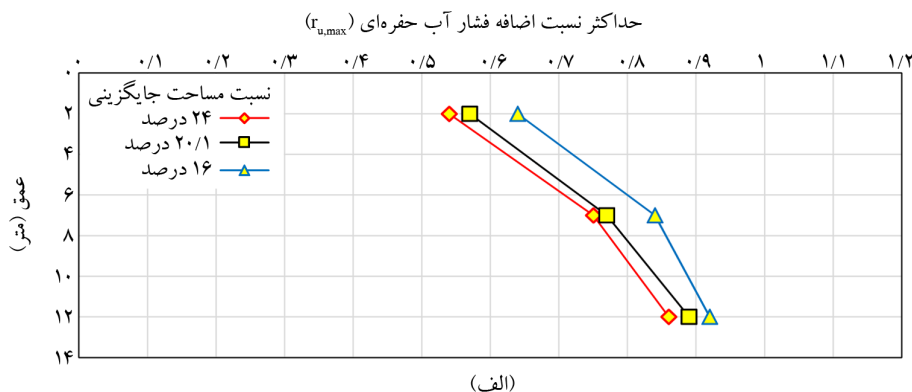
با توجه به نتایج به دست آمده می‌توان بیان نمود که با افزایش نسبت مساحت جایگزینی، نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای کاهش می‌یابد (شکل‌های ۱۶- الف و ۱۷- الف)؛ بنابراین، مساحت و حجم المان‌های سخت‌کننده خاک (شبکه ستون‌های اختلاط عمیق) در زمین افزایش یافته و به دلیل سختی بیشتر آن‌ها نسبت به خاک اطراف، تنش برشی بیشتری را به خود جذب کرده و از انتقال آن به خاک محصور داخل شبکه ممانعت به عمل می‌آورند. از طرفی، با افزایش نسبت مساحت جایگزینی، سختی سیستم افزایش یافته و به تبع آن میرایی کاهش می‌یابد (شکل‌های ۱۶- ب و ۱۷- ب) که منجر به انتقال درصد بیشتری از انرژی امواج زلزله به رو سازه و سبب تغییر مکان نسبی بیشتر طبقات ساختمان می‌گردد؛ بنابراین، با مقایسه نمودارها می‌توان مشاهده نمود که بهسازی خاک با شبکه‌های اختلاط عمیق با نسبت مساحت

۳-۲- تأثیر نسبت مساحت جایگزینی (A_r) در الگوی

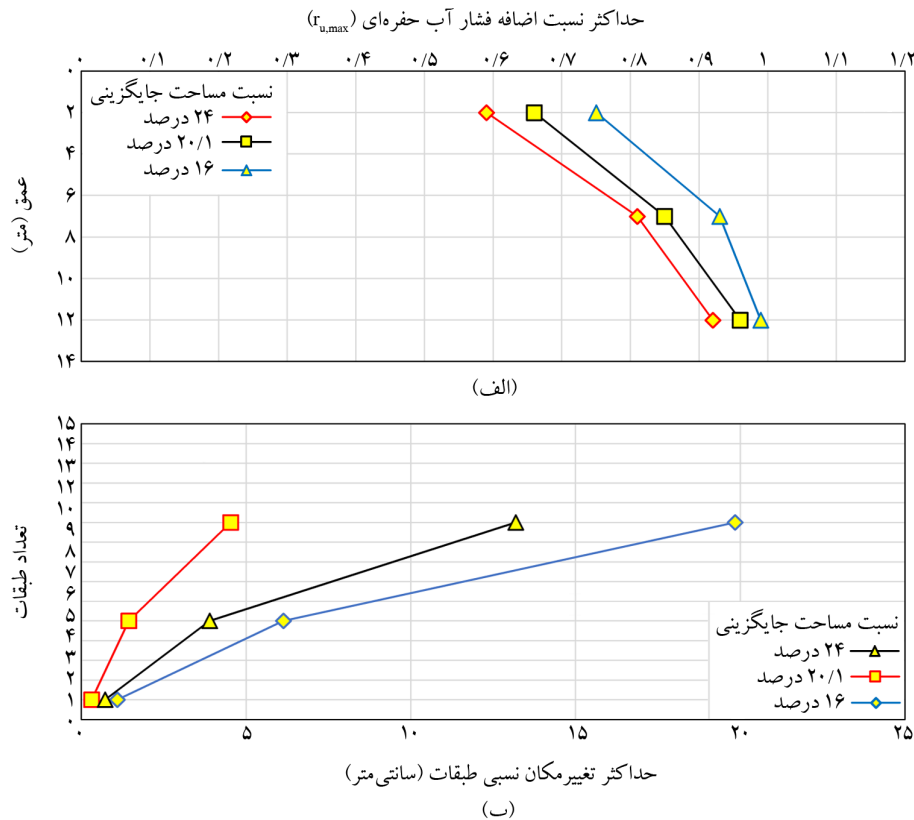
شبکه‌ای

پارامتری بعد نسبت مساحت جایگزینی (A_r)، حاصل تقسیم سطح مقطع کل ستون‌ها (مساحت ناحیه بهسازی شده $A_{s, \text{ Deep Mixing}}$) به سطح زمین اشغال شده توسط ستون‌ها (کل مساحت ناحیه تحت بهسازی $A_{s, \text{ Soil}}$) مطابق رابطه (۱۳) تعریف می‌شود (Porbaha, 2000).

برای در نظر گیری این اثر، با ثابت نگه داشتن فاصله مرکز به مرکز ستون‌های شبکه، قطر آنها افزایش داده شده است. در این شرایط، با افزایش قطر ستون‌ها، نسبت مساحت جایگزینی نیز افزایش می‌یابد. از آنجایی که ابعاد شبکه اختلاط عمیق در نظر گرفته شده 13×32 متر (متشکل از دو شبکه به ابعاد 13×16 متر) می‌باشد، برای ستون‌ها به قطرهای معادل 0.7 ، 0.9 و 1.1 متر، نسبت مساحت جایگزینی به ترتیب برابر 16 ، $20/1$ و 24 درصد به دست آمده است.



شکل (۱۶): (الف) حداکثر نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای (در اعماق ۲-، ۷- و ۱۲- متر) و (ب) حداکثر تغییر مکان نسبی طبقات ساختمان ۱۰ طبقه- زمین بهسازی شده با نسبت مساحت‌های جایگزینی ۱۶، ۲۰/۱ و ۲۴ درصد تحت اثر موج زلزله کالیفرنای شمالی-۰۳-۱۹۵۴).



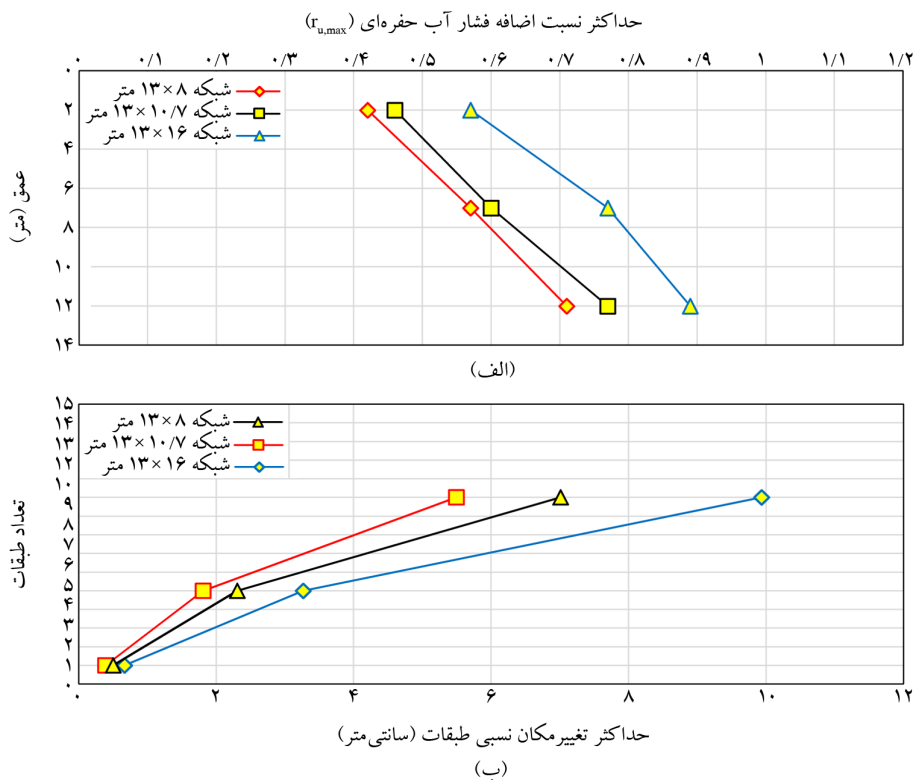
شکل (۱۲): (الف) حداکثر نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای (در اعماق ۲-، ۷- و ۱۲- متر) و (ب) حداکثر تغییر مکان نسبی طبقات ساختمان ۱۰ طبقه- زمین بهسازی شده با نسبت مساحت‌های جایگزینی ۱۶، ۲۰/۱ و ۲۴ درصد تحت اثر موج زلزله کوبه (۱۹۹۵).

چهار شبکه با ابعاد برابر ۸×۱۳ متر، از طریق مقایسه نتایج تغییرات اضافه فشار آب حفره‌ای و تغییر مکان نسبی طبقات ساختمان مورد ارزیابی قرار گرفته است. شبکه‌ها به ترتیب دارای طولی برابر ۳۲ متر، $۱۰/۷$ متر و ۸ متر در راستای اعمال موج زلزله و عرضی برابر با ۱۳ متر در جهت متعامد بر آن می‌باشند. لازم به ذکر است که ملاک ابعاد ذکر شده، فاصله مرکز به مرکز ستون‌ها می‌باشد. همان‌طور که در شکل‌های (۱۸-الف) و (۱۹-الف) مشاهده می‌شود، با افزایش تعداد شبکه‌ها و کاهش ابعاد آنها، بخش اعظم تنش برشی ناشی از زلزله توسط دیوارها مستهلک شده و دامنه حرکت ذرات خاک محصور به حداقل می‌رسد. لذا، نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای تولید شده در سرتاسر عمق خاک روانگرا کاهش می‌یابد. از سوی دیگر با افزایش تعداد و کاهش ابعاد شبکه‌ها، مقادیر سختی زمین و به دنبال آن شتاب سطح زمین به‌طور قابل توجهی به بیشینه مقدار خود می‌رسند (Cao et al., 2023).

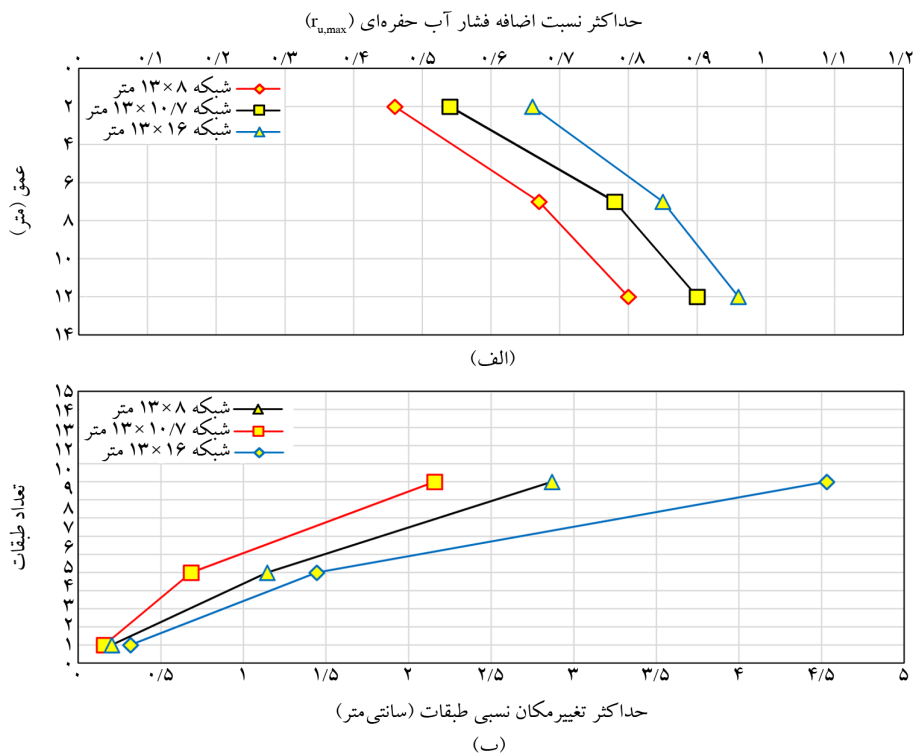
جایگزینی ۲۰/۱ درصد و متشکل از ستون‌های با قطر $۰/۹$ متر، مناسب‌ترین عملکرد را از بین سایر حالات دارد. همچنین، مطابق توصیه نگوین و همکاران در سال ۲۰۱۳، حداقل نسبت مساحت جایگزینی برای بهسازی خاک‌های روانگرا با شبکه‌های اختلاط عمیق، معادل ۱۹ درصد می‌باشد (Nguyen et al., 2013).

۳-۳- تأثیر ابعاد شبکه‌های اختلاط عمیق خاک

بر مبنای نتایج به‌دست آمده از مطالعات پارامتریک در بخش‌های پیشین، استفاده از ستون‌های خاک-سیمانی با قطر $۰/۹$ متر به‌عنوان مؤثرترین و بهینه‌ترین قطر برای طراحی شبکه اختلاط عمیق در پژوهش حاضر استنباط شد. لیکن برای مطالعه تأثیر ابعاد شبکه (شکل ۱۳)، سه طرح شامل: (۱) دو شبکه به ابعاد برابر ۱۶×۱۳ متر، (۲) سه شبکه با ابعاد برابر $۱۰/۷ \times ۱۳$ متر و (۳)



شکل (۱۸): (الف) حداکثر نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای (در اعماق ۲-، ۷- و ۱۲- متر) و (ب) حداکثر تغییر مکان نسبی طبقات ساختمان ۱۰ طبقه- زمین بهسازی شده با شبکه اختلاط عمیق به ابعاد ۱۶×۱۳، ۱۰٫۷×۱۳ و ۸×۱۳ متر تحت اثر موج زلزله کالیفرنای شمالی-۰۳- (۱۹۵۴).



شکل (۱۹): (الف) حداکثر نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای (در اعماق ۲-، ۷- و ۱۲- متر) و (ب) حداکثر تغییر مکان نسبی طبقات ساختمان ۱۰ طبقه- زمین بهسازی شده با شبکه اختلاط عمیق به ابعاد ۱۶×۱۳، ۱۰٫۷×۱۳ و ۸×۱۳ متر تحت اثر موج زلزله کوبه (۱۹۹۵).

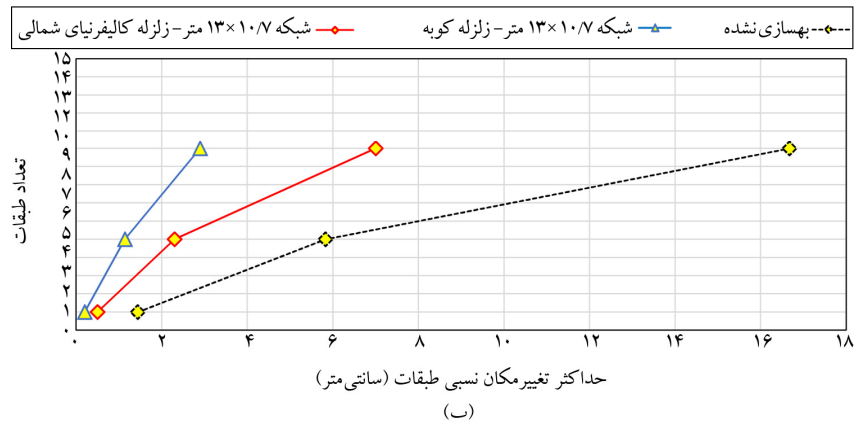
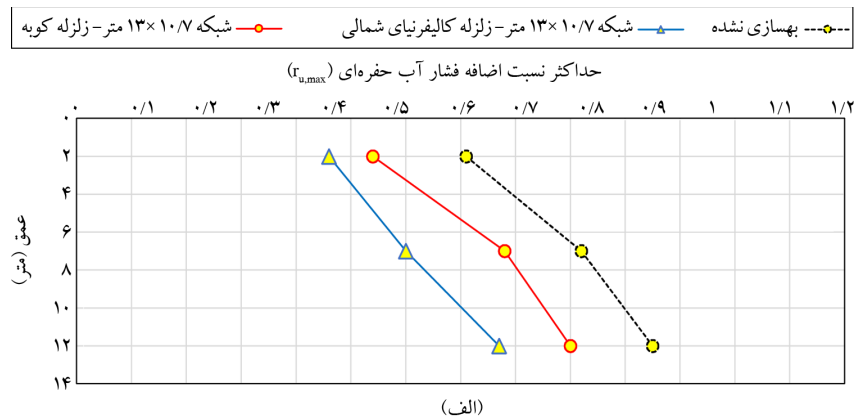
شکل (۲۰) نشان داده شده است. با جمع‌بندی نتایج از حاصل مطالعه پارامتریک (بخش‌های ۳-۳ تا ۳-۳) شبکه اختلاط عمیق ۳ تایی به ابعاد 13×10.7 متر متشکل از ستون‌های خاک-سیمانی به قطر 0.9 متر به‌عنوان بهینه‌ترین الگوی بهسازی در این مطالعه پیشنهاد شده است.

از مقایسه نتایج الگوی مذکور با زمین روانگرایی فاقد بهسازی، همان‌گونه که انتظار می‌رود شبکه‌های اختلاط عمیق در کاهش روانگرایی و آسیب‌پذیری سازه‌ها نقش به‌سزایی ایفا نموده‌اند. به‌طوری‌که در اثر استفاده از شبکه‌های بهسازی اختلاط عمیق، نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای به‌طور متوسط تا ۳۵ درصد و تغییر مکان نسبی طبقات را تا چهار برابر نسبت به زمین فاقد بهسازی برای زلزله‌های اعمالی کاهش یافته است (Madani & Alielahi, 2024).

با توجه به رابطه‌ی بین شتاب حداکثر زمین و میرایی مصالح (Mohammadian et al., 2018)، لرزش‌های بیشتر و تغییر مکان‌های بزرگ‌تری در سازه رخ می‌دهد (شکل‌های ۱۸-ب و ۱۹-ب). در این میان، شبکه سه‌تایی به ابعاد 13×10.7 متر پس از اعمال هر دو موج زلزله، با کنترل اضافه فشار آب حفره‌ای و کاهش آسیب‌پذیری لرزه‌ای سازه با حداقل مقدار جابه‌جایی نسبی طبقات، در بهسازی خاک روانگرا عملکرد بهتری داشته است.

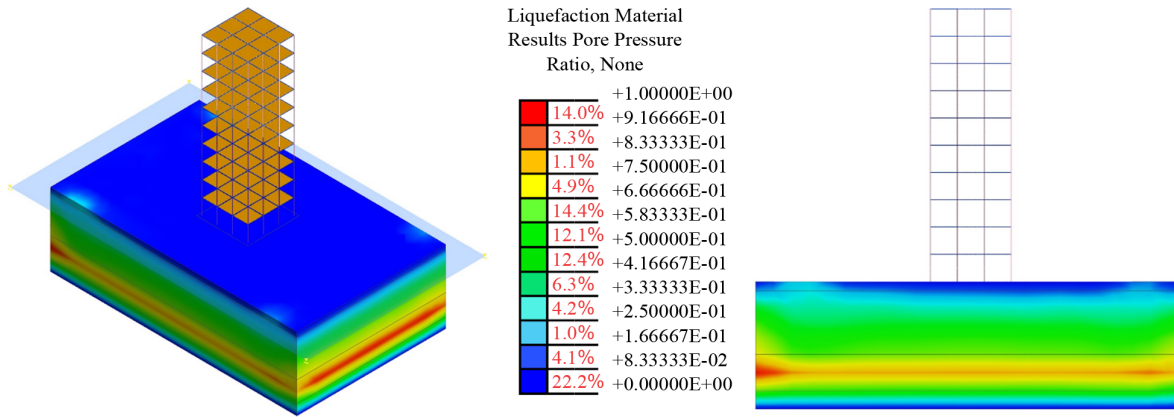
۳-۴- مقایسه نتایج با زمین بهسازی نشده

نتایج مربوط به نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای و تغییر مکان نسبی طبقات ساختمان در زمین بهسازی نشده (بدون شبکه اختلاط عمیق) به‌منظور بررسی تأثیر استفاده از شبکه‌های اختلاط عمیق در مقابله با روانگرایی و آسیب‌پذیری لرزه‌ای سازه‌ها در

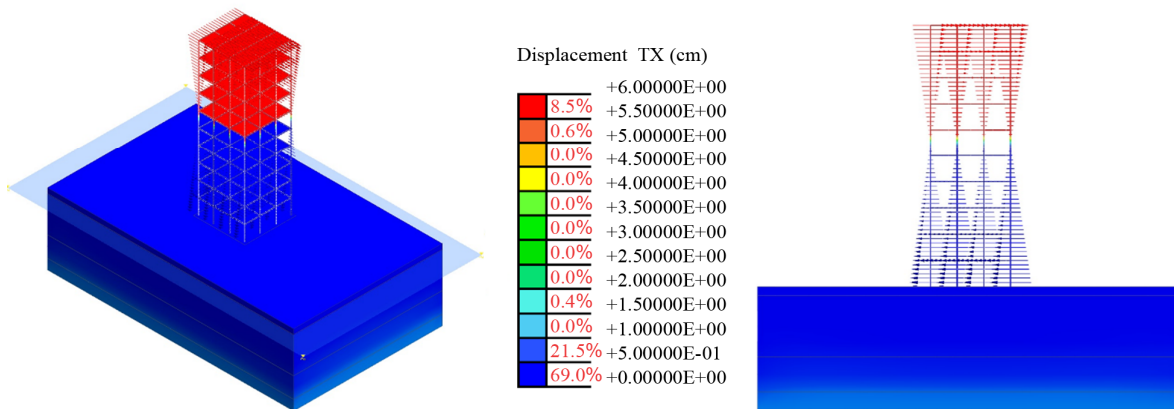


شکل (۲۰): (الف) حداکثر نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای (در اعماق ۲، ۷ و ۱۲ متر) و (ب) حداکثر تغییر مکان نسبی طبقات ساختمان ۱۰ طبقه-زمین بهسازی نشده در مقایسه با بهینه‌ترین شرایط بهسازی با شبکه‌های اختلاط عمیق.

شکل‌های (۲۱) و (۲۲) به ترتیب کانتورهای نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای، نقاط پلاستیک و تغییر مکان نسبی طبقات ساختمان‌ها تحت اثر زلزله‌های کالیفرنای شمالی و کوبه برای بهینه‌ترین الگوی پیشنهادی (شبکه اختلاط عمیق ۳ تایی به ابعاد ۱۳×۱۰/۷ متر متشکل از ستون‌های خاک-سیمانی به قطر ۰/۹ متر) را نشان می‌دهند.

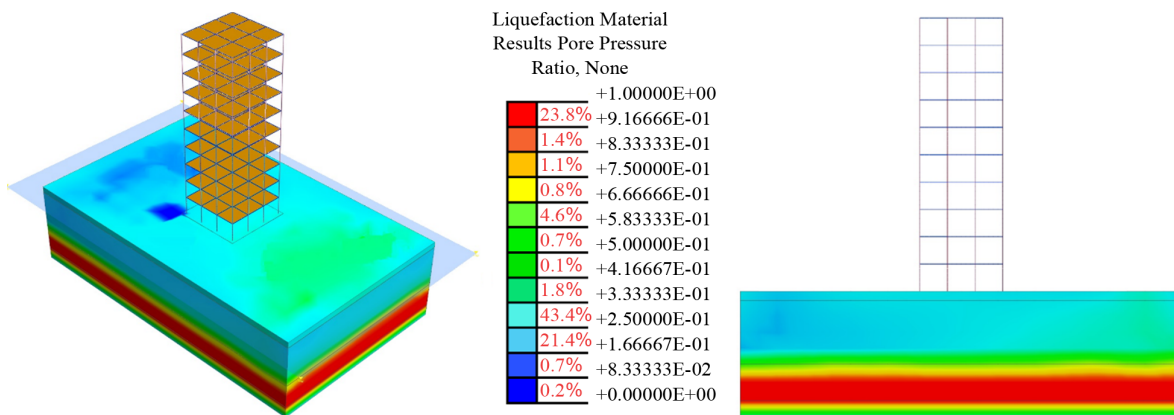


(الف)



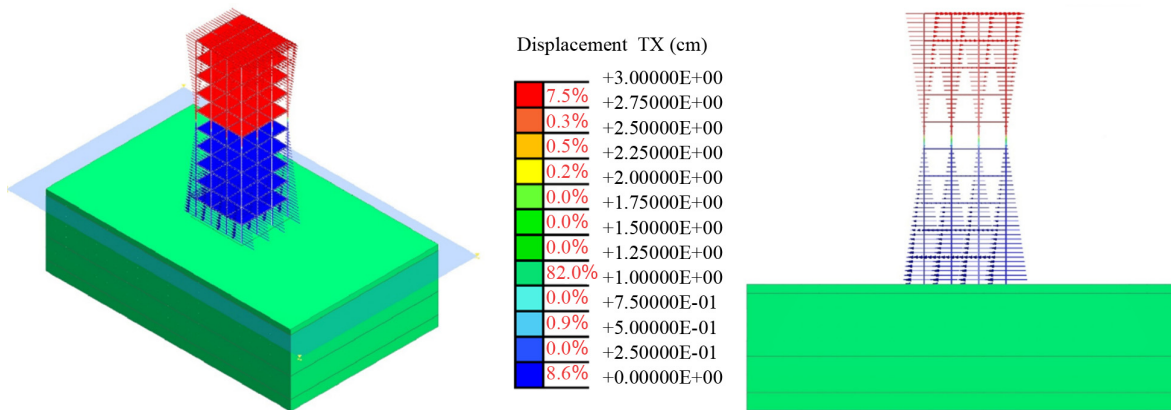
(ب)

شکل (۲۱): (الف) نقشه کانتور نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای در نمای سه‌بعدی و دوبعدی و (ب) بردارهای تغییر مکان طبقات ساختمان در نمای سه‌بعدی و دوبعدی، تحت اثر موج زلزله کالیفرنای شمالی-۰۳ (۱۹۵۴).



(الف)

شکل (۲۲): (الف) نقشه کانتور نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای در نمای سه‌بعدی و دوبعدی و (ب) بردارهای تغییر مکان طبقات ساختمان در نمای سه‌بعدی و دوبعدی، تحت اثر موج زلزله کوبه (۱۹۹۵).



(ب)

ادامه شکل (۲۲).

۴- نتیجه‌گیری

- می‌شود.
- در این مطالعه، به ارزیابی تأثیر بهسازی خاک‌های روانگرا به روش اختلاط عمیق با الگوی شبکه‌ای در کاهش اثرات ناشی از روانگرایی و پاسخ لرزه‌ای سازه‌ها پرداخته شده است. برای این منظور، پارامترهایی نظیر قطر ستون‌های خاک-سیمانی همپوشانی شده تشکیل دهنده شبکه‌های اختلاط عمیق، با مقادیر ۰/۷، ۰/۹ و ۱/۱ متر، نسبت مساحت جایگزینی با مقادیر ۱۶، ۲۰/۱ و ۲۴ درصد و ابعاد شبکه اختلاط عمیق، شامل سه طرح (۱) دو شبکه با ابعاد ۱۶×۱۳ متر، (۲) سه شبکه با ابعاد ۱۰/۷×۱۳ متر و (۳) چهار شبکه با ابعاد ۸×۱۳ متر، مورد بررسی قرار گرفته‌اند. برای انجام تحلیل‌های دینامیکی از نرم‌افزار اجزای محدود سه-بعدی Midas GTS NX، از طریق بررسی تغییرات نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای (در اعماق مختلف ۲، ۷ و ۱۲ متر) و تغییر مکان نسبی طبقات ساختمان استفاده شده است. مهم‌ترین نتایج حاصل از پژوهش حاضر به شرح زیر آورده شده است:
 - یکی از روش‌های بهسازی خاک‌های مستعد روانگرایی، استفاده از روش اختلاط عمیق با الگوی شبکه‌ای می‌باشد. در این روش خاک محصور داخل شبکه‌ها به واسطه ستون‌های خاک-سیمانی، تغییر شکل‌های برشی کمتری را متحمل شده و در نتیجه کاهش پتانسیل روانگرایی را به دنبال دارد. از طرفی، با افزایش سختی و مقاومت برشی خاک سبب جلوگیری از صدمه دیدن سازه‌های واقع بر آن نیز
- در این تحقیق پس از انجام مطالعه پارامتریک و بررسی نتایج، شبکه اختلاط عمیق ۳ تایی به ابعاد ۱۳×۱۰/۷ متر متشکل از ستون‌های خاک-سیمانی به قطر ۰/۹ متر، به عنوان بهینه‌ترین الگوی بهسازی شناخته شد.
- با افزایش قطر ستون‌های خاک-سیمانی، نسبت مساحت جایگزینی، تعداد شبکه‌ها و کاهش ابعاد شبکه‌های اختلاط عمیق، به‌طور متوسط نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای تا ۳۵ درصد نسبت به زمین فاقد بهسازی با توجه به زلزله‌های اعمالی، کاهش یافته است. علت این رخداد افزایش سختی سیستم به سبب جذب بخش عمده‌ی تنش برشی ناشی از زلزله توسط دیوارهای شبکه اختلاط عمیق می‌باشد که از ایجاد کرنش برشی خاک محصور جلوگیری به عمل می‌آورد.
 - کاهش مقادیر نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای در عمق ۲ متری نسبت به سایر اعماق (۷ و ۱۲ متری)، به دلیل تأثیر دیوارهای شبکه اختلاط عمیق بر روی خاک محصور است. همچنین می‌تواند به دلیل تأثیر نیروی وزن وارده از سربار (ساختمان ۱۰ طبقه) به زمین و افزایش تراکم سطحی خاک باشد. به‌علاوه در این عمق، با توجه به تراز آب زیرزمینی (۱-متر)، یک متر فوقانی خاک غیر اشباع است.
 - در عمق ۱۲ متری، به دلیل عدم وجود ستون‌های اختلاط عمیق و حرکت صعودی فشار آب حفره‌ای ایجاد شده در

Baez, J.I., & Martin, G.R. (1992). Liquefaction observations during installation of stone columns using the vibro replacement technique. *Geotechnical News*, 10(3), 41-44.

Bradley, B.A., Araki, K., Ishii, T., & Saitoh, K. (2013). Effect of lattice-shaped ground improvement geometry on seismic response of liquefiable soil deposits via 3-D seismic effective stress analysis. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 48, 35-47.

Cao, Y., Kurimoto, Y., Zhou, Y.G., Ishikawa, A., & Chen, Y. (2023). Centrifuge model tests on liquefaction mitigation effect of soil-cement grids under large earthquake loadings. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 21(1), 1-20.

DehghanKhalili, H. (2018). Investigating the effect of deep mixing columns on reducing liquefaction complications under surface foundations [Unpublished doctoral dissertation]. University of Tehran, (in Persian).

Hamada, J., Honda, T., & Nakatsu, N. (2016). Dynamic centrifuge model tests on failure behavior of grid-form DMWs supporting a tall building. *Takenaka Technical Research Report*, 72, 1-13.

Hazirbaba, K., & Omarow, M. (2019). Strain-based assessment of liquefaction and seismic settlement of saturated sand. *Cogent Engineering*, 6(1), 1573788.

Ishii, I., Towhata, I., Hiradate, R., Tsukuni, S., Uchida, A., Sawada, S.I., & Yamauchi, T. (2017). Design of grid-wall soil improvement to mitigate soil liquefaction damage in residential areas in Urayasu. *Journal of JSCE*, 5(1), 27-44.

Kaneda, K., & Hamada, J. (2021). Centrifuge model simulation for seismic behavior of grid-form deep mixing walls supporting a building. In *Challenges and Innovations in Geomechanics: Proceedings of the 16th International Conference of IACMAG*, 2, 44-50. Springer. doi: 10.1007/978-3-030-64514-4_5

Kitazume, M. (2009). Twenty-nine years of experience with physical modelling of geotechnical problems in port structures. *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*, 9(3), 1-19.

Kitazume, M., & Takahashi, H. (2010). Centrifuge model tests on effect of deep mixing wall spacing on

لايه‌های زیرین، نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای به بیشینه مقدار خود می‌رسد.

- با در نظر گرفتن قطر ۰/۹ متر برای ستون‌های خاک-سیمانی، نسبت مساحت جایگزینی معادل ۲۰/۱ درصد، شبکه ۳ تایی با ابعاد ۱۰/۷×۱۳ متر، به‌طور متوسط تغییر مکان نسبی طبقات تا ۴ برابر نسبت به زمین فاقد بهسازی برای زلزله‌های اعمالی کاهش یافت. این مهم به دلیل جلوگیری از جابه‌جایی‌های افقی در خاک با کاهش تغییر شکل‌های ناشی از روانگرایی و نشست زمین در اثر استفاده از شبکه اختلاط عمیق می‌باشد.

- تاکنون مطالعات بسیاری در خصوص ارزیابی تأثیر استفاده از ستون‌های خاک-سیمانی و شبکه‌های روش اختلاط عمیق خاک در مقابله با روانگرایی انجام شده است که در اغلب آنها عملکرد مثبت این روش بهسازی اثبات شده است؛ اما چگونگی دستیابی به بهینه‌ترین پارامترهای طراحی نیازمند پژوهش‌های بیشتر است. لذا در این تحقیق سعی شد تا حد امکان و از طریق مدل‌سازی عددی و مطالعه پارامتریک به این مهم پرداخته شود. اگرچه نتیجه تحقیق حاضر نشان داد که استفاده از شبکه‌های اختلاط عمیق، به‌طور کامل از وقوع روانگرایی جلوگیری نمی‌کند اما میزان خسارات وارده را به حداقل می‌رساند. از این‌رو، به‌منظور تکمیل و تدقیق نتایج پیشنهاد می‌شود در تحقیقات بعدی از موج‌های زلزله با تعداد و تنوع مشخصات بیشتر، سازه‌های مختلف و با تعداد بیشتر و از مدل‌های رفتاری روانگرایی دیگر استفاده شود.

References

مراجع

- Abe, H. (1996). Liquefaction shaking table tests for sandy ground with embankment. *Doboku Gakkai Ronbunshu*, 1996(554), 1-17.
- Babasaki, R., Suzuki, K., & Suzuki, Y. (1992, July). Centrifuge tests on improved ground for liquefaction. In *Proceedings of the 10th World Conference on Earthquake Engineering*, 1461-1464, Balkema.

- Nguyen, T.V., Rayamajhi, D., Boulanger, R.W., Ashford, S.A., Lu, J., Elgamal, A., & Shao, L. (2013). Design of DSM grids for liquefaction remediation. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 139(11), 1923-1933.
- O'Rourke, T.D., & Goh, S.H. (1997). Reduction of liquefaction hazards by deep soil mixing. In *Post-Earthquake Reconstruction Strategies: NCEER-INCEDE Center-to-Center Project*, 87-105.
- Porbaha, A. (2000). State of the art in deep mixing technology. Part IV: Design considerations. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Ground Improvement*, 4(3), 111-125.
- Porbaha, A., Zen, K., & Kobayashi, M. (1999). Deep mixing technology for liquefaction mitigation. *Journal of Infrastructure Systems*, 5(1), 21-34.
- Rabeti Moghadam, M., Alielahi, H., & Sadeghi Abdollahi, A. (2017). Numerical evaluation of liquefaction-induced damages in composite breakwaters and its application for performance-based improvement design. *Marine Georesources & Geotechnology*, 35(3), 376-396.
- Rahmani, A., Fare, O.G., & Pak, A. (2012). Investigation of the influence of permeability coefficient on the numerical modeling of the liquefaction phenomenon. *Scientia Iranica*, 19(2), 179-187. doi: 10.1016/j.scient.2012.02.010
- Rayamajhi, D., Nguyen, T.V., Ashford, S.A., Boulanger, R.W., Lu, J., Elgamal, A., & Shao, L. (2012). Effect of discrete columns on shear stress distribution in liquefiable soil. In *GeoCongress 2012: State of the Art and Practice in Geotechnical Engineering*, 1908-1917.
- Siddharthan, R.V., & Porbaha, A. (2008). Seismic response validation of DM treated liquefiable soils. *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, IV*, 1-10.
- Takahashi, H., Morikawa, Y., Iba, H., Fukada, H., Maruyama, K., & Takehana, K. (2013). Experimental study on lattice-shaped cement treatment method for liquefaction countermeasure. In *Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, 1619-1622.
- Topolnicki, M. (2016, February). General overview and advances in deep soil mixing. In *XXIV Geotechnical liquefaction mitigation. In Proceedings of the 7th International Conference on Urban Earthquake Engineering & 5th International Conference on Earthquake Engineering*, 473-478. Tokyo Institute of Technology.
- Kramer, S.L. (1996). *Geotechnical earthquake engineering*. Pearson Education India.
- Kuhlemeyer, R.L., & Lysmer, J. (1973). Finite element method accuracy for wave propagation problems. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 99(5), 421-427.
- Li, H., Dong, S., El-Tawil, S., & Kamat, V.R. (2013). Relative displacement sensing techniques for postevent structural damage assessment. *Journal of Structural Engineering*, 139(9), 1421-1434.
- Madani, H., & Alielahi, H. (2024). Numerical study of the use of deep mixing method with grid pattern in the improvement of liquefiable soils in order to reduce the seismic response of structures. *9th International Conference on Seismology and Earthquake Engineering (SEE9)*, Tehran, Iran.
- Matsuo, O., Shimazu, T., Goto, Y., Suzuki, Y., Okumura, R., & Kuwabara, M. (1996). Deep mixing method as a liquefaction prevention measure. In *Proceedings of the 2nd International Symposium on Ground Improvement Geosystems*, 521-526, Tokyo.
- Midas. (2019). *GTS NX User Manual*. MIDAS Information Technology Corporation Ltd.
- Ministry of Construction. (1999). *Design and Construction Manual of Liquefaction Prevention Techniques (Draft)*. Joint Research Report.
- Mohammadian, M., Edalati, A., Rashidi, S., & Edalati, A. (2018). Evaluation of the design structures spectrum against earthquakes and factors affecting it. *Omran Nameh Student Scientific Journal*, 1(3), 15-22.
- Mori, H., Ogawa, Y., Kusano, K., Okamoto, J., & Abe, H. (2000). Centrifuge dynamic modeling test and two-dimensional liquefaction analysis for huge river dike. *12th World Conference on Earthquake Engineering (12WCEE)*, Paper No. 0476.
- Namikawa, T., Koseki, J., & Suzuki, Y. (2007). Finite element analysis of lattice-shaped ground improvement by cement-mixing for liquefaction mitigation. *Soils and Foundations*, 47(3), 559-576. doi: 10.3208/sandf.47.559

Eigenvalue Analysis	۲۰- تحلیل مقادیر ویژه	Conference of Torino: Design, Construction and Controls of Soil Improvement Systems, 25-26.
Free Field	۲۱- میدان آزاد	Tsukuni, S., Uchida, A., Honda, T., & Konishi, K. (2014). Dynamic centrifuge model test focused on settlement of the residence improved with grid-form deep mixing walls. <i>Geotechnical Engineering Journal</i> , 9(4), 761-771.
Interface	۲۲- المان رابط	Watanabe, K., Wang, T., Ishikawa, M., Iijima, M., & Mihira, S. (2023). Dynamic behavior of liquefiable ground reinforced by in-situ cement-mixing lattice wall. <i>Soils and Foundations</i> , 63(4), 101352. doi: 10.1016/j.sandf.2023.101352
Virtual Thickness	۲۳- ضخامت مجازی	Yamashita, K., Hamada, J., Onimaru, S., & Higashino, M. (2012). Seismic behavior of piled raft with ground improvement supporting a base-isolated building on soft ground in Tokyo. <i>Soils and Foundations</i> , 52(5), 1000-1015. doi: 10.1016/j.sandf.2012.11.017

واژه‌نامه

Deep Soil Mixing	۱- اختلاط عمیق خاک
Binder	۲- ماده تثبیت کننده
Grid	۳- شبکه
Change Property	۴- تغییر مشخصات
Shear Box	۵- جعبه برشی
Implicit Method	۶- روش ضمنی
Shear Hardening	۷- سخت شوندگی برشی
Cap Hardening	۸- سخت شوندگی کلاهک
Cut-Off Pressure	۹- قطع فشار
Standard Penetration Test	۱۰- آزمایش نفوذ استاندارد
Pore Pressure Ratio (PPR)	۱۱- نسبت فشار آب حفره‌ای
Normalized Max Stress Ratio	۱۲- نسبت حداکثر تنش نرمال شده
Mobilized Friction Angle	۱۳- زاویه اصطکاک بسیج شده
Peak Friction Angle	۱۴- زاویه اصطکاک حداکثر
Mesh	۱۵- شبکه (مش بندی)
Wave Permittivity	۱۶- گذردهی موج
Fourier Series	۱۷- سری فوریه
Hybrid Mesh	۱۸- مش هیبرید
Reighley Damping	۱۹- میرایی رایلی

Seismic Performance Evaluation of Structures on Liquefied Soils Improved by Deep Mixing Method with a Grid Pattern

Hamid Alielahi^{1*} and Hamid Madani²

1. Associate Professor, Department of Civil Engineering, Zanjan Branch, Islamic Azad University, Zanjan, Iran
 2. M.Sc. Graduate, Department of Civil Engineering, University of Science and Culture, Tehran, Iran
- *Corresponding Author, email: ha.alielahi@iaau.ac.ir

The phenomenon of liquefaction can lead to significant damage to various structures, infrastructure, and superstructures situated on loose to medium dense saturated deposits during an earthquake. This occurs when the soil loses its resistance and transitions into a fluid-like state due to increased pore water pressure and decreased effective stress. Therefore, it is crucial to enhance the stability of such ground conditions before commencing any construction activities.

In recent years, the deep soil mixing (DSM) method utilizing a grid (lattice) pattern has emerged as one of the most widely adopted techniques for mitigating the effects of liquefiable soils. This method involves mechanically mixing stabilizing materials, such as cement and lime, with soil using either a dry method (in powder form) or a wet method (in slurry form) using hollow drills and mixing blades, depending on site conditions. This approach generates no vibrations in the soil or neighboring structures. The soil mixing process results in the formation of uniform soil-cement columns. Through the sequential and overlapping implementation of these columns before achieving full resistance, continuous walls and a grid structure are created beneath the ground surface, which are denser than the native soil. Consequently, these structures absorb maximum shear stresses induced by earthquakes, thereby preventing soil particle movement, reducing excess pore water pressure, and mitigating the effects of liquefaction.

Approximately half a century after the development of the DSM technique, its application has been limited in Iran due to technological constraints. The significance of employing this method is highlighted by the presence of coastal regions in both the northern and southern parts of the country. Given Iran's susceptibility to seismic activity and liquefaction in coastal zones, the implementation of deep soil mixing serves to mitigate liquefaction risks and avert associated challenges. However, very limited studies have been conducted on the performance of deep mixing column grid systems in the presence of structures during earthquakes. Most existing research has primarily focused on evaluating the performance of deep mixing grids in dealing with liquefaction without considering structural interactions. Consequently, there are currently no comprehensive guidelines for designing deep mixing columns with a grid pattern for liquefiable soils beneath structures.

This study investigates the most important influential factors in the design of deep mixing grids and their impact on the seismic response of structures situated on them. The research was conducted using Midas GTS NX, a three-dimensional finite element software, and the results were validated against centrifuge test data of Ishii et al., 2017. Liquefiable soil with a modified UBC sand behavioral model and deep mixing soil-cement columns was modeled with an elastic behavioral model. To investigate the seismic vulnerability of the structures, a conventional 10-story steel frame structure was designed and placed on the improved ground and then it was subjected to the Kobe (1995) and Northern California (1954) earthquakes.

The study reveals that increasing the diameter of soil-cement columns, the replacement area ratio, and the number of grids-while simultaneously decreasing grid dimensions-significantly reduces the generation of excess pore water pressure (ru). This reduction is achieved by enhancing the system's stiffness and minimizing shear stresses. These improvements result in an average 35% decrease in ru within the enclosed soil, as well as a fourfold decrease in the relative displacement of structural floors compared to unimproved ground conditions due to applied earthquakes.

Finally, the study proposes an optimized triple-grid design with dimensions of 10.7 x 13 meters, a replacement area ratio of 20.1%, and DSM columns with a diameter of 0.9 meters. This configuration has been identified as the most effective solution for mitigating liquefaction effects and reducing the seismic vulnerability of structures.

Keywords: Ground Improvement of Liquefied Soils, Deep Soil Mixing Method (DSM), Grid Pattern, Seismic Response of Structures, Numerical Method