

## بررسی تأثیر ضخامت لایه ماسه‌ای اشباع بر عملکرد ستون‌های اختلاط عمیق خاک و ستون‌های شنی در کاهش مخاطرات ناشی از روانگرایی

قلی اسدزاده خوشه‌مهر<sup>۱</sup>، هادی بهادری\*<sup>۲</sup>

<sup>۱</sup> دانشجوی دکتری، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه ارومیه

<sup>۲</sup> استاد دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه ارومیه

دریافت: ۱۴۰۱/۷/۵، بارنگری: ۱۴۰۲/۲/۱۳، پذیرش: ۱۴۰۲/۳/۱۷، نشر آنلاین: ۱۴۰۲/۳/۱۷

### چکیده

خاک‌ها ممکن است که همیشه از ویژگی‌های مهندسی مورد نیاز برای احداث سازه‌های روسطحی و یا تأسیسات زیرزمینی برخوردار نباشند خصوصاً خاک‌های مستعد روانگرایی که یکی از مخرب‌ترین پدیده‌های ژئوتکنیکی می‌باشد و باعث ایجاد خسارت سنگین به سازه‌ها و شریان‌های حیاتی می‌شود. بنابراین قبل از احداث سازه‌ها بر روی زمین مسأله‌دار نیاز به بهسازی ساختگاه و برطرف کردن مشکل ژئوتکنیکی ضروری می‌باشد. از جمله روش‌های بهسازی می‌توان به استفاده از ستون‌های شنی و ستون‌های اختلاط عمیق اشاره کرد. در این مطالعه نتایج یک سری آزمایش‌های میز لرزه در محیط ۱g بر روی سازه قرار گرفته روی زمین مستعد روانگرایی با ضخامت‌های مختلف مسلح شده با دو نوع تکنیک ستون‌های شنی و ستون‌های اختلاط عمیق ارائه شده است. پاسخ‌های دینامیکی سیستم زمین مسلح شده و فونداسیون براساس پارامترهای میزان نشست، نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای، شتاب، رفتار تنش- کرنش و سختی برشی مورد بررسی قرار گرفته است. تاریخچه زمانی شتاب ورودی به صورت هارمونیک و با دامنه شتاب ۰/۲g و در فرکانس ۱ و ۲ و ۳ هرتز اعمال شده است. نتایج به‌دست آمده نشان می‌دهد که ضخامت لایه مستعد روانگرایی و فرکانس حرکت ورودی بر روی اثربخشی روش‌های بهسازی و کلیه پاسخ‌ها اثر قابل توجهی می‌گذارد. از میان دو تکنیک استفاده شده ستون‌های اختلاط عمیق در لایه‌های قابل روانگرایی ضخیم بهتر از ستون‌های شنی توانسته نشست و گسیختگی خاک زیر فونداسیون را کنترل کند. مقادیر نشست ماکزیمم در لایه ضخیم‌تر در فرکانس ورودی ۱Hz بیشتر از فرکانس‌های دیگر می‌باشد. در ضخامت‌های کم، رفتار دینامیکی ستون‌های شنی به ستون‌های اختلاط عمیق نزدیک‌تر می‌شود.

**کلیدواژه‌ها:** ضخامت لایه مستعد روانگرایی، ستون‌های اختلاط عمیق، ستون‌های شنی، فرکانس، مدول برشی متوسط.

### ۱- مقدمه

صوتی کمتری در مقایسه با روش‌های تراکم را دارند (Siddharthan و Porbaha، ۲۰۰۸a؛ Siddharthan و Porbaha، ۲۰۰۸b).

DSM برای کاهش کرنش‌های برشی و کاهش روند تولید اضافه فشارها و GD به منظور افزایش زهکش، تقویت برشی و تراکم خاک محیط در طول نصب مورد استفاده قرار می‌گیرند. در حالت کلی از مزیت اصلی سیستم‌های مسلح‌کننده ستونی می‌توان به افزایش ظرفیت باربری، کاهش نشست، کاهش کرنش‌های برشی، ممانعت از انتقال اضافه فشارها به نقاط دیگر خاک برای مقابله با روانگرایی اشاره کرد.

در انتخاب روش‌های اصلاح زمین برای مقابله با روانگرایی مواردی همچون اثربخشی، اطمینان، بهینه بودن هزینه و زمان و شرایط ساختگاهی و نوع خاک و سازگاری با محیط زیست باید مدنظر قرار بگیرد (Shahraki و همکاران، ۲۰۱۸؛ Porbaha و همکاران، ۱۹۹۹). از میان روش‌های بهسازی مخصوصاً در مناطق شهری می‌توان به روش ستون‌های اختلاط عمیق (DSM)<sup>۱</sup> و ستون‌های شنی (GD)<sup>۲</sup> در خاک اشاره کرد. این تکنیک‌های نوین زمان ساخت کوتاه‌تر و هزینه‌های کمتر در مقایسه با برخی تکنیک‌ها دارند. این دو تکنیک دارای لرزش بسیار کمتر و آلودگی

سانتی متر استفاده کرده‌اند. نتایج مطالعات آن‌ها نشان داد که چیدمان مثلثی ستون‌ها برای مقابله با پدیده روانگرایی عملکرد بهتری دارد. با این حال، تاکنون مطالعات جامع کمی در مورد تأثیر ضخامت‌های مختلف لایه مستعد روانگرا بر عملکرد لرزه‌ای ستون‌های DSM و GD انجام شده است. به منظور درک کامل عملکرد ستون‌ها در قالب کارایی، عملکرد و توجیه اقتصادی، بررسی رفتار دینامیکی ستون‌ها در ضخامت‌های مختلف لایه ماسه مستعد روانگرایی ضروری است. برای بررسی کامل‌تر عملکرد روش‌های بهسازی جهت مقابله با روانگرایی از مدل‌سازی‌های آزمایشگاهی بهره گرفته می‌شود. آزمایش میز لرزه یک رویکرد قابل قبول برای یادگیری در مورد عملکرد دینامیکی زمین تقویت شده به دلیل ناکافی بودن داده‌های میدانی است (Zeng و Schofield، ۱۹۹۶). در این مطالعه، از میز لرزه در محیط ۱g و با جعبه انعطاف‌پذیر<sup>۴</sup> برای تجزیه و تحلیل پاسخ‌های لرزه‌ای ستون‌های GD و DSM مسلح‌کننده خاک استفاده شده است. مدل‌ها در معرض بارگذاری هارمونیک با محتوای فرکانس متفاوت قرار دارند. اثرات ستون‌های DSM و GD بر پاسخ دینامیکی غیرخطی ضخامت‌های مختلف لایه ماسه مستعد روان‌گرایی، در قالب پاسخ شتاب، نشست، نسبت فشار آب منفذ اضافی، رفتار تنش و کرنش، سختی برشی و پاسخ دینامیکی کل سیستم مورد بررسی قرار گرفته است. علاوه بر این، گسیختگی ستون‌ها در یک نسبت مساحت جایگزین<sup>۵</sup> مشابه ( $A_r = 1.18/2$ ) بررسی شده است.

## ۲- آماده سازی مدل

در شکل (۱) پلان باکس نشان داده شده است. در این مدل‌سازی به جهت بررسی همزمان اثربخشی روش‌های بهسازی در شرایط یکسان و با ضخامت لایه مستعد روانگرایی مشخص هر دو تکنیک بهسازی در یک مدل ایجاد شده‌اند. قابل ذکر می‌باشد که به جهت حذف اثرات اندرکنش، دو فونداسیون در فاصله مناسبی از هم قرار داده شده‌اند. طبق مطالعات (Lou و همکاران، ۲۰۱۱) اگر فاصله بین دو سازه بیشتر از ۲/۵ برابر عرض فونداسیون باشد می‌توان از اثرات اندرکنش صرفه‌نظر کرد و اگر فاصله بین دو سازه کمتر از عرض سازه باشد پاسخ سازه در حدود ۱۰ درصد افزایش و یا کاهش می‌یابد. در پروژه‌های مهندسی معمولاً قطر GD و DSM در حدود بین ۰/۵ تا ۱/۵ متر طراحی و اجرا می‌گردد. بسته به ساختگاه و لایه‌های زیرسطحی نسبت طول به قطر ۶ تا ۲۰ در نظر گرفته می‌شود. مقدار ( $A_r$ ) هم بسته به ضخامت لایه و میزان درجه تراکم نسبی بین ۵٪ الی ۳۰٪ و یا بیشتر اعمال می‌گردد (Yang و همکاران، ۲۰۲۱).

DSM اغلب زیر فونداسیون ساختمان‌های بلند با عمق نفوذ مختلف استفاده می‌گردد. مکانیزم گسیختگی و ظرفیت باربری در خاک‌های نرم مسلح شده با DSM در صورت حضور سربار پیچیده می‌باشد (Zhou و همکاران، ۲۰۱۸).

DSM و GD یکی از مؤثرترین روش‌های بهسازی خاک روانگرا می‌باشند (Hasheminezhad و Bahadori، ۲۰۱۹؛ Hasheminezhad و Bahadori، ۲۰۲۰؛ Yang و همکاران، ۲۰۲۱). ضخامت لایه مستعد روانگرا، سطح حرکت ورودی، فشار سربار، تأثیر اندازه فونداسیون و نسبت ارتفاع به عرض سازه می‌تواند بر پاسخ دینامیکی تکنیک بهسازی تأثیر بگذارد (Bertalot و همکاران، ۲۰۱۳).

Porbaha و همکاران (۱۹۹۹) مطالعاتی بر روی DSM با استفاده از میز لرزه انجام داده‌اند آن‌ها به این نتیجه رسیدند که برای مقابله و مقاوم‌سازی سازه‌های احداث شده می‌توان از مفهوم ترکیب ستون‌های اختلاط عمیق به همراه زهکش بهره گرفته شود. Esmaeili و همکاران (۲۰۱۴) اثربخشی DSM در خاک‌های ماسه‌ای شل را با استفاده از آزمایش‌های آزمایشگاهی مورد بررسی قرار دادند. نتایج مطالعات آن‌ها نشان می‌دهد که اثربخشی آن‌ها بستگی به پارامترهای گوناگونی از جمله دانسیته ماسه و نسبت آب به سیمان ملات دارد، همچنین آن‌ها زاویه اصطکاک و چسبندگی خاک را تا مقدار قابل ملاحظه‌ای افزایش می‌دهند. در طول زلزله کوبه<sup>۳</sup> ۱۹۹۵ مشاهده شد که دیوارهای DSM برای مقابله با روانگرایی به‌طور مؤثر عمل کرده‌اند (Namikawa و همکاران، ۲۰۰۷).

Green و همکاران (۲۰۰۸) و Asgari و همکاران (۲۰۱۳) عملکرد DSM را با استفاده از مدل‌های فیزیکی مورد مطالعه قرار داده‌اند نتایج آزمایش‌های سانتریفیوژ مشخص می‌کند که فواصل دیوارها، عمق دیوار و فرکانس حرکت ورودی پارامترهای مؤثری در عملکرد برشی DSM در کاهش اضافه فشار آب حفره‌ای می‌باشند (Bahmanpour و همکاران، ۲۰۱۹).

تأثیر DSM برای مقابله با روانگرایی را با استفاده از میز لرزه مورد بررسی قرار داده‌اند و اثر چندین پارامتر از جمله فرکانس حرکت ورودی، فاصله، طول و قطر ستون‌ها و شرایط مرزی را مورد مطالعه قرار داده‌اند آن‌ها مشاهده کرده‌اند که سختی خمشی ستون‌ها مهم‌ترین پارامتر در تأثیر ستون‌ها می‌باشد و اثر محدود کننده ستون‌ها در کاهش تغییر شکل‌های برشی به‌عنوان مهم‌ترین تأثیر ستون‌ها برای مقابله با روانگرایی می‌باشد.

اسدزاده خوشه مهر و بهادری (۱۳۸۸) تأثیر حرکت ورودی و آرایش ستون‌های شنی برای مقابله با روانگرایی را مورد بررسی قرار داده‌اند. آن‌ها برای مدل‌سازی GD از لوله PVC به قطر ۵

5. Area replacement ratio

3. Kobe

4. Laminar shear box

(با نسبت سطح اصلاح شده ۷۹٪) با استفاده از دستگاه سانتریفیوژ در محیط ۳۰g انجام داده‌اند قطر این ستون‌ها را ۲۰ میلی‌متر و طولشان را ۲۵۰ میلی‌متر در نظر گرفته بودند که به‌وسیله لوله PVC با قطر داخلی ۲۰ میلی‌متری مدل شده بود (Bouassida و Porbaha، ۲۰۰۴). یک مطالعه بر روی ظرفیت باربری زمین اصلاح شده با DSM در محیط ۱g انجام داده‌اند نسبت مساحت اصلاح شده برابر با ۱۸/۸٪ با طول ستون‌های مختلف که قطر ستون‌ها برابر با ۲۰ میلی‌متر و توسط لوله ایجاد گردیده بود.

در مطالعه پیش رو برای ساخت ستون‌ها درون ماسه از لوله‌های PVC به قطر خارجی ۵ سانتی‌متر و با رعایت قوانین شبیه‌سازی بهره گرفته شده است. به این صورت که در ابتدا لوله‌ها توسط شابلون بر روی لایه خاک سفت قرار داده شده (لایه پایینی) و فیکس شده است پس از آن پروفیل خاک شل با تراکم مشخص ایجاد می‌گردد. این روش کار فرآیند حفاری اوگر طولی برای نصب ستون‌ها بدون تراکم خاک درجا را شبیه‌سازی می‌کند. تکنیک تراکم مرطوب برای آماده کردن مدل خاک استفاده شده بود (Fattah و همکاران، ۲۰۱۷).

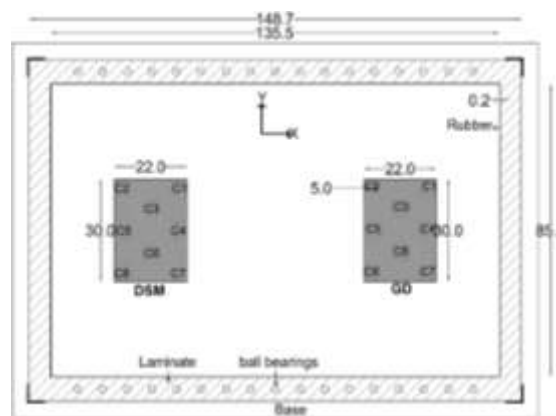
در این مدل‌سازی وزن مخصوص لایه متراکم و لایه شل به ترتیب ۱۷۰۰ و ۱۵۲۷ کیلوگرم بر مترمکعب با رطوبت ۵٪ در نظر گرفته شده است. قابل ذکر می‌باشد به جهت کنترل تراکم نسبی لایه‌های ماسه، نمونه‌گیری و آزمایش‌های سندباتل انجام گرفته است. به‌منظور تولید DSM و GD در ابتدا لوله‌ها یکی یکی و به‌صورت یک در میان از خاک بیرون آورده می‌شود سپس حفرات ایجاد شده توسط مصالح مشخص پر می‌شود شایان ذکر می‌باشد که پر کردن ملات در حفرات در هر یک از ستون‌های DSM طی پنج مرحله لایه‌ریزی انجام می‌گردد. هر لایه با اهرم تراکم با تعداد ضربات ثابت متراکم می‌گردید مقدار مقاومت تک‌محوری و مدول الاستیسیته سه روزه در حالت اشباع DSM ایجاد شده با این روش به ترتیب برابر با ۳۵۰ کیلوپاسکال و ۲۵/۵ مگاپاسکال به دست می‌آید. دانسیته شن سنگی در GD ایجاد شده هم برابر با ۱۶۵۰ کیلوگرم بر مترمکعب می‌باشد. به‌منظور دستیابی به این اهداف مقدار مصالح، تعداد ویبره و ارتفاع سقوط به‌وسیله روش صحیح و خطا در هر دو نوع ستون تعیین شده بود. باید در نظر داشت که در طول ضربه و تراکم، خاک اطراف حفره در طول این روش اجرا متراکم نگردد. در شکل (۳) فرآیند اجرای ستون‌ها نشان داده شده است.

### ۳- ابزار آزمایش

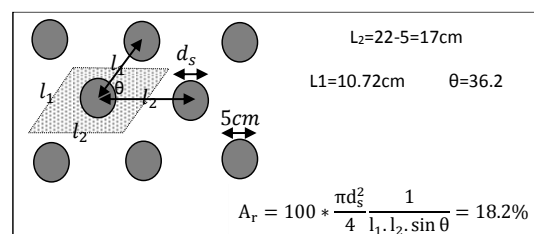
#### ۳-۱- میز لرزه

آزمایش مدل میز لرزه با استفاده از یک میز به ابعاد ۲×۳ متر

هندسه ساختگاه GD و DSM در مدل شبیه هم می‌باشد. در مدل تهیه شده چیدمان ستون‌ها به‌صورت مثلثی بوده و تعداد آن‌ها در هر طرف ۸ عدد و قطرشان ۵ سانتی‌متر می‌باشد. نسبت مساحت جایگزین مطابق شکل (۲) برابر با ۱۸/۲٪ می‌باشد. ابعاد فونداسیون‌ها برابر با ۲۲×۳۰ سانتی‌متر و ضخامت ۶ سانتی‌متر با وزن ۳۰ کیلوگرم می‌باشد. فونداسیون به‌کار گرفته شده نشان‌دهنده یک ساختمان حدود ۱۰ طبقه با تنش زیر فونداسیون ۹۰/۹۱ کیلوپاسکال می‌باشد. ساختگاه مدل از دو لایه تشکیل شده است یک لایه خاک ماسه‌ای متراکم و سفت در پایین محفظه و یک لایه ماسه شل بر روی آن می‌باشد.



شکل ۱- پلان مدل ایجاد شده (ابعاد به سانتی‌متر)



شکل ۲- الگوی مثلثی و مقدار نسبت مساحت جایگزین ( $A_r$ )

مدل‌سازی ستون‌های DSM در آزمایشگاه توسط محققان مختلف مورد بررسی قرار گرفته است. Bahmanpour و همکاران (۲۰۱۹) یکسری آزمایش‌های میز لرزه بر روی رفتار DSM در کاهش روانگرایی زمین انجام داده‌اند. آن‌ها مدل‌سازی ستون‌ها را توسط لوله‌های PVC با قطر خارجی ۵ سانتی‌متر و ضخامت ۲ سانتی‌متر و ارتفاع ۱ متر انجام داده‌اند. درون لوله‌ها با ماسه خشک پر شده بودند تا به اندازه کافی سنگین شده و در مقابل نیروی شناوری ماسه روانگرا شده مقاومت بکند.

Kitazume و همکاران (۲۰۰۰) و Kitazume (۱۹۹۶) یک سری آزمایش برای مدل‌سازی موج شکن بر روی ستون‌های DSM

### ۳-۲- باکس انعطاف‌پذیر

یک مخزن انعطاف‌پذیر روی میز لرزه برای انجام آزمایش‌های طراحی شده است. اساس طراحی محفظه لمینار این است که سختی جانبی محفظه به علت حاکم بودن خاک در پاسخ سیستم باکس- خاک به حداقل رسانده می‌شود. مخزن مدل به صورت مستطیلی شکل است که دارای طول داخلی ۱۳۵/۵ سانتی‌متر، عرض ۸۵/۶ سانتی‌متر و ارتفاع ۷۲ سانتی‌متر می‌باشد. باکس لمینار از ۱۸ لمینت تکی تکیه داده شده به هم و از قطعات پروفیلی آلومینیوم ساخته شده است. سطح مقطع لمینت‌ها مستطیلی و اندازه مقطع ۴۰ میلی‌متر در ۶۶ میلی‌متر می‌باشد. لمینت‌ها یکی یکی روی همدیگر چیده می‌شوند و به وسیله بلبرینگ‌ها از همدیگر مجزا شده‌اند. جرم هر لمینت برابر با ۷/۱ کیلوگرم است لذا با در نظر گرفتن تراکم نسبی لایه شل  $Dr=0.25$  و لایه متراکم  $Dr=0.80$  نسبت جرم نسبی یک لمینت تکی به ماسه حاوی به ترتیب برای لایه شل برابر با ۱/۱۰٪ و برای ماسه متراکم برابر با ۹/۱٪ می‌باشد چون جرم توده ماسه خیلی بزرگتر از جرم دیوار مخزن است بنابراین اثر نیروی اینرسی باکس در آزمایش ناچیز می‌باشد (Yang و همکاران، ۲۰۲۱؛ Prasad و همکاران، ۲۰۰۴). برای آبندی هیدرولیکی باکس و محافظت از بلبرینگ‌ها از یک لایه پوششی لاستیکی در داخل باکس استفاده شده است. ضخامت این لایه برابر با ۲ میلی‌متر می‌باشد که دارای انعطاف‌پذیری مناسبی می‌باشد. با توجه به انعطاف‌پذیر بودن مرزها، جذب امواج لرزه‌ای در مرزها رخ می‌دهد و در نتیجه انعکاس موج و برگشت به مدل تقریباً ناچیز می‌گردد (Araei و Towhata، ۲۰۱۴).

حرکت باکس انعطاف‌پذیر فقط در یک امتداد و در پلان افقی آزاد می‌باشد. Lee و همکاران (۲۰۱۲) و Turan و همکاران (۲۰۰۹) طراحی و عملکرد باکس انعطاف‌پذیر و اثرات مرزی بر روی پاسخ‌های لرزه‌ای به دست آمده از سنسورهای شتاب و سنسورهای اضافه فشار حفره‌ای را براساس آزمایش‌های سانتریفیوژ مورد بررسی قرار دادند. نتایج مطالعات آن‌ها نشان می‌دهد که اثرات مرزی جعبه بر دامنه ماکزیمم شتاب، فرکانس اصلی، تأخیر زمانی شتاب و فاکتور تشدید شتاب در صورتی که سنسورها در یک فاصله بیشتر از یک بیستم طول مدل از انتهای دیوار قرار بگیرند و نیز بر روی سطح زمین جاسازی نشوند بسیار ناچیز خواهد بود.

### ۴- مصالح

#### ۴-۱- خاک محیط

ماسه فیروزکوه شماره ۱۶۱ که یک ماسه تمیز و یکنواخت می‌باشد در این بررسی مورد استفاده قرار گرفته است. مشخصات آن در جدول (۱) و شکل (۵) آورده شده است.

و حداکثر ظرفیت بارگذاری ۵ تن واقع در مرکز مدیریت بحران و مهندسی زیرساخت دانشگاه ارومیه انجام گرفته است. این میز لرزه قابلیت کار با حداکثر شتاب  $1/5g$ ، حداکثر فرکانس  $18Hz$ ، حداکثر تغییر مکان ۲۴۰ میلی‌متر را دارا می‌باشد. این دستگاه دارای دو موتور محرکه بوده که هر کدام سرعتی معادل ۱۵۰ میلی‌متر بر ثانیه را می‌توانند ایجاد بکنند (شکل (۴)).



(الف)



(ب)

شکل ۳- فرآیند اجرای ستون‌ها: الف) اجرای DSM، ب) اجرای GD



شکل ۴- میز لرزه و باکس انعطاف‌پذیر

جدول ۱- خصوصیات ماسه ۱۶۱ فیروزکوه

مصالح	K (cms/s)	Cc	Cu	FC (%)	D50 (mm)	Emin	emax	Gs
ماسه	۰/۱۲۵	۰/۸۸	۱/۸۷	۱	۰/۲۷	۰/۵۴۸	۰/۸۷۴	۲/۶۵
شن	۷/۳۱	۰/۹۱	۲/۷۴	۱	۸/۵	.....	.....	۲/۶۶

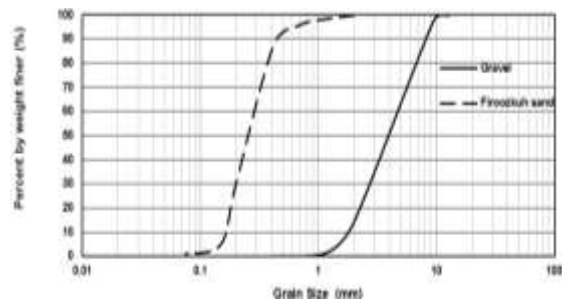
مدل‌سازی این مقدار برابر با ۱/۴۳ به‌دست آمده است. همان‌طور که ملاحظه می‌گردد مصالح شن استفاده شده در ستون‌های شنی شرایط عدم مسدودشدگی، نشانه کیفی و نفوذپذیری را ارضا می‌کنند. برای محاسبه ظرفیت زهکشی GD از نمودارهای ارائه شده توسط Seed و Booker استفاده شده است. در این نمودارها خصوصیات خاک روانگرا، نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای، خصوصیات تحکیم خاک مستعد روانگرا و بارگذاری مدنظر قرار گرفته است. در طراحی ستون‌ها، در نظر گرفتن حداکثر نسبت فشار آب منفذی اضافی ( $r_{umax}$ ) ۰/۲۵ تا ۰/۵۰ معمول است (Brennan و Madabhushi، ۲۰۰۲؛ Koizumi و Iai، ۱۹۸۶).

#### ۴-۳- ستون‌های اختلاط عمیق

مصالح مورد استفاده برای ساخت ستون‌ها که به‌صورت درجا اجرا گردیده‌اند شامل ماسه محیط و سیمان پرتلند نوع دو می‌باشد که به‌صورت درجا و با نسبت آب به سیمان یک و عیار ۱۱۰ کیلوگرم بر مترمکعب ایجاد شده‌اند.

Esmaili و همکاران (۲۰۱۴) یکسری مطالعات آزمایشگاهی برای بررسی اثربخشی DSM در پایداری ماسه شل انجام داده‌اند. نتایج تحقیقات آن‌ها نشان داد که بهترین نسبت آب به سیمان برای اجرای مناسب DSM استفاده از نسبت آب به سیمان برابر یک می‌باشد. در تعیین مشخصات مکانیکی DSM برای ساخت در آزمایشگاه در ابتدا مدول برشی متوسط توده خاک محیط و ستون‌ها در مدل آزمایشگاهی برپایه روابط مقیاس حاکم بر پروتوتایپ و مدل به‌دست آمده است و سپس براساس نسبت مساحت جایگزین مقدار مدول برشی و مدول الاستیسیته ستون‌ها حاصل می‌گردد. در این تحقیق نسبت‌های متفاوتی در طرح اختلاط مورد بررسی قرار گرفته است که با در نظر گرفتن پارامترهایی همچون روش اجرا، مقدار مقاومت تک‌محوری ستون‌های اختلاط عمیق (در اجرا بین ۲۰۰۰-۵۰۰۰ کیلوپاسکال است)، مدول الاستیسیته، زمان عمل‌آوری و اعمال روابط مقیاس، نهایتاً مقادیر درصد طرح اختلاط نهایی متناسب با مشخصات مکانیکی در مدل حاصل گردیده است. مشخصات مکانیکی DSM شامل قطر ( $D_{dsm}=1m$ )، نسبت مساحت جایگزین ( $A_r=1.18/2$ )، مدول الاستیسیته ( $E_{dsm}=100MPa$ ) مدول برشی ( $G_{dsm}=42MPa$ ) و مقاومت تک‌محوری ( $qu=3/5MPa$ ) در نظر گرفته شده است.

مطابق با سیستم رده‌بندی خاک یونیفاید (USCS) این ماسه در رده ماسه بد دانه‌بندی شده (SP) قرار دارد (Bahadori و همکاران، ۲۰۰۸؛ Farahmand و همکاران، ۲۰۱۶).



شکل ۵- منحنی دانه‌بندی شن و ماسه استفاده شده در آزمایش‌ها

#### ۴-۲- ستون‌های شنی

در شکل (۵) و جدول (۱) توزیع اندازه ذرات و خصوصیات مکانیکی شن نشان داده شده است. در مصالح شنی با افزایش اندازه ذرات نفوذپذیری مصالح زیاد می‌شود با این وجود فضای خالی بین ذرات نیز افزایش می‌یابد و در نتیجه توان برای مسدودشدگی زیاد می‌شود بنابراین فضاهای خالی با خاک محیط پر شده و باعث کاهش نفوذپذیری ستون‌ها می‌گردد. مطالعات انجام گرفته توسط (Seed و Booker، ۱۹۷۷) مشخص کرد که نفوذپذیری GD باید حداقل بیشتر از ۲۰۰ برابر نفوذپذیری خاک محیط باشد. برای کنترل مسدودشدگی و شاخص کیفیت مصالح شنی لازم می‌باشد که نسبت قطر ذرات مصالح زهکش معادل با درصد عبوری ۱۵٪ به قطر ذرات خاک محیط معادل با درصد عبوری ۸۵ کمتر از ۵ را ارضا نماید که مقدار این نسبت برای مصالح ما برابر با ۴/۷۸ به‌دست آمده است. همچنین اگر درجه شاخص کیفی مصالح زهکش (SN) کمتر از ۱۰ حاصل گردد درجه مناسب بودن مصالح زهکش عالی است. این شاخص را می‌توان با رابطه (۱) بیان کرد (Bayati و Bagheripour، ۲۰۱۹؛ Brown، ۱۹۷۷؛ Orense و همکاران، ۲۰۰۳).

$$S_N = 1.7 \sqrt{\left(\frac{3}{(D_{50})^2} + \frac{1}{(D_{20})^2} + \frac{1}{(D_{10})^2}\right)} \quad (1)$$

در این رابطه،  $D_{50}$ ،  $D_{20}$  و  $D_{10}$  به ترتیب قطر ذراتی هستند که ۵۰، ۲۰ و ۱۰ درصد دانه‌های نمونه ریزتر از آن‌ها هستند. در این

## ۵- روابط شبیه‌سازی

$$G_{avg} = G_S(1 - A_r) + G_C \cdot A_r \quad (۵)$$

با توجه به عدم اختلاف زیاد سختی بین ستون‌ها و خاک، شرایط سازگاری کرنش برشی در محاسبات در نظر گرفته می‌شود. روابط مقیاس و نتایج در جدول (۲) ارائه شده‌اند.

جدول ۲- روابط شبیه‌سازی

Model	Prototype	scale factors (Prototype/model)	پارامتر
۰/۰۵	۱	N (برابر با ۲۰)	هندسه
۵	۱۰۰	N	قطر ستون (cm)
۱۵/۲۷	۱۵/۲۷	1	دانسیته خاک (kN/m <sup>3</sup> )
۴/۵۵	۹۰/۹۱	N	سربار فونداسیون (kPa)
۰/۲۰g	۰/۲۰g	1	شتاب
۰/۴۴	۰/۴۴	1	پوکی خاک (%)
۲/۲۴	۱۰/۱	N <sup>0.5</sup>	مدول برشی متوسط (Mpa)

## ۶- ابزار کنترل

در شکل (۶) جانمایی سنسورها در مدل نشان داده شده است. تعداد سنسورهای شتاب برابر با ۹ عدد و تعداد سنسورهای اضافه فشار آب حفره‌ای ۴ و سنسورهای تغییر مکان سنخ سه عدد می‌باشد. برای به دست آوردن پاسخ شتاب و فشار آب حفره‌ای و جابه‌جایی سیستم یکسری سنسورها در عمق‌های مشخص در داخل باکس و در امتداد ستون‌های موجود طوری قرار داده شده‌اند که مناسب‌ترین پاسخ‌ها دریافت گردد. سنسورهای شتاب در سه عمق ۲۵، ۴۵ و ۶۰ سانتی‌متر از کف باکس و یک سنسور شتاب در بیرون باکس برای ثبت حرکت ورودی به باکس و سنسورهای فشار در دو عمق ۳۵ و ۵۲/۵ سانتی‌متر از کف باکس قرار گرفته‌اند. برای سنجش پاسخ شتاب فونداسیون‌ها سنسور شتاب بر روی آن‌ها نصب شده است. هندسه قرارگیری سنسورها در هر دو ساختگاه مشابه هم می‌باشند. نشست فونداسیون‌ها هم به وسیله سنسورهای LVDT که در مرکز سطح فونداسیون قرار گرفته‌اند کنترل می‌گردد. همان‌طور که در شکل (۶) نشان داده شده است فونداسیون‌ها بر روی یک تشک شنی با ضخامت ۲/۵ سانتی‌متر بر روی ستون‌ها قرار گرفته‌اند. این لایه به عنوان پلت فرم انتقال بار عمل می‌کند و عملکرد اصلی آن انتقال سربارها به روی GD و DSM و کاهش بارهای قائم بر روی خاک‌های نرم می‌باشد. این لایه جابه‌جایی تفاضلی بین خاک‌های اصلاح شده و نشده را کاهش می‌دهد.

اگرچه که برآورد همه الزامات شبیه‌سازی آزمایش‌ها در محیط ۱g غیرممکن می‌باشد اما می‌توان تعدادی از موارد مهم تأثیرگذار در آزمایش‌ها مطابق با اهداف اصلی مطالعه را اعمال کرد. یکی از مهم‌ترین آن‌ها، پارامتر مدول برشی متوسط زمین بهسازی شده ( $G_{ave}$ ) می‌باشد که نقش مهمی را در تأثیر عملکرد گروه ستون‌های زیرزمینی روی روانگرایی و نشست فونداسیون بازی می‌کند. علت آن را می‌توان به تأثیر ستون‌ها در حفظ سختی محیط خاک ربط داد. در این مطالعه روابط شبیه‌سازی استخراج شده توسط Iai (۱۹۸۹) مورد استفاده قرار گرفته است. مطابق پروژه‌های مهندسی و ابعاد محفظه، فاکتور مقیاس هندسی برابر با ۲۰ تعیین شده است. تخمین افزایش مقاومت برشی خاک مسلح شده با DSM به وسیله روش‌های مختلف می‌تواند تعیین بشود. یک روش برپایه سازگاری کرنش برشی بین ستون‌ها و خاک محیط است و روش دیگر که فرض می‌کند بین DSM و خاک محیط اختلاف کرنش برشی وجود دارد. این روش‌های تحلیلی می‌تواند برای به دست آوردن مدول برشی متوسط برای خاک‌های اصلاح شده مورد استفاده قرار بگیرد. ناسازگاری کرنش برشی زمانی که سختی ستون‌ها نسبت به خاک محیط زیاد می‌شود افزایش می‌یابد. نسبت مدول برشی متوسط برای خاک اصلاح شده ( $G_{avg}$ ) به مدول برشی در کرنش کوچک برای خاک اصلاح نشده ( $G_S$ ) می‌تواند به صورت روابط (۲) تا (۴) تخمین زده شود (Rayamajhi و همکاران، ۲۰۱۴).

$$\frac{G_{avg}}{G_S} = \left(\frac{\tau_{avg}}{\gamma_{avg}}\right) \cdot \frac{1}{G_S} = \frac{1 + A_r \cdot (\gamma_r \cdot G_r - 1)}{1 + A_r \cdot (\gamma_r - 1)} \quad (۲)$$

$$\gamma_r = \frac{\gamma_{Soil-Cement}}{\gamma_{Soil}} = 1.04(G_r)^{-0.65} - 0.04 \quad (۳)$$

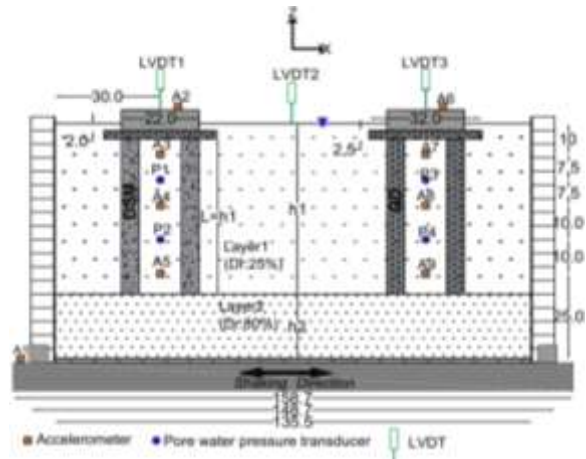
$$G_r = \frac{G_C}{G_S} \quad (۴)$$

که در آن،  $\tau_{ave}$  و  $\gamma_{ave}$  به ترتیب متوسط تنش برشی و کرنش برشی برای خاک بهبود یافته است و  $G_C$  مدول برشی ستون در کرنش کوچک و  $\gamma_r$  نسبت کرنش برشی و  $\gamma_{soil-cement}$  کرنش برشی در ستون سیمان- خاک و  $A_r$  نسبت مساحت اصلاحی توسط ستون‌ها و  $\gamma_{soil}$  کرنش برشی در خاک است. این روابط شرایط ناسازگاری کرنش برشی بین ستون‌ها و خاک محیط را با استفاده از پارامتر  $\gamma_r$  را در نظر می‌گیرند. وقتی  $\gamma_r = 1$  شود این روابط سازگاری کرنش برشی بین خاک محیط و ستون‌ها را در نظر می‌گیرند (DehqanKhalili و همکاران، ۲۰۲۰). در این حالت مقدار مدول برشی متوسط به صورت رابطه (۵) به دست می‌آید.

آزمایش‌ها در جدول (۳) نشان داده شده است. در این آزمایش‌ها تأثیر ضخامت لایه خاک روانگرا بر روی عملکرد دو روش بهسازی GD و DSM جهت مقابله با خطرات روانگرایی مورد بررسی قرار گرفته است. پیک شتاب ورودی برای همه تست‌ها حدوداً برابر با  $0.2g$  و در فرکانس‌های ۱، ۲ و ۳ هرتز اعمال شده است.

#### ۸- نتایج آزمایش‌ها

در مطالعه حاضر چندین مجموعه آزمایش برای بررسی اثرات ضخامت لایه مستعد روانگرا، فرکانس، طول ستون‌ها و عملکرد روش بهسازی جهت مقابله با روانگرایی انجام گرفته است. با توجه به وجود دو لایه با ضخامت و تراکم نسبی مختلف و نیز وجود تنش برشی استاتیکی اولیه قاعداً باید رفتار دینامیکی این ساختگاه در این بارگذاری دینامیکی پیچیده و متفاوت از هم باشد. در ادامه اثرات ضخامت لایه مستعد روانگرا بر پاسخ‌ها در قالب رفتار نشست و چرخش فونداسیون، نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای، شتاب، تنش و کرنش و سختی برشی را مورد بررسی قرار می‌دهیم.



شکل ۶- مقطع باکس و مدل (ابعاد به سانتی‌متر)

#### ۷- آزمایش‌های میز لرزه انجام شده

در این مطالعه ۱۰ آزمایش (یک مدل با زمین بهسازی نشده و ۹ مدل زمین بهسازی شده) انجام گردیده است. جزئیات

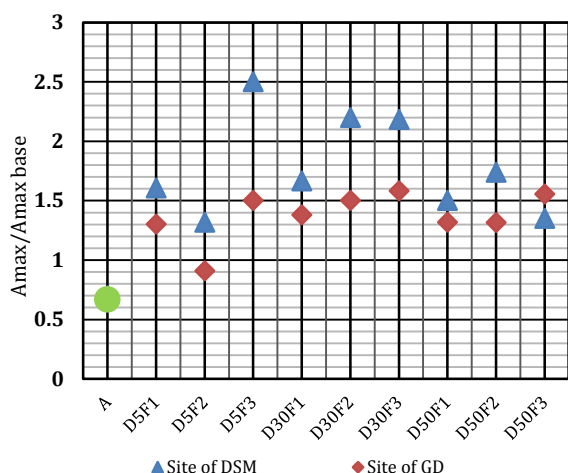
#### جدول ۳- جزئیات انجام آزمایشات

ضخامت لایه‌ها		فرکانس بارگذاری (HZ)	DSM و GD		شماره سری تست	شماره آزمایش	شماره تست
h2 (cm)	h1 (cm)		طول (cm)	قطر (cm)			
۵	۶۵	۲	No	No	...	A	۱
۵	۶۵	۱	۶۵			D5F1	۲
۵	۶۵	۲	۶۵	۵	D5	D5F2	۳
۵	۶۵	۳	۶۵			D5F3	۴
۳۰	۴۰	۱	۴۰			D30F1	۵
۳۰	۴۰	۲	۴۰	۵	D30	D30F2	۶
۳۰	۴۰	۳	۴۰			D30F3	۷
۵۰	۲۰	۱	۲۰			D50F1	۸
۵۰	۲۰	۲	۲۰	۵	D50	D50F2	۹
۵۰	۲۰	۳	۲۰			D50F3	۱۰

\* تراکم نسبی لایه شل برابر با ۲۵ درصد و تراکم نسبی لایه متراکم برابر با ۸۰ درصد می‌باشد.

۸-۱- شتاب  
تحلیل نتایج استخراج شده از دیتاهای آزمایشگاهی بستگی به سنسورهای شتاب، پردازش دیتاها و تکنیک آنالیز به کار گرفته شده دارد. در این میان اصلاح دریافت خط پایه نمودار هم حائز اهمیت می‌باشد. فیلتر فرکانس بین  $0.1$  تا  $20$  هرتز در نظر گرفته شده است تا بتوان نویز در رنج فرکانس بالا و دریافت در رنج فرکانس پایین را حذف کرد (Rayhani و El Naggar, ۲۰۰۸).  
به منظور بررسی اثرات ضخامت لایه مستعد روانگرا بر پاسخ‌های دینامیکی سیستم فونداسیون و خاک بهسازی شده، مقادیر شتاب‌های ماکزیمم روی سطح فونداسیون (A2, A6) در زمین بهسازی شده و نشده در بارگذاری‌های مختلف مورد بررسی قرار گرفته است.

شتاب می‌تواند یک شاخص برای تشخیص روانگرایی و میزان اثربخشی روش‌های مقابله با آن باشد. بعد از وقوع روانگرایی مقاومت و سختی خاک شدیداً کاهش پیدا می‌کند که در نتیجه آن امواج برشی مستهلک شده و به‌طور ضعیف به سطح زمین می‌رسند و لذا دامنه شتاب در سطح زمین کاهش پیدا می‌کند. در شکل (۷) تاریخچه زمانی شتاب ورودی به پایه باکس در فرکانس‌های ۱، ۲ و ۳ هرتز ارائه شده است. بارگذاری سیستم به صورت هارمونیک می‌باشد و مدت زمان بارگذاری در کلیه تست‌ها برابر با هشت ثانیه می‌باشد. تعداد سیکل‌های بارگذاری بسته به فرکانس بار ورودی برای فرکانس‌های یک، دو و سه هرتز به ترتیب برابر با ۸، ۱۶ و ۲۴ سیکل می‌باشد. شایان ذکر می‌باشد دقت

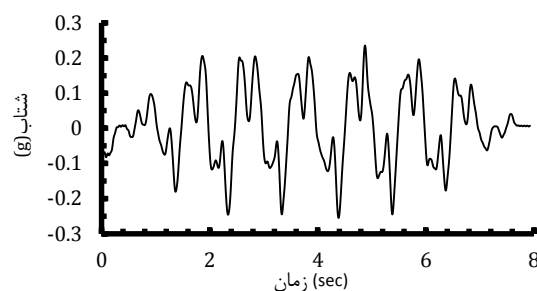


شکل ۸- پیک نسبت شتاب روی فونداسیون در کلیه تست‌ها

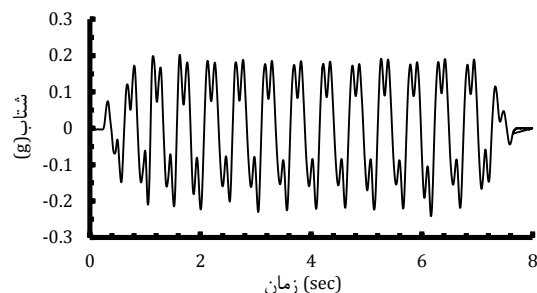
اما در مقابل این نسبت در ساختمان مسلح شده بیشتر از یک می‌باشد و مقدار آن در زمین مسلح شده با DSM بیشتر از ساختمان مسلح شده با GD می‌باشد. همان‌طور که ملاحظه می‌شود با کاهش ضخامت لایه مستعد روانگرا ( $h1$ ) و افزایش ضخامت لایه متراکم ( $h2$ ) اختلاف در مقدار نسبت شتاب‌ها در هر دو تکنیک اصلاحی کاهش پیدا می‌کند. در فرکانس ۳ Hz اختلاف این نسبت در هر دو ساختمان بهسازی شده تقریباً بیشتر از بقیه فرکانس‌ها می‌باشد در مقابل در فرکانس ۱ Hz اختلاف این نسبت در هر دو ساختمان کمتر از بقیه فرکانس‌ها می‌باشد. همان‌طور که از شکل (۸) مشاهده می‌گردد در ساختمان مسلح شده با ستون‌های شنی اثر تغییر فرکانس بر نسبت شتاب‌ها تقریباً ناچیز می‌باشد ولی اثر فرکانس در ساختمان مسلح شده با ستون‌های اختلاط عمیق قابل ملاحظه‌تر می‌باشد. همچنین در تست سری D30 اختلاف این نسبت بیشتر از بقیه ضخامت‌ها می‌باشد. بنابراین برپایه شتاب سطح، اثربخشی DSM برای مقابله با مخاطرات روانگرایی نسبت به GD بهتر می‌باشد (Yang و همکاران، ۲۰۲۱).

#### ۸-۲- تاریخچه نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای

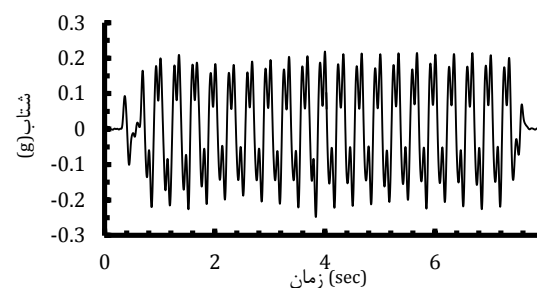
اضافه فشار آب حفره‌ای یکی از فاکتورهای مهم در بررسی رفتار لرزه‌ای ماسه‌های شل اشباع تحت بارهای دینامیکی اعمالی می‌باشد. نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای به صورت  $(R_u = \Delta u / \sigma'_0)$  تعریف می‌شود. در یک توده خاک شل اشباع مستعد روانگرایی اگر ضخامت لایه خاک زیاد باشد تمایل به نشست توده بزرگ خاک شل اشباع و تولید اضافه فشار آب حفره‌ای هم زیاد خواهد بود با ایجاد فشار آب حفره‌ای اضافی با حجم زیاد درجه نرم‌شدگی خاک زیر فونداسیون نیز افزایش پیدا خواهد کرد. بالعکس در خاک‌های ماسه‌ای شل اشباع با کاهش ضخامت لایه، حجم اضافه فشار آب حفره‌ای تولید شده به تناسب کمتر خواهد شد و میزان نرم‌شدگی



(الف)



(ب)



(ج)

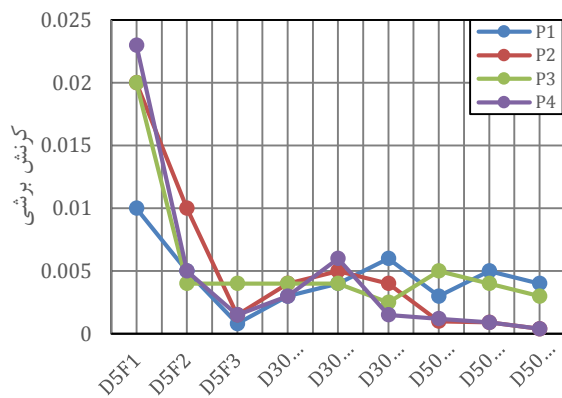
شکل ۷- تاریخچه زمانی شتاب ورودی: الف) فرکانس ۱ هرتز، ب) فرکانس ۲ هرتز، ج) فرکانس ۳ هرتز

نتیج در شکل (۸) ارائه شده است. در این نمودار نسبت ماکزیمم شتاب در سطح فونداسیون به ماکزیمم شتاب پایه در کلیه تست‌ها مورد بررسی قرار گرفته است. در تست‌های سری D5 (یعنی لایه مستعد روانگرا با ضخامت زیاد) بعد از تعدادی سیکل اعمالی پدیده نرم‌شدگی رخ داده است و علی‌رغم افزایش دامنه شتاب در سیکل‌های اول در نهایت دامنه‌های شتاب تقلیل پیدا کرده است. با توجه به شکل (۸) ملاحظه می‌گردد که در زمین مسلح شده، تأثیر قابل توجهی در شتاب پیک اعمالی به فونداسیون در مقایسه با زمین مسلح نشده (Test A) وجود دارد. همان‌طور که مشخص است نسبت شتاب ماکزیمم روی سطح فونداسیون به شتاب ماکزیمم پایه  $(A_{f,max} / A_{b,max})$ ، در ساختمان مسلح نشده کمتر از یک می‌باشد که نشان می‌دهد به علت نرم‌شدگی و کاهش شدید سختی خاک و افزایش میرایی، شتاب‌ها تضعیف شده‌اند.

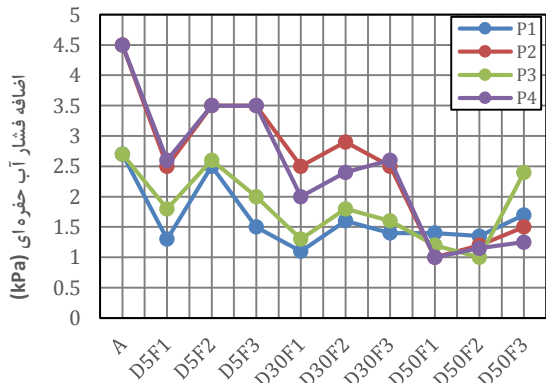


به عبارتی دیگر استهلاک اضافه فشارها اول از مناطق عمیق‌تر شروع می‌شود و در ادامه به قسمت‌های کم عمق‌تر گسترش پیدا می‌کند. این روند در زلزله ۱۹۹۵ کوبه روی داد که در آن تراوش رو به بالا در جزیره روکو تا بعد از یک ساعت از وقوع زلزله مشاهده شده است. این انتقال آب به لایه‌های سطحی باعث کاهش شدید مقاومت خاک و ایجاد روانگرایی ثانویه و تغییر شکل‌های بزرگ خاک می‌شود (Sadrekarimi و Ghalandarzadeh، ۲۰۰۵).

در نمودارهای (۱۰) و (۱۱) توزیع کرنش‌های برشی و اضافه فشار آب حفره‌ای ماکزیمم در کلیه تست‌ها نشان داده شده است. همان‌طور که ملاحظه می‌گردد در هر دو روش تسلیح در حالت کلی با کاهش ضخامت لایه روانگرا میزان کرنش‌های برشی ماکزیمم و نیز اضافه فشار آب حفره‌ای تولیدی کاهش پیدا می‌کنند و این نشان می‌دهد که ضخامت لایه روانگرا تأثیر بسزایی در عملکرد و اثر بخشی روش‌های بهسازی دارد. همان‌طور که ملاحظه می‌گردد در تست‌های سری D5 که ضخامت لایه روانگرای مشابه با تست مسلح نشده (Test A) دارند مقادیر اضافه فشارهای حفره‌ای در مقایسه با مدل مسلح نشده افت قابل توجهی پیدا کرده است به عبارتی تسلیح خاک با ستون‌ها باعث بهبود مقاومت برشی متوسط توده خاک مسلح شده است.

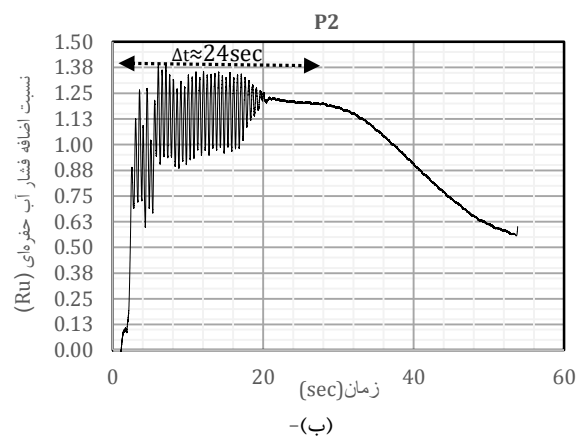
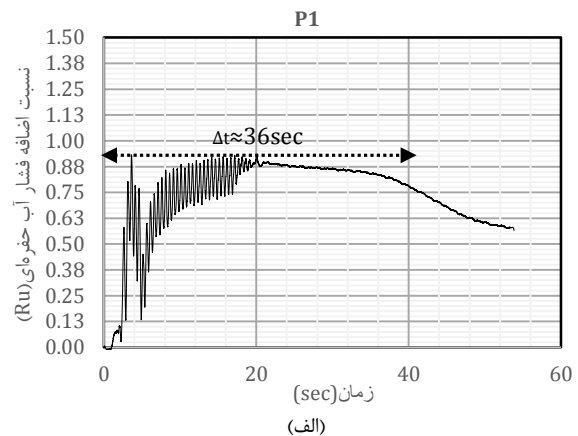


شکل ۱۰- کرنش برشی ماکزیمم در کلیه تست‌ها



شکل ۱۱- اضافه فشار آب حفره‌ای ماکزیمم در کلیه تست‌ها

خاک زیر فونداسیون و در نتیجه نشست‌ها کمتر خواهد شد. فرکانس بارگذاری می‌تواند پاسخ فشار آب حفره‌ای را در هر دو شرایط تحت تأثیر قرار دهد. استفاده از روش‌های بهسازی خاک از جمله DSM و GD می‌تواند بر مقدار Ru و در نتیجه درصد نرم‌شدگی خاک زیر فونداسیون تأثیر بگذارد. در شکل (۹) نمودار Ru نسبت به زمان در تست A در فرکانس بارگذاری ۲Hz نشان داده شده است. همان‌طور که ملاحظه می‌گردد مقدار Ru در عمق ۳۵ سانتی‌متری (p2) بیشتر از عمق ۱۷/۵ سانتی‌متری (p1) می‌باشد که این شرایط برعکس حالت سطح زمین آزاد (بدون فونداسیون) می‌باشد. در اثر حضور تنش برشی استاتیکی (فونداسیون)، خاک رفتار اتساعی از خود نشان می‌دهد و لذا Ru در زیر فونداسیون کمتر می‌باشد. همان‌طور که ملاحظه می‌گردد ماندگاری و دوام Ru در محل سنسور (p1) بیشتر از سنسور (p2) می‌باشد که یکی از علت‌های مهم آن می‌تواند تشکیل گرا دیان هیدرولیکی و حرکت اضافه فشارهای آب حفره‌ای تولیدی از محدوده‌های عمیق‌تر به سطوح بالاتر باشد لذا مدت زمان دوام اضافه فشارها در سطوح بالاتر زیاد خواهد بود.



شکل ۹- نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای در تست A: الف) در محل سنسور P1 عمق ۱۷/۵ سانتی‌متر، ب) در محل سنسور P2 عمق ۳۵ سانتی‌متر

می‌باشد. همان‌طور که ملاحظه می‌گردد در مدل مسلح نشده فونداسیون کاملاً در خاک فرو رفته است اما در مدل مسلح شده با ستون‌ها، فونداسیون‌ها چندان نشست خطرناکی را متحمل نشده‌اند و فونداسیون سازه می‌تواند با هزینه جزئی احیاء و به خدمات رسانی ادامه بدهد. البته قابل ذکر می‌باشد که فونداسیون واقع در زمین مسلح شده با GD در مقایسه با فونداسیون واقع در زمین مسلح شده با DSM نشست و واژگونی بیشتری را متحمل شده است. در جدول (۴) تأثیر فرکانس بر نشست‌ها نشان داده شده است.



(الف)



(ب)

شکل ۱۲- تصاویری از مدل بعد از انجام آزمایش: (الف) مدل مسلح نشده (تست A)، (ب) مدل مسلح شده (تست D5F3)

جدول ۴- نشست ماکزیمم فونداسیون در فرکانس‌های مختلف (واحد: سانتی‌متر)

مسلح نشده	مسلح شده با ستون			مسلح شده با ستون اختلاط عمیق		
	۶۵	۴۰	۲۰	۶۵	۴۰	۲۰
h1 (cm)	۲۰	۴۰	۶۵	۲۰	۴۰	۶۵
F=1 (Hz)	۳	۳	۱۰	۵	۲	۳/۲
F=2 (Hz)	۴	۶/۵	۹	۳/۱	۳/۵	۳
F=3 (Hz)	۵	۳/۸	۶	۲/۹	۲	۲/۵

h1: ضخامت لایه مستعد روانگرا، F: فرکانس حرکت ورودی

براساس شکل (۱۰) ملاحظه می‌گردد که فرکانس حرکت ورودی که مستقیماً بر تعداد سیکل‌های اعمالی بر مدل‌ها تأثیر می‌گذارد بر مقادیر کرنش برشی و در نتیجه سختی برشی خاک می‌تواند تأثیر بگذارد. همان‌طور که از شکل (۱۰) مذکور مشخص است در سری تست D5 (یعنی لایه مستعد روانگرا با ضخامت زیاد) در فرکانس ۱ هرتز مقادیر کرنش برشی ماکزیمم بیشتر از فرکانس‌های دیگر است همین‌طور در سری تست D30 مقدار کرنش برشی ماکزیمم در فرکانس ۲ هرتز تا حدودی بیشتر از فرکانس‌های دیگر است ولی در سری تست D50 به علت کاهش زیاد ضخامت لایه مستعد روانگرا تغییر در کرنش برشی ماکزیمم در فرکانس‌های مختلف ناچیز می‌باشد. بنابراین فرکانس حرکت ورودی در ضخامت‌های مختلف لایه خاک مستعد روانگرا می‌تواند بر پاسخ‌های دینامیکی خاک تأثیر بگذارد.

### ۳-۸- نشست

جابه‌جایی فونداسیون ناشی از وقوع پدیده روانگرایی می‌تواند از سه مکانیزم سرچشمه بگیرد. اولی ناشی از خالی شدن خاک زیر فونداسیون است که در این مدل‌سازی مشاهده نشده است. دومی ناشی از برش است که از گسیختگی پانچ و یا اندرکرنش خاک و سازه ایجاد می‌شود که در مدل ما بخش قابل توجهی از نشست فونداسیون را تشکیل داده است. سومین مکانیزم نشست ناشی از تغییر حجم است که از ته‌نشینی و یا تحکیم خاک بعد از روانگرایی ایجاد می‌شود. تحکیم به دلیل استهلاک اضافه فشار آب منفذی رخ می‌دهد. واکنش و مشارکت هر یک از این مکانیسم‌های ته‌نشینی در جابه‌جایی کلی سازه تابعی از خواص خاک و سازه و ویژگی‌های حرکت زمین است.

Bahmanpour و همکاران (۲۰۱۹) در مطالعات خود نشان دادند که نشست یک پارامتر کلیدی در تشخیص اثربخشی ستون‌های مسلح‌کننده خاک می‌باشد. گسیختگی خاک زیر فونداسیون حاصل از افت مقاومت خاک در اثر افزایش نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای و کاهش شدید تنش‌های مؤثر می‌باشد. در زمین بهسازی نشده (test A) بعد از اعمال بار دینامیکی در سیکل دوم بارگذاری، فونداسیون‌ها به‌طور کامل در زمین فرو رفته‌اند و تا عمق ۶۵ سانتی‌متر در داخل خاک مدفون شده‌اند دلیل این رویداد خطرناک عمق زیاد لایه اشباع روانگرا و از دست رفتن سختی و مقاومت برشی خاک در اثر تولید اضافه فشار آب حفره‌ای در حجم زیاد در توده خاک شل زیر فونداسیون می‌باشد. در مدل‌های دیگر با تسلیح خاک مقادیر نشست‌ها شدیداً کاهش پیدا کرده است. در شکل (۱۲) تصاویری از نشست فونداسیون در مدل مسلح نشده و مسلح شده نشان داده شده است. در این دو تصویر ضخامت لایه مستعد روانگرا در هر دو مدل یکسان و برابر با ۶۵ سانتی‌متر

این مشخص می‌کند هر چه ستون‌های اختلاط عمیق عمق دفن بیشتری داشته باشد ستون‌ها به خمش و برش عمل می‌کنند و این باعث شکسته شدن ستون‌های اختلاط عمیق در لایه‌های ضخیم مستعد روانگرا می‌شود. در ضخامت‌های دیگر شکست در ستون‌های DSM مشاهده نشده است.

#### ۹- رفتار تنش و کرنش

مدل خاک بر روی میز لرزه تحت بارگذاری برشی یک‌بعدی قرار می‌گیرد. معادله تیر برشی اولین بار توسط Elgamal و Zeghal به صورت رابطه (۶) ارائه گردیده است.

$$\frac{\partial \tau}{\partial z} = \rho \ddot{u} \quad (۶)$$

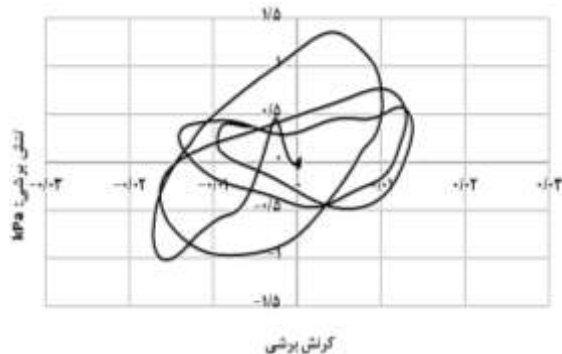
که پارامترهای  $\rho$  و  $\ddot{u}$  به ترتیب شتاب و دانسیته در عمق Z می‌باشند. تنش برشی در عمق مورد نظر به وسیله انتگرال‌گیری توسط رابطه (۷) به صورت زیر به دست می‌آید:

$$\tau(z) = \int_0^z \rho(z) u(z) dz \quad (۷)$$

در این مطالعه در وسط دو سنسور شتاب مقدار کرنش برشی توسط معادله (۸) محاسبه می‌گردد (یعنی در موقعیت سنسورهای اضافه فشار آب حفره‌ای  $p_1, p_2, p_3, p_4$ ).

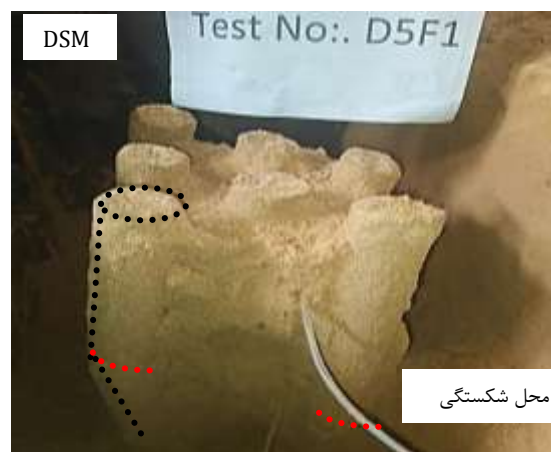
$$\gamma = \frac{(u_2 - u_1)}{(z_2 - z_1)} \quad (۸)$$

در نمودارهای شکل (۱۴) و (۱۵) برای نمونه منحنی‌های حلقه تنش-کرنش در موقعیت سنسورها در مدل A و D5F1 نشان داده شده است. در تست A که تنها سه سیکل بارگذاری نشان داده شده است همان‌طور که ملاحظه می‌گردد حلقه‌های تنش و کرنش در سیکل‌های اول بارگذاری سریعاً به حالت افقی تمایل پیدا می‌کنند که نشان‌دهنده کمتر شدن سختی خاک است که علت آن وقوع پدیده روانگرایی در لایه خاک می‌باشد.



شکل ۱۴- رفتار تنش و کرنش در مدل A در محل سنسور P1

براساس جدول (۴) مشخص است مقادیر ماکزیمم نشست در ضخامت‌های مختلف لایه خاک مستعد روانگرایی وابسته به فرکانس ورودی به آن است. در ساختگاه مسلح شده با GD در  $h_1=65\text{cm}$  که مقدار ضخامت لایه مستعد روانگرا زیاد می‌باشد مقدار نشست ماکزیمم در فرکانس ۱ Hz بیشتر از فرکانس‌های دیگر می‌باشد. همین‌طور در  $h_1=40\text{cm}$  مقدار نشست در فرکانس ۲ Hz بیشتر از فرکانس‌های دیگر می‌باشد و در  $h_1=20\text{cm}$  که ضخامت لایه مستعد روانگرا کمتر می‌باشد نشست در فرکانس حدود ۳ Hz بیشتر از فرکانس‌های دیگر می‌باشد. در ساختگاه مسلح شده با DSM به نظر تغییرات نشست در ضخامت‌های مختلف براساس فرکانس حرکت ورودی به مدل جزئی می‌باشد دلیل این تفاوت رفتاری را می‌توان به نوع روش بهسازی و تفاوت در سختی المان ستون‌ها مربوط دانست. در مدل مسلح نشده مقدار فرکانس ورودی در نشست فونداسیون تأثیری ندارد و همواره روانگرایی کامل رخ می‌دهد. در شکل (۱۳) مکانیزم شکست ستون‌ها در حالت  $h_1=65\text{cm}$  نشان داده شده است.



(الف)



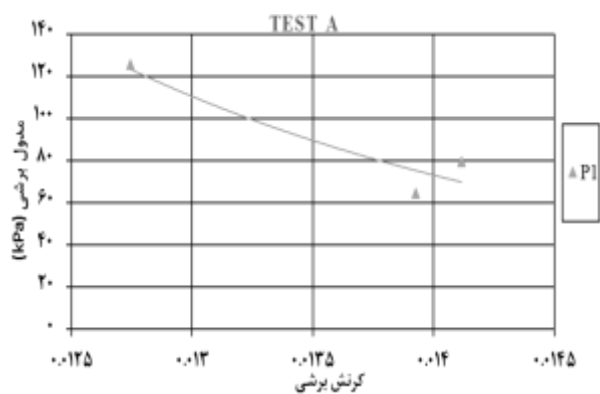
(ب)

شکل ۱۳- (الف) و (ب) شکست ستون‌های DSM و شکم‌دهی ستون‌های GD

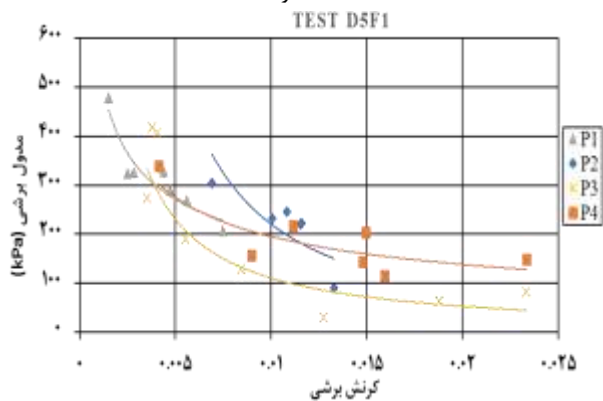
اما در مدل‌های دیگر به علت استفاده از روش‌های بهسازی در خاک تمایل به افقی شدن حلقه‌های تنش و کرنش کاهش پیدا می‌کند و تعداد سیکل بیشتری لازم می‌باشد تا حلقه‌ها حالت افقی پیدا کنند. مقادیر مدول برشی در مقابل کرنش برشی (G-γ) به عنوان پارامترهای ورودی پایه‌ای برای تحلیل دینامیکی می‌باشند. پس از تعیین منحنی‌های حلقه تنش کرنش می‌توان با استفاده از رابطه (۹) مقدار مدول برشی خاک را ترسیم کرد:

$$G = \frac{\tau_{\max} - \tau_{\min}}{\gamma_{\max} - \gamma_{\min}} \quad (9)$$

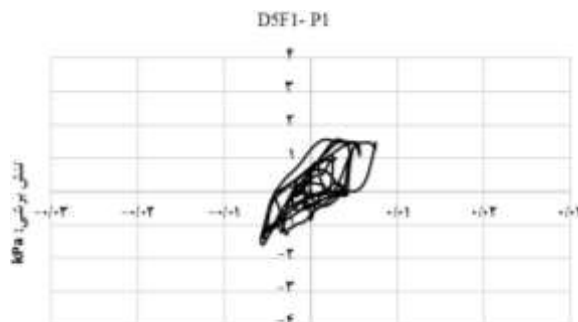
همان‌طور که از شکل (۱۶) مشخص است در تست A مقادیر سختی برشی خاک حتی در سیکل‌های اول بارگذاری خیلی کمتر از مدل‌های دیگر می‌باشد ولی در مدل‌های دیگر به علت مسلح‌سازی مقادیر سختی متوسط خاک افزایش قابل توجهی پیدا می‌کند. از میان مدل‌های بهسازی شده مقادیر مدول برشی متوسط در تست‌های سری D5 کمتر از سری‌های دیگر می‌باشد و این نشان می‌دهد که در لایه مستعد روانگرا با ضخامت زیاد مقادیر سختی برشی متوسط لایه کمتر از لایه‌های شل با ضخامت کمتر می‌باشد. با افزایش اضافه فشارهای آب حفره‌ای مقادیر کرنش برشی افزایش پیدا خواهد کرد و بنابراین به تبع آن سختی خاک به سرعت کاهش پیدا می‌کند.



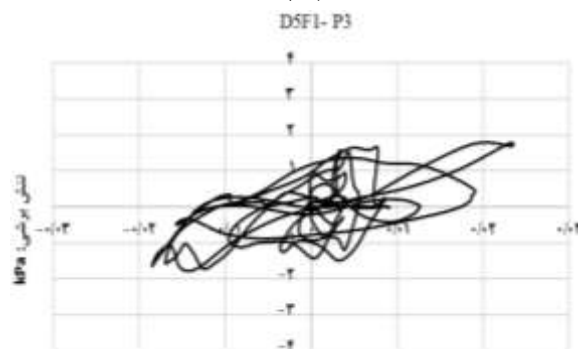
(الف)  $F=2\text{Hz}$  و  $h1=65\text{cm}$



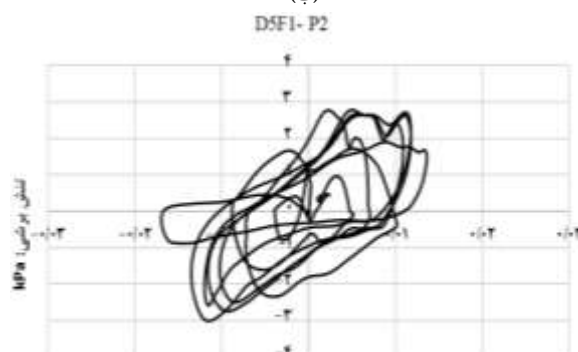
(ب)  $F=1\text{ Hz}$  و  $h1=65\text{cm}$



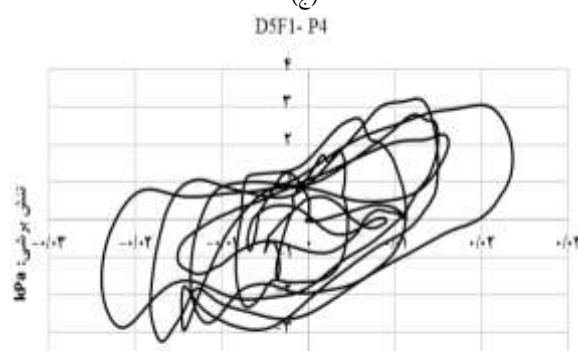
(الف)  
کرنش برشی



(ب)  
کرنش برشی

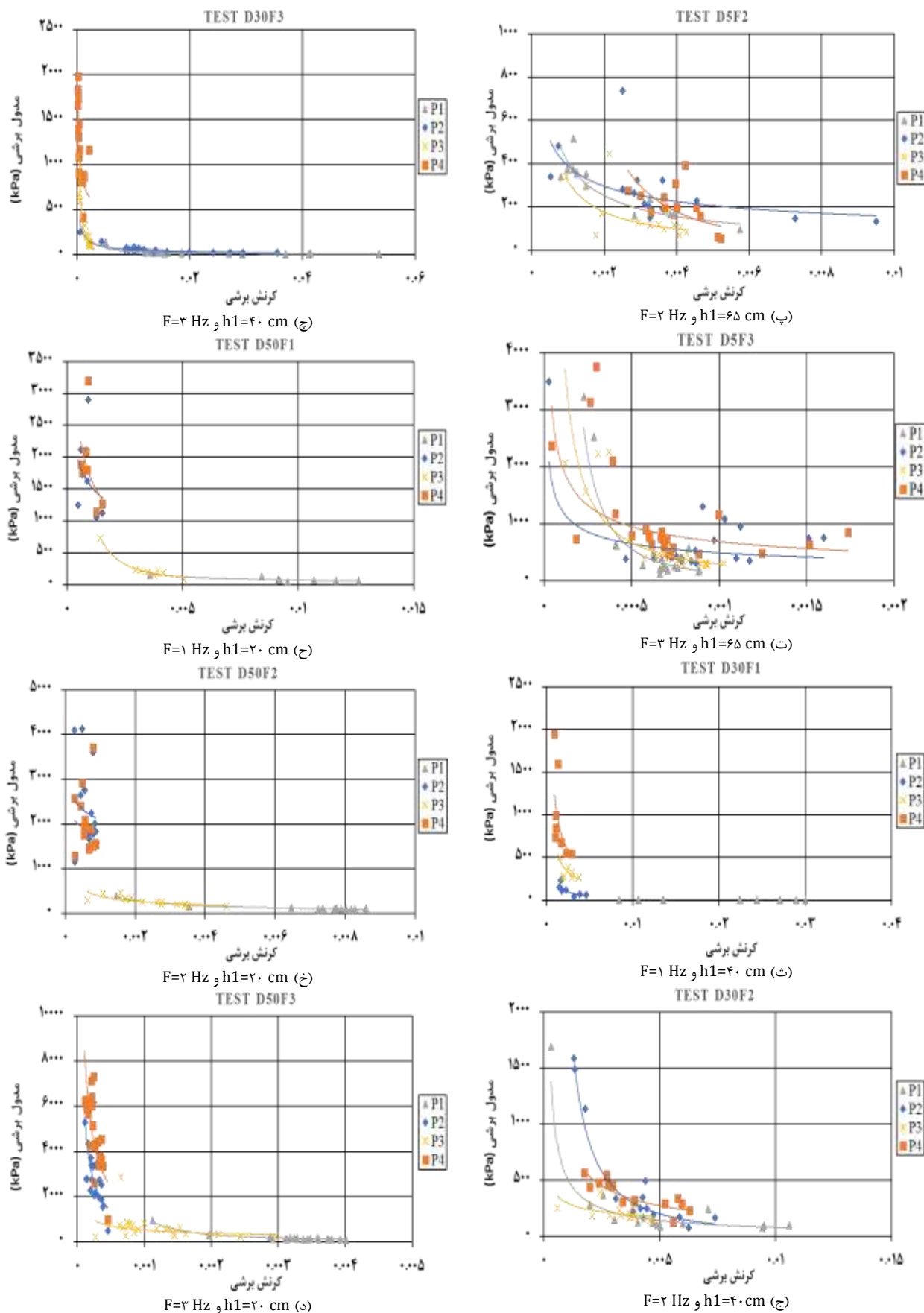


(ج)  
کرنش برشی



(د)  
کرنش برشی

شکل ۱۵- رفتار تنش و کرنش در مدل‌های:  
(الف) در محل سنسور P1، (ب) در محل سنسور P3،  
(ج) در محل سنسور P2، (د) در محل سنسور P4



شکل ۱۶- توزیع مدول برشی نسبت به کرنش برشی در تست‌ها

زیاد و عملکرد خوب در کاهش اضافه فشارها مقادیر نشست و نیز سرعت نشست کمتری ایجاد می‌گردد.

● رنج نشست‌های ماکزیمم در فونداسیون بستگی به فرکانس حرکت ورودی و ضخامت لایه مستعد روانگرا دارد. در ضخامت‌های بیشتر (تست‌های سری D5) مقادیر نشست ماکزیمم در فرکانس ورودی 1Hz بیشتر می‌باشد و هرچه ضخامت لایه شل اشباع کمتر شود مقدار نشست در فرکانس ورودی بیشتر، زیادترا می‌شود.

● هرچه که ضخامت لایه شل اشباع کاهش پیدا می‌کند تأثیر و رفتار دینامیکی ستون‌های شنی به ستون‌های اختلاط عمیق نزدیک‌تر می‌شود و بهتر توانسته‌اند سختی برشی خاک را حفظ بکنند و لذا در لایه‌های با ضخامت متغیر با انتخاب روش بهسازی بهینه می‌توان در زمان و هزینه‌ها صرفه‌جویی کرد.

● با توجه به تغییرات فرکانس در خاک مستعد روانگرا، طراح باید کل سیستم خاک و سازه را برای تشخیص نیروی‌های درست عمل‌کننده بر روی فونداسیون مدل‌سازی بکند تا دقت طراحی مهندسی بالایی حاصل گردد.

● ضخامت لایه روانگرا یک پارامتر کلیدی در تعیین بهترین تکنیک بهسازی می‌باشد و می‌تواند به‌طور مستقیم بر عملکرد دینامیکی فونداسیون و سازه تأثیر بگذارد.

● روش‌های تسلیح از جمله ستون‌های اختلاط عمیق بر رفتار تنش و کرنش ساختگاه بهسازی شده در مقایسه با ساختگاه بهسازی نشده تأثیر قابل توجهی دارند به‌طوری‌که باعث بهبود رفتار تنش و کرنش و افزایش مقاومت ساختگاه در برابر عوامل دینامیکی و پدیده‌های ژئوتکنیکی لرزه‌ای از جمله روانگرایی می‌شوند.

● مدول برشی خاک جزء پارامترهای ورودی پایه‌ای برای تحلیل دینامیکی می‌باشد. در لایه‌های ماسه‌ای ضخیم شل و اشباع به علت تولید اضافه فشار آب حفره‌ای زیاد و کرنش برشی بزرگ مقادیر سختی توده خاک شدیداً افت پیدا می‌کند از میان دو روش بهسازی ذکر شده تکنیک نوین ستون‌های اختلاط عمیق در لایه‌های ضخیم عملکرد بهتری را نسبت به ستون‌های شنی دارد و باعث حفظ قابل توجه سختی برشی متوسط و کاهش کرنش برشی توده خاک شده است.

● فرکانس بار دینامیکی ورودی بر رفتار تنش و کرنش و سختی برشی خاک مسلح شده و نشده و در نهایت رفتار دینامیکی فونداسیون تأثیر می‌گذارد.

● ضخامت لایه روانگرا یک پارامتر کلیدی در انتخاب بهترین تکنیک بهسازی می‌باشد که می‌تواند به‌طور مستقیم بر عملکرد

برعکس، در مدل‌های با ضخامت لایه شل کمتر، مقادیر سختی برشی متوسط خاک قبل اعمال بار دینامیکی بیشتر است و در فرآیند بارگذاری کرنش‌های برشی کمتری تولید می‌شود. در سری تست D5 (ضخامت لایه مستعد روانگرای زیاد) مقادیر سختی برشی خاک در ساختگاه بهسازی شده با ستون‌های اختلاط عمیق بیشتر از ساختگاه بهسازی شده با ستون‌های شنی می‌باشد این تفاوت در مدل‌های D5F1 و D5F2 مشهودتر می‌باشد در مدل‌های دیگر با ضخامت لایه شل کمتر این تفاوت در سختی ناچیز می‌گردد و این نشان می‌دهد که در ضخامت‌های کمتر (سری تست D50) رفتار دینامیکی ستون‌های شنی و ستون‌های اختلاط عمیق به همدیگر نزدیک‌تر می‌گردد.

### ۱۰- نتیجه‌گیری

هدف اصلی در این مقاله بررسی تأثیر ضخامت لایه مستعد روانگرا در رفتار دینامیکی فونداسیون قرارگرفته بر روی لایه ماسه‌ای شل اشباع می‌باشد که توسط دو تکنیک ستون‌های اختلاط عمیق (DSM) و ستون‌های شنی (GD) بهسازی شده است. تعداد آزمایش‌ها ۱۰ تست بود که یکی از مدل‌ها غیرمسلح و بقیه با ستون‌ها مسلح‌سازی شده بود. اهم نتایج به‌دست آمده به‌شرح زیر می‌باشد:

● ضخامت لایه روانگرا و خصوصیات حرکت ورودی (پیک شتاب و فرکانس ورودی)، بر پاسخ دینامیکی تکنیک‌های بهسازی و روند گسیختگی و نشست فونداسیون و پاسخ شتاب در سطح زمین تأثیر می‌گذارد.

● نسبت پیک شتاب ورودی به پیک شتاب افقی در سطح فونداسیون در مدل بهسازی نشده (Test A) کمتر از یک حاصل گردید در حالی که در بهسازی شده این نسبت بیشتر از یک به-دست آمده است. بدیهی زمین‌های است که در طراحی مهندسی باید شتاب واقعی حاکم بر زمین بهسازی شده مدنظر قرار بگیرد.

● ستون‌های اختلاط عمیق در مقایسه با ستون‌های شنی به‌طور قابل توجهی شتاب‌های سطحی را تشدید کرده‌اند که نشان می‌دهد زمین مسلح شده با ستون‌های اختلاط عمیق ساختار خود را بهتر توانسته حفظ بکند و سخت‌تر می‌باشد.

● در مدل مسلح نشده (Test A) مقادیر نسبت اضافه فشارهای آب حفره‌ای بالا می‌باشد و دوام آن‌ها خیلی بیشتر از بقیه تست‌ها می‌باشد بنابراین زمان توزیع مجدد تنش‌های مؤثر و رسیدن به مقدار پایدار زیادترا از بقیه تست‌ها می‌باشد.

● در ستون‌های شنی به‌علت ایجاد شکم‌دهی ناشی از کمبود تنش‌های همه‌جانبه، نشست‌های زیاد در فونداسیون ایجاد می‌شود در حالی که در ستون‌های اختلاط عمیق به‌علت سختی

- DehqanKhalili H, Ghalandarzadeh A, Moradi M, Karimzadeh R, "Effect of distribution patterns of DSM columns on the efficiency of liquefaction mitigation", *Scientia Iranica*, 2020, 27 (5), 2198-2208.
- Esmaeili M, Gharouni-Nik M, Khajehei H, "Evaluation of deep soil mixing efficiency in stabilizing loose sandy soils using laboratory tests", *Geotechnical Testing Journal*, 2014, 37 (5), 817-827.
- Farahmand K, Lashkari A, Ghalandarzadeh A, "Firoozkuh sand: introduction of a benchmark for geomechanical studies", *Iranian Journal of Science and Technology, Transactions of Civil Engineering*, 2016, 40 (2), 133-148.
- Fattah M. Y, Al-Neami M. A, Al-Suhaily A. S, "Estimation of bearing capacity of floating group of stone columns", *Engineering science and technology, an international journal*, 2017, 20 (3), 1166-1172.
- Green R. A, Olgun C. G, Wissmann K. J, "Shear stress redistribution as a mechanism to mitigate the risk of liquefaction", *Geotechnical earthquake engineering and soil dynamics IV*, 2008, 1-10.
- Hasheminezhad A, Bahadori H, "Seismic response of shallow foundations over liquefiable soils improved by deep soil mixing columns", *Computers and Geotechnics*, 2019, 110, 251-273.
- Hasheminezhad A, Bahadori H, "On the deep soil mixing method in the mitigation of liquefaction-induced bearing capacity degradation of shallow foundations", *Geomechanics and Geoengineering*, 2020, 1-13.
- Iai S, "Similitude for shaking table tests on soil-structure-fluid model in 1g gravitational field", *Soils and Foundations*, 1989, 29 (1), 105-118.
- Iai S, Koizumi K, "Estimation of earthquake induced excess pore water pressure for gravel drains", *Proc., 7th Japan Earthquake Engineering Symposium*, 1986, 679-684.
- Kitazum M, "JGS TC Report: Japanese design procedures and recent activities of DMM", *Proc. of the 2nd Int. Conf. on Ground Improvement Geosystems*, 925-937.
- Kitazume M, Yamazaki H, Tsuchida T, "Recent soil admixture stabilization techniques for port and harbor constructions in Japan-deep mixing method, premix method, light-weight method", *Proceeding of International Seminar on Geotechnics in Kochi, ISGK*, 23-40.
- Lee CJ, Wei YC, Kuo YC, "Boundary effects of a laminar container in centrifuge shaking table tests", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2012, 34 (1), 37-51.
- Lou M, Wang H, Chen X, Zhai Y, "Structure-soil-structure interaction: Literature review", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2011, 31 (12), 1724-1731.
- Namikawa T, Koseki J, Suzuki Y, "Finite element analysis of lattice-shaped ground improvement by cement-mixing for liquefaction mitigation", *Soils and Foundations*, 2007, 47 (3), 559-576.
- Orense R, Morimoto I, Yamamoto YA, Yumiyama T, Yamamoto H, Sugawara K, "Study on wall-type gravel drains as liquefaction countermeasure for underground structures", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2003, 23 (1), 19-39.
- دینامیکی فونداسیون و سازه تأثیر بگذارد. با توجه به نتایج آزمایش‌ها، تکنیک ستون‌های اختلاط عمیق می‌تواند به‌عنوان گزینه مناسبی برای مقابله با لایه‌های روانگرا با عمق زیاد انتخاب گردد و در شرایط مستعد به روانگرایی می‌تواند مانع از تغییرشکل‌های زیاد و در نتیجه کمترین آسیب به سازه و به‌علاوه عدم اتلاف زمان و نیز کاهش هزینه‌های پروژه‌های مهندسی گردد. در مقابل با توجه به این‌که اجرای ستون‌های اختلاط عمیق نیاز به دستگاه و نیروی متخصص و هزینه بالا در مقایسه با ستون‌های شنی دارد لذا در حالت‌هایی که ضخامت لایه روانگرا کمتر می‌باشد می‌توان برای مدیریت هزینه‌ها از ستون‌های شنی به جای ستون‌های اختلاط عمیق بهره گرفته شود البته برای سازه‌های با اهمیت و حساسیت خیلی بالا می‌توان از روش ترکیبی ستون شنی و ستون اختلاط عمیق برای کنترل خیلی دقیق‌تر نشست‌ها بهره گرفته شود.

#### ۱۱- مراجع

- اسدزاده خوشه مهر ق، بهادری ب، "ارزیابی عملکرد ستون‌های شنی در کاهش خطرات ناشی از روانگرایی"، پژوهش‌نامه زلزله شناسی و مهندسی زلزله، ۱۳۸۸، سال دوازدهم (۱-۲)، ۱-۱۰.
- Araei AA, Towhata I, "Impact and cyclic shaking on loose sand properties in laminar box using gap sensors", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2014, 66, 401-414.
- Asgari A, Oliaei M, Bagheri M, "Numerical simulation of improvement of a liquefiable soil layer using stone column and pile-pinning techniques", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2013, 51, 77-96.
- Bahadori H, Ghalandarzadeh A, Towhata, I, "Effect of non plastic silt on the anisotropic behavior of sand", *Soils and foundations*, 2008, 48 (4), 531-545.
- Bahmanpour A, Towhata I, Sakr M, Mahmoud M, Yamamoto Y, Yamada S, "The effect of underground columns on the mitigation of liquefaction in shaking table model experiments", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2019, 116, 15-30.
- Bayati H, Bagheripour MH, "Shaking table study on liquefaction behaviour of different saturated sands reinforced by stone columns", *Marine Georesources & Geotechnology*, 2019, 37 (7), 801-815.
- Bertalot D, Brennan A, Villalobos F, "Influence of bearing pressure on liquefaction-induced settlement of shallow foundations", *Géotechnique*, 2013, 63 (5), 391.
- Bouassida M, Porbaha A, "Ultimate bearing capacity of soft clays reinforced by a group of columns: Application to a deep mixing technique", *Soils and Foundations*, 2004, 44 (3), 91-101.
- Brennan A, Madabhushi S, "Effectiveness of vertical drains in mitigation of liquefaction", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2002, 22 (9-12), 1059-1065.
- Brown RE, "Vibroflotation compaction of cohesionless soils", *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 103 (12), 1977, 1437-1451.

- Porbaha A, Zen K, Kobayashi M, "Deep mixing technology for liquefaction mitigation", *Journal of infrastructure systems*, 1999, 5 (1), 21-34.
- Prasad S, Towhata I, Chandradhara G, Nanjundaswamy P, "Shaking table tests in earthquake geotechnical engineering", *Current science*, 2004, 1398-1404.
- Rayamajhi D, Nguyen TV, Ashford SA, Boulanger RW, Lu J, Elgamal A, Shao L, "Numerical study of shear stress distribution for discrete columns in liquefiable soils", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2014, 140 (3), 04013034.
- Rayhani MH, El Naggar MH, "Seismic response of sands in centrifuge tests", *Canadian Geotechnical Journal*, 2008, 45 (4), 470-483.
- Sadrekarami A, Ghalandarzadeh A, "Evaluation of gravel drains and compacted sand piles in mitigating liquefaction", *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Ground Improvement*, 2005, 9 (3), 91-104.
- Seed HB, Booker JR, "Stabilization of potentially liquefiable sand deposits using gravel drains", *Journal of the geotechnical engineering division*, 1977, 103 (7), 757-768.
- Shahraki M, Rafiee-Dehkharghani R, Behnia K, "Three-dimensional Finite Element modeling of stone column-improved soft saturated ground", *Civil Engineering Infrastructures Journal*, 2018, 51 (2), 389-403.
- Siddharthan RV, Porbaha A, "Seismic response evaluation of sites improved by deep mixing, Part 2: Verification", *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Ground Improvement*, 2008a, 161 (3), 163-169.
- Siddharthan RV, Porbaha A, "Seismic response evaluation of sites improved by deep mixing, Part I: Proposed approach", *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Ground Improvement*, 2008b, 161 (3), 153-162.
- Turan A, Hinchberger SD, El Naggar H, "Design and commissioning of a laminar soil container for use on small shaking tables", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2009, 29 (2), 404-414.
- Yang FO, Fan G, Wang K, Yang C, Lyu W, Zhang J, "A large-scale shaking table model test for acceleration and deformation response of geosynthetic encased stone column composite ground", *Geotextiles and Geomembranes*, 2021.
- Zeng X, Schofield A, "Design and performance of an equivalent-shear-beam container for earthquake centrifuge modelling", *Geotechnique*, 1996, 46 (1), 83-102.
- Zhou H, Zheng G, Yu XX, Zhang TQ, Liu JJ, "Bearing capacity and failure mechanism of ground improved by deep mixed columns", *Journal of Zhejiang University-SCIENCE A*, 2018, 19 (4), 266-276.



## EXTENDED ABSTRACT

# Investigating the Effect of Saturated Sand Layer Thickness on the Performance of Deep Soil Mixing Columns and Gravel Columns in Reducing Risks Caused By Liquefaction

Gholi Asadzadeh Khoshemehr<sup>a</sup>, Hadi Bahadori<sup>b,\*</sup>

<sup>a</sup> Ph.D. Candidate, Faculty of Civil Engineering, University of Urmia, Urmia, Iran

<sup>b</sup> Professor, Faculty of Civil Engineering, University of Urmia, Urmia, Iran

Received: 27 September 2022; Review: 03 May 2023; Accepted: 07 June 2023

### Keywords:

Deep soil mixing, Gravel drain fatigue, The thickness of liquefiable layer, Frequency, Average shear modulus.

## 1. Introduction

In the present paper, the results of a series of seismic experiments in a 1g environment on a structure located over liquefiable ground with different thicknesses reinforced with GD and DSM techniques were presented. The dynamic response of the reinforced ground system was investigated based on the parameters of settlement, excess pore water pressure ratio, maximum acceleration, behavior of stress-strain of reinforced soil. The time history of the input acceleration was applied harmonically with an acceleration range of 0.2g and at frequencies of 1, 2, and 3 Hz. results of experimental investigations show that the thickness of the liquefiable layer and the frequency of the input motion have a significant impact on the effectiveness of the improvement method and all responses.

## 2. Methodology

### 2.1. Experimental study

In this study, 10 experiments (one non-improved land model and nine improved land models) were performed by utilizing of shaking table and laminar shear box. The details of the experiment are shown in Table 1. In these experiments, the effect of liquefiable soil layer thickness on the performance of two improvement methods (GD and DSM columns) was investigated.

### 2.2. Modeling

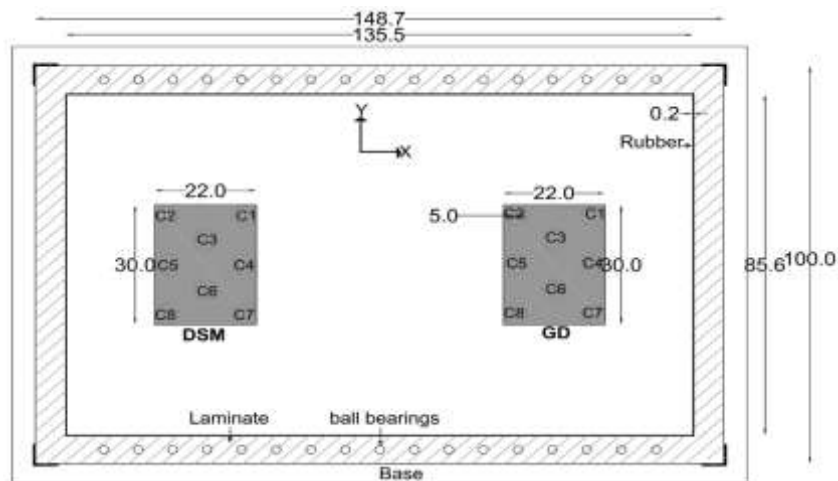
Fig. 1 shows the box in plan. Both improvement techniques were placed in one model to simultaneously evaluate the effectiveness of the improvement methods in the same conditions. It is noteworthy that the two foundations were placed at a suitable distance from one another to eliminate the effects of interaction. According to (Lou et al., 2011), if the distance between two similar structures is more than 2.5 times the width of the foundation, the interaction effects can be neglected, and if the distance between two structures is less than the width of the foundation, the response of the structure due to interaction is about a 10% increase or decrease. In engineering projects, the diameter of GD and DSM columns is usually designed and executed between 0.5 to 1.50 meters. Furthermore, based on the site and the subsurface layers, the length-to-diameter ratio is 6 to 20. The area replacement ratio is applied between 5% and 30%, which primarily depends on the

layer thickness and the degree of relative density (Yang et al., 2021). The geometry of the GD and DSM columns is similar in the model. In the prepared model, the arrangement of the columns is triangular, there are eight of them on each side, and their diameter is 5cm. The area replacement ratio ( $Ar$ ) is equal to 18.2%. The dimensions of the foundations are 22cm in width, 30cm in length, and 6 cm in thickness, with a weight of 30kg. The foundation used represents a building of about 10 floors with a stress of 90.91kPa beneath the foundation. The model consists of two layers: a layer of dense sandy soil at the bottom and a layer of loose sand at the top.

**Table 1.** Details of performed tests

Number of tests	Test NO.	Test series	DSM & GD		Loading frequency (HZ)	Thickness of layers	
			Diameter (cm)	Length (cm)		h1	h2
1	A	...	No	No	2	65	5
2	D5F1	D5	No	65	1	65	5
3	D5F2			65	2	65	5
4	D5F3			65	3	65	5
5	D30F1	D30	5	40	1	40	30
6	D30F2			40	2	40	30
7	D30F3			40	3	40	30
8	D50F1	D50	5	20	1	20	50
9	D50F2			20	2	20	50
10	D50F3			20	3	20	50

The relative density of the loose layer is equal to 25% and the relative density of the dense layer is equal to 80%.



**Fig. 1.** Model plan (dimensions in centimeters)

### 3. Results and discussion

#### 3.1. Effect of thickness of liquefiable layer on the excess pore water pressure

The thickness of the liquefiable layer and the frequency of the input motion have important effects on the maximum values of the  $ru$ . The  $rumax$  values in the unimproved ground (Test A) were higher than in other cases, and complete liquefaction occurred. However, in other tests, due to soil improvement under the foundation, soil behavior and responses changed significantly, and the value of the excess water pressure ratio was generally reduced.

#### 3.2. Effect of input frequency on the settlements

The dominant frequencies in the D5 test series at the beginning and end of the test were estimated to be 14 Hz and 1.45 Hz, respectively. In other words, the dominant frequency of the system is decreased due to pore water pressure buildup. The amount of input frequency in the soil system and foundation at different thicknesses in liquefiable soil has diverse effects on the subsidence behavior of the foundation. The maximum settlement values at different thicknesses of the liquefiable soil layer are related to its input frequency. In GD columns in the D5 test series, where the thickness of the liquefaction layer was high, the maximum settlement value was much higher at 1 Hz compared with higher frequencies. Also, in the D30 series tests, where the

thickness of the liquefiable layer was 40 cm, the amount of subsidence at 2 Hz was higher than at other frequencies. In the D50 series tests, where the thickness of the liquefiable layer was low, the subsidence at a frequency of about 3 Hz was more than at other frequencies. This general trend could be attributed to the reality that in thick liquefiable layer the dominant frequency is lower and so in low input frequencies the resonance phenomenon causes larger settlements.

### *3.3. Behavior of stress-strain*

According to the hysteresis curves in test A, it can be seen that the stress and strain loops tend to become horizontal in the first cycles of loading, which indicates the decrease in soil hardness, which is caused by the liquefaction phenomenon in the soil layer. But in other models, due to the use of improvement methods in the soil, the tendency of the stress and strain rings to become horizontal decreases, and more cycles are required for the rings to become horizontal.

## **4. Conclusions**

The main purpose of this paper is to investigate the effect of liquefiable layer thickness on the dynamic behavior of the foundation placed on a saturated loose sand layer that has been improved by two techniques of deep mixing columns (DSM) and gravel drain columns (GD). Acceleration peak and input frequency affect the acceleration response at ground level. The ratio of the input acceleration peak to the horizontal acceleration peak at the foundation level in the non-improved model (Test A) was less than unity, while in the improved ground, this ratio was more than unity. Deep mixing columns have significantly magnified ground surface accelerations compared with gravel drain columns, indicating that the ground is reinforced with deep mixing columns. As the thickness of the saturated loose layer decreases, the effect and dynamic behavior of the gravel columns become closer to the deep mixing columns. Therefore, in variable thickness layers, time and cost can be saved by choosing the optimal improvement method. In thick, loose, saturated sand layers, due to the production of high pore water overpressure and large shear strain, the hardness values of the soil mass drop sharply. Among the two improvement methods mentioned, the new technique of deep mixing columns in thick layers has a better performance than sand columns and has significantly maintained the average shear stiffness and reduced the shear strain of the soil mass.

## **5. References**

- Lou M, Wang H, Chen X, Zhai Y, "Structure-soil-structure interaction: Literature review", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2011, 31 (12), 1724-1731.
- Yang FO, Fan G, Wang K, Yang C, Lyu W, Zhang J, "A large-scale shaking table model test for acceleration and deformation response of geosynthetic encased stone column composite ground", *Geotextiles and Geomembranes*, 2021.