

## چکیده

اقتصاد تعداد زیادی از کشورهای صنعتی بر پایه واردات و صادرات کالا از طریق اسکله‌هاست. اسکله سازه‌ای است که کشتی‌ها را به خشکی ارتباط می‌دهد و یکی از مهم‌ترین بخش‌های بندرها محسوب می‌شود. در صورت گسیختگی و آسیب آن، فعالیت‌های مهم بندر به دلیل آسیب وارد به سازه‌های مجاور اسکله همچون جرثقیل متوقف خواهد شد. شمع‌های مستقر در خاک نیز یکی از این سازه‌هاست که در صورت خرابی آن، سازه قرار گرفته بر روی آن از بین خواهد رفت. به همین دلیل بررسی نحوه رفتار سازه‌های ساحلی در برابر عوامل خرابی همچون زلزله اهمیت بالایی دارد. مدل‌سازی‌های آزمایشگاهی زیادی بر روی شمع انجام شده است؛ اما به ندرت به بررسی رفتار آن در اسکله پرداخته شده است. یکی از این مدل‌های آزمایشگاهی، به بررسی رفتار شمع و دیوار در برابر روانگرایی با استفاده از میز لرزان و به صورت کوچک مقیاس پرداخته است. در این پژوهش به مدل‌سازی عددی این مدل آزمایشگاهی و صحت یافته‌های به دست آمده در مدل عددی به کمک مدل آزمایشگاهی پرداخته شده است. در این مقاله با کمک نرم‌افزار FLAC3D<sup>۱</sup> که دارای قابلیت تحلیل غیرخطی تنش مؤثر و تولید اضافه فشار آب حفره‌ای در محیط پیوسته خاک است، به شبیه‌سازی روانگرایی با کمک مدل رفتاری فین پرداخته شده است. اضافه فشار آب حفره‌ای، جابه‌جایی‌های خاک، لنگر خمشی و نیروی جانبی شمع، جابه‌جایی و خمش دیوار از جمله یافته‌های به دست آمده از طریق شبیه‌سازی است که با یافته‌های آزمایشگاهی مورد مقایسه قرار گرفته است. یافته‌های به دست آمده نشان می‌دهد که روانگرایی در خاک اتفاق خواهد افتاد و زمان آن مطابق با مدل آزمایشگاهی است. جابه‌جایی خاک در اثر این رخداد نیز استخراج شده و با مدل آزمایشگاهی مقایسه شده است. این مقایسه نشان می‌دهد که رفتار و روند افزایش جابه‌جایی در زمان‌های مختلف بارگذاری مطابق با یافته‌های آزمایشگاهی است. همچنین یافته‌های به دست آمده به کمک مدل عددی برای شمع تطابق بالایی با یافته‌های آزمایشگاهی به خصوص برای شمع‌های نزدیک به دیوار نشان می‌دهد. در نهایت نیز رفتار دیوار بررسی شده است که دیده می‌شود مکان حداکثر ممان خمشی در دیوار در مدل عددی مطابق مدل آزمایشگاهی است.

**واژگان کلیدی:** روانگرایی، تحلیل دیواره، تحلیل گروه شمع، FLAC3D.

## شبیه‌سازی عددی پدیده روانگرایی و تأثیر آن بر شمع و دیواره اسکله

سعید نعمتی نژاد

دانش‌آموخته کارشناسی ارشد مکانیک خاک و پی، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد

سید احسان سیدی حسینی نیا (نویسنده مسئول)

دانشیار، گروه مهندسی عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد،  
esevedi@um.ac.ir

## ۱- مقدمه

شناوری سازه‌های مدفون بر اثر روان شدن خاک بستر اتفاق افتاد. در زلزله منجیل ایران در سال ۱۹۹۰ نیز خرابی‌های زیادی ناشی از روانگرایی مشاهده شده است. زلزله کوبه در سال ۱۹۹۵ منجر به وارد آمدن خسارات زیادی به تجهیزات بنادر و

روانگرایی یکی از مهم‌ترین عناوین مهندسی ژئوتکنیک لرزه‌ای است. هنگامی که دو زلزله در آلاسکا و نیگاتا در ژاپن در سال ۱۹۶۴ رخ داد، نمونه‌های جدیدی از خرابی ناشی از زلزله مانند گسیختگی شیب‌ها، گسیختگی شالوده و پل‌ها و

قرار گرفته در زمینی با شیب ملایم و در معرض گسترش جانبی با استفاده از آزمایش بزرگ مقیاس میز لرزه پرداختند. آنها نشان دادند که خاک بلافاصله پس از روانگرا شدن شروع به حرکت به سمت پایین دست می کند. جابه جایی های حداکثر سر شمع چند ثانیه پس از گسترش جانبی به وجود آمده و در ادامه لرزش به تدریج کاهش یافته و در انتهای لرزش جابه جایی پسماند دارند. همچنین مقایسه نیروهای وارد به شمع های نزدیک هم نشان می دهد که حداکثر نیروی جانبی وارد به شمع که زودتر در معرض گسترش جانبی قرار می گیرد، نسبت به شمع های پشت خود بیشتر است که نشان دهنده اثر سایه<sup>۲</sup> است. معتمد و توهاتا [۱۵] این رفتار را در گروه شمع مشاهده کردند. آنها با استفاده از آزمایش کوچک مقیاس میز لرزه بر روی یک گروه شمع قرار گرفته پشت دیوار ساحلی سپری شکل نشان دادند که گسترش جانبی برخلاف آزمایش های با سطح آزاد، از پایین دست و پشت دیوار ساحلی شکل می گیرد. آزمایش های آنها نشان داد که بیشترین مقادیر خمش و نیرو، بر شمع های نزدیک دیوار وارد می شود.

در این مقاله سعی شده است تا پدیده وقوع روانگرایی و اثرات آن بر گروه شمع به صورت عددی شبیه سازی شود. در این مطالعه، به شبیه سازی عددی آزمایش میز لرزه صورت گرفته توسط معتمد و توهاتا [۱۵] پرداخته شده است. در این آزمایش به کمک میز لرزه و اعمال شتاب به مدل شامل شمع و دیواره، روانگرایی صورت گرفته و یافته ها به وسیله حس گرایی برداشت شده است. جهت شبیه سازی عددی این آزمایش، از نرم افزار اختلاف محدود FLAC3D استفاده شده است. این نرم افزار اختلاف محدود قادر به شبیه سازی فشار آب حفره ای و اجزای سازه ای است. یافته های شبیه سازی با برداشت های آزمایشگاهی شامل جابه جایی ها، فشار آب حفره ای، خمش و نیروی وارد بر شمع ها و خمش و جابه جایی دیواره مقایسه شده اند.

## ۲- شبیه سازی عددی

نرم افزار FLAC3D یک برنامه اختلاف محدود صریح در فضای سه بعدی و از مجموعه نرم افزارهای شرکت Itasca است.

سازه های نزدیک اسکله شد. دیوار اسکله به طرف دریا حرکت کرد و جابه جایی های بزرگی در سطح زمین به علت روانگرایی خاک ریز صورت گرفت. در نتیجه تعدادی از شمع های نزدیک اسکله آسیب دیدند [۱-۲]. مشاهده جزئیات آسیب وارد به شمع ها پس از زلزله مشخص کرد که خسارات وارد در عمق شمع نسبت به نوک متفاوت است. تفاوت آسیب ها در سطح خاک روانگرا با خاک غیر روانگرا زیاد است. حتی به شمع های دور از اسکله نیز خسارات مشابهی وارد شده است [۳] و حتی برخی از آنها بدون بخش روسازه آسیب دیدند [۴].

پس از این زلزله ها، روانگرایی توسط محققان به طور ویژه تری بررسی و مطالعه شده است. هم اکنون بسیاری از سازه های موجود و یا در حال ساخت همانند بندرها، اسکله ها، پل ها و بسیاری دیگر از سازه های متکی بر شمع در نواحی مستعد روانگرایی و گسترش جانبی واقع شده اند. مطالعات مختلفی بر روی گسیختگی جریان جانبی ناشی از روانگرایی انتشار یافته است. مطالعات مختلفی بر روی سازوکار خرابی سازه ها و نیروهای خارجی ناشی از روانگرایی بر روی شمع ها متمرکز شده اند.

در مقایسه با مطالعات آزمایشگاهی، مطالعات نظری کمتری انجام شده است. هر یک از این مطالعات یک روش را جهت طراحی و پیش بینی این سازوکار انتخاب کرده اند که به سه گروه زیر تقسیم می شوند:

الف- روش های نیرو شامل روش آیین نامه راه ژاپن (JRA) [۵]،

روش تعادل حدی [۶]، روش سیال ویسکوز [۷]

ب- روش های جابه جایی [۸] که در آن جابه جایی سطح آزاد خاک به شمع توسط فنرهای  $p-y$  اعمال می شود.

پ- روش ترکیبی نیرو- جابه جایی [۹] که ترکیبی از دو روش قبلی است.

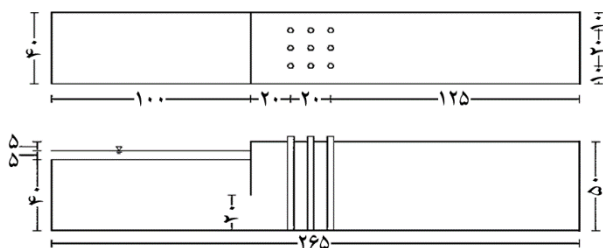
مطالعات آزمایشگاهی صورت گرفته بر روی تأثیر روانگرایی

بر شمع، بیشتر با استفاده از آزمایش های سانتریفیوژ [۱۰-۱۲]

آزمایش های میز لرزه [۱۳-۱۶] و آزمایش های برجای انفجاری [۱۷-۱۸] انجام شده است. حائری و همکاران [۱۴] در دانشگاه

صنعتی شریف به مطالعه جنبه های مختلف پاسخ گروه شمع

معتمد و توهاتا [۱۵] مطابق جدول (۲) در نظر گرفته شده است. مدل دارای ابعادی به طول ۲۶۵ سانتی‌متر و عرض ۴۰ سانتی‌متر و ارتفاع ۵۰ سانتی‌متر است که برای شبیه‌سازی مدل، از شکل آجری (مکعبی) موجود در نرم‌افزار FLAC3D استفاده شده است. تراز آب در عمق ۵ سانتی‌متری قرار گرفته است. شمع‌هایی به طول ۵۳ سانتی‌متر به فاصله ۲۰ سانتی‌متری از دیوار ساحلی قرار گرفته است که مشخصات شمع در جدول (۱) و مشخصات دیوار در جدول (۲) ارائه شده است. در آزمایش میز لرزه از ماسه سیلیکاتی آلبانی متعلق به استرالیا به‌عنوان خاک استفاده شده است که در جدول (۳) مشخصات کامل خاک درج شده است.



شکل (۱): پلان و مقطع شبیه‌سازی شده (ابعاد به سانتی‌متر است).

جدول (۱): مشخصات مصالح شمع‌ها [۱۵].

پلی کرنات	نوع و جنس
۵۳۰	ارتفاع (میلی‌متر)
$2/5385 \times 10^4$	ممان اینرسی (میلی‌متر <sup>۴</sup> )
$2/7 \times 10^9$	مدول الاستیسیته (نیوتن / مترمربع)
۱/۲	چگالی وزنی (تن / مترمکعب)
۳۲-۲۷	قطر بیرونی و داخلی (میلی‌متر)
۰/۳۷	نسبت پواسون

جدول (۲): مشخصات مصالح سپرهای فولادی [۱۵].

آلومینیوم	نوع و جنس
۳۲۰	ارتفاع (میلی‌متر)
۲	ضخامت (میلی‌متر)
۳۸۵	عرض (میلی‌متر)
$2/566 \times 10^2$	ممان اینرسی برای عرض ۳۸/۵ سانتی‌متر (میلی‌متر <sup>۴</sup> )
$7/0 \times 10^{11}$	مدول الاستیسیته (نیوتن / مترمربع)
۲/۷	چگالی وزنی (تن / مترمکعب)
۰/۳۵	نسبت پواسون

این نرم‌افزار در محاسبات مربوط به مکانیک خاک کاربرد دارد و رفتار سه‌بعدی سازه‌های ساخته شده از خاک، سنگ و سایر مصالحی را که دارای جریان خمیری در هنگام رسیدن به حد تسلیم هستند، شبیه‌سازی می‌کند. FLAC3D بر روش محاسبات لاگرانژی صریح استوار است و تغییر شکل‌های خمیری با دقت خوبی در آن مدل می‌شود. از آنجاکه در فرآیند تحلیل هیچ‌گونه ماتریسی ساخته نمی‌شود، محاسبات بر حجم سه‌بعدی بدون نیاز به حافظه اضافی قابل انجام است. مشکلات ناشی از فرمول‌سازی صریح مانند محدودیت در گام‌های زمانی کوچک و مبهم بودن میرایی مورد نیاز با بهره‌گیری از مقیاس بندی خودکار اینرسی و اختصاص خودکار میرایی که بر حالت گسیختگی تأثیر نمی‌گذارد، مرتفع شده است [۱۹].

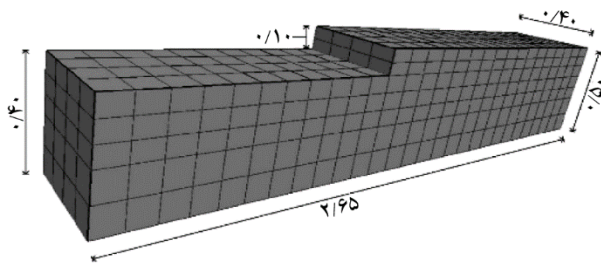
به منظور شبیه‌سازی مدل فیزیکی مورد نظر در این مطالعه و به دلیل وجود تحلیل دینامیکی، مدل‌سازی‌ها به دو بخش تقسیم شده است. بخش اول به تحلیل استاتیکی مدل و بخش دوم به تحلیل دینامیکی آن می‌پردازد. در بخش اول ابتدا هندسه و المان‌ها مدل شده و پس از تخصیص مدل رفتاری و شرایط مرزی و اولیه، مدل به تعادل استاتیکی می‌رسد و در انتها، جابه‌جایی‌های ناشی از حالت استاتیکی صفر شده است. در بخش دوم، ابتدا مدل رفتاری لازم به خاک معرفی شده و پس از اعمال بارگذاری و تعیین خصوصیات مرزها، مدل عددی اجرا می‌شود. جزئیات فرآیندها در بخش ۳ آورده شده است.

### ۳- مراحل شبیه‌سازی عددی

در این بخش از مقاله به شبیه‌سازی عددی اسکله و اثر زلزله بر آن پرداخته شده است. بدین منظور، مطالعات آزمایشگاهی معتمد و توهاتا [۱۵] که در مقدمه بدان اشاره شد، شبیه‌سازی شده است. در ادامه این بخش به پارامترها و مشخصات مدل آزمایشگاهی و نحوه شبیه‌سازی آنها پرداخته شده است.

#### ۳-۱- مدل‌سازی، ابعاد و مشخصات

ابعاد مدل عددی مشابه ابعاد مدل فیزیکی انجام گرفته توسط



شکل (۲): شبکه بندی مدل شبیه سازی شده.

پارامترهای این المان‌های سازه‌ای شامل ابعاد، مشخصات مصالح و فنرهای سطح تماس تعریف می‌شوند. المان صفحه در مقابل بارهای غشایی و خمشی مقاوم بوده و همچنین، با منطقه خاک پیرامون خود، اندرکنش اصطکاکی دارد [۲۱]. المان سازه‌ای شمع<sup>۳</sup> قادر به تعیین ممان خمیری معین و خصوصیات اندرکنشی در جهت نرمال و برشی است.

طبق نظر دستورالعمل برنامه FLAC3D، مقادیر سختی نرمال  $(k_n)$  و سختی برشی  $(k_s)$  برای المان سازه‌ای صفحه<sup>۴</sup>، ۱۰ برابر سختی معادل ناحیه مجاور پیشنهاد می‌شود. سختی معادل (واحد تنش بر واحد جابه‌جایی) برای یک ناحیه در راستای عمود برابر است با [۲۱]:

$$k = \max \left[ \frac{\left( K + \frac{4}{3}G \right)}{\Delta z_{\min}} \right] \quad (2)$$

که  $K$  و  $G$  به ترتیب برابر با مدول بالک و برشی و  $\Delta z_{\min}$  کمترین ضخامت ناحیه مجاور فصل مشترک در جهت قائم است.

با در نظر گرفتن ضریب ۱۰ که ضریبی تجربی برای رابطه (۲) است، مشاهده شد که مقادیر جابه‌جایی‌های خاک با یافته‌های آزمایشگاهی متفاوت است. با کمک سعی و خطا و اعمال ضرایب متفاوت دیده شد که ضریب ۰/۵ برای رابطه (۲) منجر به همخوانی مناسب جابه‌جایی‌های خاک با یافته‌های آزمایشگاهی می‌شود و در نهایت، این ضریب در شبیه‌سازی عددی مورد استفاده قرار گرفت. جدول (۴) مقادیر پارامترهای سطح مشترک برای المان صفحه را نشان می‌دهد. مقدار زاویه اصطکاک تماسی برابر با ۰/۹ زاویه اصطکاک داخلی خاک فرض شده است. برای جلوگیری از ناپایداری عددی احتمالی، مقدار کوچکی برای چسبندگی و مقاومت کششی نرمال در نظر گرفته شده است.

جدول (۳): مشخصات ماسه سیلیکاتی آلبانی [۱۵].

۲/۶۴	چگالی ویژه
۰/۷۴۱	نسبت تخلخل حداکثر
۰/۴۷۰	نسبت تخلخل حداقل
۲/۲۳۷	ضریب یکنواختی
۰/۳۰۲	اندازه میانه دانه‌ها (میلی متر)
۰/۲۳	نسبت پواسون
۳۲	زاویه اصطکاک داخلی برای تراکم ۳۰ درصد
۱۲۰	سرعت موج برشی (متر/ثانیه) برای تراکم ۳۰ درصد تا عمق ۵۰ سانتی متر

در تحلیل مسائل استاتیکی، ابعاد شبکه المان‌ها بسته به دقت مورد نظر در حل مسئله مربوطه، انتخاب می‌شود؛ درحالی‌که در تحلیل مسائل دینامیکی به دلیل وقوع پدیده انتشار امواج، انتخاب ابعاد هر المان باید مورد توجه ویژه قرار گیرد. محتوای فرکانسی موج ورودی و نیز سرعت انتشار امواج در خاک بر دقت مدل‌سازی عددی انتشار موج تأثیرگذار است [۱۹]. کولمبیر و لیسمر [۲۰] در سال ۱۹۷۳ نشان دادند که برای مدل‌سازی دقیق انتشار موج در یک مدل، اندازه هر بعد از المان باید کوچک‌تر از یک‌دهم تا یک‌هشتم طول موج ورودی باشد که با توجه به تعریف طول موج برشی، می‌توان رابطه (۱) را ارائه داد:

$$\Delta l \leq \frac{V_s}{10f} \quad (1)$$

که  $\Delta l$  حداقل اندازه‌ی هر بعد از المان،  $V_s$  سرعت موج برشی در خاک و  $f$  فرکانس متناظر با بیشترین محتوای فرکانسی موج ورودی است. بر اساس داده‌های آزمایشگاهی، سرعت موج برشی خاک برابر با ۱۲۰ متر بر ثانیه و فرکانس متناظر با بیشترین محتوای فرکانسی موج ورودی، با استفاده از رسم محتوای فرکانسی تاریخچه زمانی برای بارگذاری دینامیکی، برابر ۵ هرتز است؛ بنابراین بزرگ‌ترین بعد هر المان را مطابق رابطه (۱) می‌توان ۲/۴ متر فرض نمود. نمای سه‌بعدی از مدل عددی در شکل (۲) نشان داده شده است.

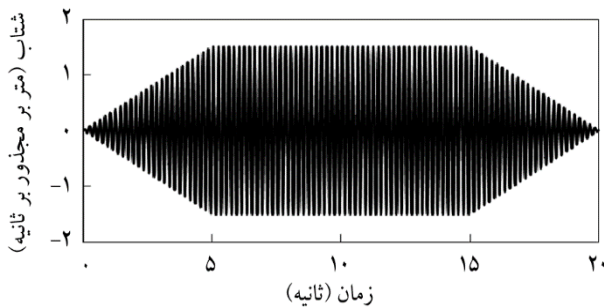
برای مدل‌سازی شمع و دیواره به ترتیب از دو المان سازه‌ای تعریف شده در نرم‌افزار با نام شمع و صفحه استفاده شده است.

جدول (۵): مشخصات سطح مشترک المان سازه‌ای شمع.

۶/۵۵×۱۰۷	سختی برشی، $k_s$ (N/m/m)
۵/۸۵×۱۰۶	سختی نرمال، $k_n$ (N/m/m)
۲۹	زاویه اصطکاک تماسی، $f_s$ (°)
۲۹	زاویه اصطکاک نرمال، $f_n$ (°)
۱۰	چسبندگی برشی تماسی، $C_s$ (N/m)
۱۰	چسبندگی نرمال تماسی، $C_n$ (N/m)

جدول (۴): مشخصات سطح مشترک المان سازه‌ای صفحه.

۳/۶×۱۰ <sup>۸</sup>	سختی برشی، $k_s$ (N/m/m <sup>۲</sup> )
۳/۶×۱۰ <sup>۸</sup>	سختی نرمال، $k_n$ (N/m/m <sup>۲</sup> )
۲۹	زاویه اصطکاک تماسی، $f_s$ (°)
۱۰	چسبندگی تماسی، $C_s$ (Pa)
۱۰	مقاومت کششی نرمال، $T_n$ (Pa)



شکل (۳): بار دینامیکی وارد به مدل.

در یک مدل عددی، شرایط مرزی شامل مقادیر متغیرهای میدانی مانند میدان جابه‌جایی، تنش، سرعت، فشار منفذی و نظایر آن است که در مرزهای شبکه‌بندی عددی باید تعریف شوند. بستن تغییر مکان‌های افقی و قائم بر روی سطوح جانبی اعمال شده است (با استفاده از دستور FIX). در کف مدل در هر سه جهت x، y و z تکیه‌گاه قرار داده شده و شرایط مرزی تثبیت شده اعمال گردیده است. این شرایط سبب ایجاد تنش‌های برجا می‌شود.

در تحلیل استاتیکی، مرزهای مدل به طرز واقع‌بینانه‌ای می‌تواند در فاصله‌ای مناسب از ناحیه تحت بررسی قرار گیرد. در مسائل دینامیکی، اعمال چنین شرایط مرزی سبب انعکاس امواج انتشار یافته به داخل مدل و نیز جلوگیری از کاهش انرژی و در نتیجه تحلیل غیرواقعی یافته‌ها می‌شود. استفاده از مدلی با ابعاد بزرگ‌تر مشکلات فوق را کاهش خواهد داد، زیرا میرایی مصالح اکثر انرژی امواجی را که از مرزهای دور دست منعکس می‌شوند، جذب خواهد نمود؛ ولی این راه حل منجر به محاسبات زمان‌بر خواهد شد. یک روش جایگزین، اعمال حرکت میدان آزاد به مرزهاست تا مرزها خصوصیات غیرانعکاسی خود را

سختی نرمال ( $k_n$ ) و سختی برشی ( $k_s$ ) در المان شمع برای سطح مشترک شمع - شبکه به خواص اصطکاکی و چسبندگی محیط وابسته است. مقدار سختی برشی برای شمع همانند سیستم کابل - دوغاب (مانند انکر) مدل‌سازی می‌شود که مشخصات تزریق با مشخصات فنر برشی اتصال جایگزین می‌شود که این مقدار از رابطه زیر به دست می‌آید [۲۱].

$$k_s \approx \frac{2\pi G}{10 \times \text{Ln} \left( 1 + \frac{2t}{D} \right)} \quad (۳)$$

که در آن  $k_s$  سختی برشی فنر اتصال با خاک،  $G$  مدول برشی خاک،  $D$  قطر شمع و  $t$  ضخامت لایه فصل مشترک خاک اطراف شمع است. ضخامت لایه فصل مشترک برابر با باند برشی معادل ۵-۱۰ برابر قطر متوسط دانه‌های خاک در نظر گرفته شده است. مقدار سختی برشی فنر اتصال ( $k_s$ ) از رابطه (۳) محاسبه و به برنامه معرفی شده و طی چند مرحله تحلیل استاتیکی، مقدار سختی نرمال ( $k_n$ ) نیز به دست آمد که خلاصه آنها مطابق جدول (۵) است. برای پارامترهای مقاومتی سطح تماس، شرایط مشابهی برای المان سازه‌ای در نظر گرفته شده است.

### ۳-۲- بارگذاری دینامیکی و شرایط مرزی

بارگذاری دینامیکی بر کف مدل اعمال می‌شود. این بار از نوع بار سینوسی است که دارای فرکانس ۵ هرتز و دامنه ۱/۵ متر بر مجذور ثانیه است؛ به طوری که دامنه آن در ۵ ثانیه اول افزایش می‌یابد و در مدت ۱۰ ثانیه ثابت بوده و در ۵ ثانیه آخر کاهش پیدا می‌کند. شکل (۳) بار اعمالی به کف مدل را نشان می‌دهد.

(به خصوص نفوذپذیری) در هر سه جهت برابر است، از مدل جریان سیال همسان استفاده شده است که مقادیر نفوذپذیری، پوکی و چگالی سیال برای آن قابل تعریف است.

جهت تخصیص مدل مکانیکی در حالت استاتیکی، مدل مور- کولمب مورد استفاده قرار گرفته است. این مدل در بین مدل‌های ارتجاعی خمیری- کامل، به دلیل سادگی و کاربردی بودن، بیشترین استفاده را در مهندسی ژئوتکنیک دارد. این معیار بر اساس دو مشخصه مکانیکی مهم خاک‌ها یعنی زاویه اصطکاک داخلی و چسبندگی ارائه شده است.

مدل مور- کولمب در تولید و شبیه‌سازی فشار آب حفره‌ای ناشی از بارگذاری لرزه‌ای توانمند نیست و لازم است تا برای تحلیل دینامیکی، جایگزین شود. فشار حفره‌ای می‌تواند در برخی ماسه‌ها در مدت بارگذاری برشی سیکلی به وجود آید. این فرآیند می‌تواند منجر به کاهش تنش مؤثر و سرانجام روانگرایی در خاک شود. اگرچه اضافه فشار حفره‌ای عموماً با روانگرایی همراه است، اما این علت اصلی روانگرایی نیست. در آزمایش حجم ثابت بدون اعمال بار، نیروی تماسی بین دانه‌ها کاهش پیدا می‌کند و این موضوع منجر به کاهش تنش مؤثر می‌شود [۲۲]. مدل‌های مختلفی برای محاسبه فشار آب حفره‌ای وجود دارد، ولی اغلب آنها به این دلیل که یافته‌های آزمون‌های آزمایشگاهی یا صحرایی خاصی را نیاز دارند، مناسب نیستند. مدل مورد استفاده باید مناسب و جامع بوده و فرمول‌بندی آن به ضوابط و شرایط به کار رفته در آزمایش‌های آزمایشگاهی و صحرایی خاص متکی نباشد. برای شبیه‌سازی روانگرایی در خاک‌های ماسه‌ای با نرم‌افزار FLAC3D، از مدل فین<sup>۱۰</sup> که مدل جامع و معتبری است، استفاده می‌شود. مدل فین ترکیبی از روابط برن<sup>۱۱</sup> با مدل استاندارد خمیری کامل مور- کولمب است.

برن [۲۳] در سال ۱۹۹۱ رابطه تجربی زیر را برای ارتباط میان کاهش حجم توده ( $v_d \Delta \varepsilon$ ) و میزان بزرگی کرنش‌های برشی متناوب ( $\gamma$ ) ارائه کرد.

$$\frac{\Delta \varepsilon_{vd}}{\gamma} = C_1^c \cdot \exp\left(-C_2^c \cdot \frac{\varepsilon_{vd}}{\gamma}\right) \quad (4)$$

حفظ کنند. بدین معنا که امواج خروجی که از سازه ساطع می‌شوند، به طور مناسب جذب شوند که در FLAC3D همین روش توسعه یافته است. در شرایط مرزی میدان آزاد، انتشار امواج صفحه‌ای به سمت بالا بدون هیچ‌گونه اعوجاج انجام خواهد شد. با اعمال مرزهای میدان آزاد در قسمت‌های جانبی، پدیده اعوجاج در حین تحلیل ایجاد نخواهد شد و طرفین مدل به صورتی درخواهد آمد که گویی در قسمت‌های جانبی، مصالح خاکی یا سنگی در محیط بی‌نهایت امتداد دارد. چنانچه شبکه مدل یکنواخت بوده و سازه‌ی سطحی در مدل وجود نداشته باشد، میراگرهای جانبی عملکردی نخواهند داشت؛ زیرا شبکه میدان آزاد همان حرکت شبکه مدل را خواهد داشت. چنانچه حرکت شبکه مدل از شبکه میدان آزاد متفاوت باشد (به علت مدل‌سازی سازه‌های سطحی که امواج ثانویه‌ای را مشعشع می‌کنند)، میراگرها اقدام به جذب انرژی می‌کنند [۲۲]. با توجه به اینکه موج ورودی از نوع شتاب است و به کف مدل اعمال شده است، این نوع مرز (با استفاده از دستور apply ff) مورد استفاده قرار گرفته و به مرزهای جانبی اعمال شده است.

### ۳-۳- مدل رفتاری

مدل‌های زیادی جهت پیش‌بینی رفتار خاک وجود دارد. از جمله این مدل‌های رفتاری که نرم‌افزار FLAC3D نیز در خود جای داده است، می‌توان به مدل‌های دراکر-پراگر<sup>۵</sup>، مور-کولمب<sup>۶</sup>، سخت‌شوندگی- نرم‌شوندگی<sup>۷</sup>، کم‌کلی اصلاح‌شده<sup>۸</sup>، هوک-براون<sup>۹</sup> اشاره کرد. این مدل‌ها در چهار بخش مدل‌های مکانیکی، مدل‌های خزش، مدل‌های جریان سیال و مدل‌های حرارتی دسته‌بندی می‌شوند.

در شبیه‌سازی مورد نظر، از دو نوع مدل مکانیکی و مدل جریان سیال استفاده شده است. این دو مدل به صورت هم‌زمان (کوپل) اعمال نشده‌اند؛ زیرا ویژگی مورد انتظار در این پژوهش فقط ایجاد اضافه فشار حفره‌ای بوده و جریان و حرکت سیال مورد نیاز نیست. مدل جریان سیال به دلیل وجود سطح آب استفاده شده است. به دلیل اینکه رفتار خاک

که در این رابطه  $D_r$  تراکم نسبی دانه‌های ماسه می‌باشد. ثابت  $C_2^c$  را می‌توان از رابطه (۵) محاسبه نمود. به این نکته باید توجه کرد که ثابت  $C_1^c$  برابر با مقدار ورودی مدل در نرم‌افزار FLAC3D نیست؛ به این دلیل که ورودی معرفی شده به نصف سیکل کرنش برشی اعمال می‌شود،  $C_1$  نیز باید نصف شود که در نتیجه  $C_1 = 0.5 C_1^c$  [۲۲].

### ۳-۴- میرایی

سیستم‌های دینامیکی به‌طور طبیعی دارای درجه‌ای از میرایی انرژی ارتعاشی در داخل سیستم هستند. در غیر این صورت سیستم تحت تأثیر نیرو، به‌طور نامحدودی نوسان خواهد کرد؛ بنابراین میرایی تا حدودی با افت انرژی به علت اصطکاک داخلی در مصالح دست‌نخورده و لغزش در امتداد وجوه تماسی مرتبط است.

در نرم‌افزار FLAC3D، میرایی در حل تحلیل‌های مختلف دینامیکی که شامل تحلیل‌های شبه‌استاتیکی و دینامیکی است کاربرد دارد. توجه به این نکته ضروری است که در تحلیل‌های شبه‌استاتیکی به میرایی بیشتری جهت حصول سریع‌تر به شرایط تعادل نیاز است [۲۲].

نرم‌افزار FLAC3D مدل‌های مختلف میرایی را شامل می‌شود که یکی از آنها میرایی هیسترتیک<sup>۱۲</sup> است. میرایی هیسترتیک فقط در بازه رفتار کشسان اعمال می‌شود و میرایی طبیعی با استفاده از مدل رفتاری به کار گرفته شده در محدوده خمیری ایجاد می‌شود [۲۲]. از میان توابع موجود برای میرایی هیسترتیک در نرم‌افزار FLAC3D، در این پژوهش از رابطه میرایی هاردین-درنویچ [۲۴] بهره گرفته شده است. هاردین و درنویچ رابطه‌ی تنش-کرنش را مطابق شکل (۴) به‌صورت تابع هایپربولیک و رابطه آن را به‌صورت زیر بیان کردند:

$$\tau = \frac{\gamma}{\frac{1}{G_{\max}} + \frac{\gamma}{\tau_{\max}}} \quad (12)$$

که  $\tau_{\max}$  تنش برشی بیشینه در حالت گسیختگی و  $G_{\max}$  بیشینه مقدار مدول سکانتی است.

که در این رابطه  $C_1^c$ ،  $C_2^c$  ثابت‌های رابطه هستند. در برخی از مواقع می‌توان رابطه زیر را بین این دو ثابت برقرار دانست و در نتیجه رابطه (۴) تنها یک ثابت نامعلوم دارد [۲۳]:

$$C_2^c = 0.4 / (C_1^c) \quad (5)$$

اگر حفرات خاک از آب اشباع باشند و آب فرصت کافی برای زهکشی در طول بارگذاری نداشته باشد، فشار حفره‌ای بالا خواهد رفت و روانگرایی رخ می‌دهد. با توجه به سازگاری حجم داریم:

$$\Delta \varepsilon_v = \Delta \varepsilon_v^e + \Delta \varepsilon_v^p \quad (6)$$

که  $\Delta \varepsilon_v$  نمو تغییرات کرنش حجمی کل،  $\Delta \varepsilon_v^e$  نمو تغییرات کرنش حجمی الاستیک و  $\Delta \varepsilon_v^p$  نمو تغییرات کرنش حجمی خمیری است. برای آزمایش برش ساده داریم:

$$\Delta \varepsilon_v^e = \frac{\Delta \sigma_v'}{M} \quad (7)$$

$$\Delta \sigma_v = \Delta \sigma_v' - \Delta u \quad (8)$$

که  $\Delta \sigma_v'$  تغییرات تنش مؤثر مطابق رابطه (۸)،  $\Delta \sigma_v$  تغییرات تنش کل،  $\Delta u$  تغییرات فشار آب حفره‌ای و  $M$  مدول تانژانتی ارتجاعی تنش مؤثر است. کرنش‌های حجمی ارائه شده در رابطه (۴) غیرقابل بازگشت و در نتیجه خمیری (پلاستیک) هستند. برای شرایط زهکشی نشده اشباع، نمو تغییرات کرنش حجمی کل برابر صفر است ( $\Delta \varepsilon_v = 0$ )؛ بنابراین از روابط (۶) و (۷) داریم:

$$\Delta \sigma_v' = -M \cdot \Delta \varepsilon_v^p \quad (9)$$

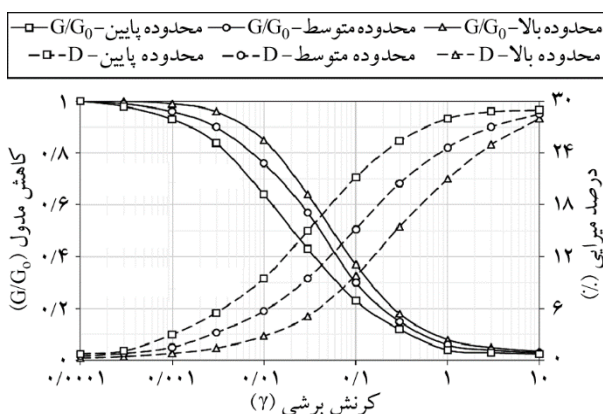
اگر تغییراتی در تنش کل وجود نداشته باشد ( $\Delta u_v = 0$ )، آنگاه فشار آب حفره‌ای برابر  $\Delta u_v = -\Delta \sigma_v'$  است؛ بنابراین:

$$\Delta u = -M \cdot \Delta \varepsilon_v^p \quad (10)$$

با به دست آوردن تغییرات کرنش حجمی از رابطه (۴)، می‌توان افزایش فشار آب حفره‌ای را از رابطه قبل به دست آورد.

برن [۲۳] مقدار  $C_1^c$  رابطه خود را با تراکم نسبی دانه‌های ماسه مرتبط دانسته و رابطه زیر را جهت محاسبه این ثابت ارائه نموده است.

$$C_1^c = 7600(D_r)^{(-2.5)} \quad (11)$$



شکل (۵): تغییرات مدول برشی و میرایی در مقابل کرنش برشی برای ماسه [۲۶].

#### ۴- ارائه یافته‌ها

در این بخش، یافته‌های حاصل از شبیه‌سازی عددی با تمرکز بر رفتار خاک، شمع و دیوار ارائه می‌شود و برای هر یک، یافته‌های به دست آمده با یافته‌های آزمایشگاهی مقایسه می‌شوند.

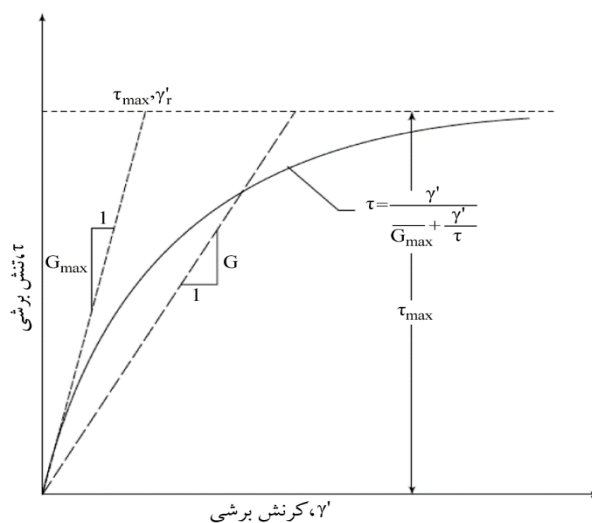
##### ۴-۱- یافته‌های حاصل از خاک

در هنگام وقوع زلزله افزایش فشار آب حفره‌ای سبب کاهش تنش مؤثر مطابق رابطه (۱۴) می‌شود. کاهش تنش مؤثر بر مقاومت برشی خاک مطابق رابطه (۱۵) اثر گذاشته و باعث روانگر شدن خاک‌های ماسه‌ای سست در هنگام وقوع زلزله می‌شود.

$$\sigma' = \sigma - u \quad (14)$$

$$\tau = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (15)$$

در روابط بالا،  $\sigma$  تنش کل،  $\sigma'$  تنش مؤثر،  $u$  فشار آب حفره‌ای،  $\tau$  تنش برشی،  $c'$  چسبندگی خاک و  $\phi'$  زاویه اصطکاک است؛ بنابراین به کمک بررسی فشار آب حفره‌ای می‌توان به روانگر شدن خاک پی برد. همچنین به کمک نحوه تغییرات فشار آب حفره‌ای، می‌توان زمان وقوع روانگرایی خاک را مشاهده نمود. شکل (۶) اضافه فشار آب حفره‌ای مدل‌های آزمایشگاهی و عددی را نشان می‌دهد. خاطر نشان می‌شود با توجه به شبکه‌بندی صورت گرفته در مدل عددی، سعی شده است تا



شکل (۴): منحنی‌های بولیک [۲۵].

با تقسیم طرفین قبل بر کرنش برشی ( $\gamma_r$ )، مدول سکانتی تولید شده و از تقسیم رابطه جدید ایجاد شده بر  $G_{max}$  رابطه زیر به دست می‌آید.

$$\frac{G}{G_{max}} = \frac{1}{1 + \frac{\gamma_r}{\gamma_r}} \quad (13)$$

کرنش مرجع است. در نمودار  $G/G_{max} - \gamma_r$  هنگامی که  $G/G_{max} = 0.5$  شود، آنگاه کرنش متناظر آن، همان کرنش مرجع ( $\gamma_r = \gamma_{ref}$ ) خواهد بود [۲۲]. بدین منظور، نیاز به نمودار  $G/G_{max} - \gamma_r$  است. این نمودار از طریق آزمون‌های آزمایشگاهی برای هر نمونه خاک حاصل می‌شود. با توجه به اینکه در داده‌های آزمایشگاهی در دسترس، این نمودار موجود نیست، از نمودارهای تهیه شده در دیگر مقالات استفاده شده است. یکی از این مقالات که این نمودار را برای ماسه ارائه کرده است، مقاله سید و ادريس [۲۶] است. در این مقاله برای ماسه سه محدوده‌ی پایین، متوسط و بالا همانند شکل (۵) ارائه شده است. با انتخاب حد میانی برای این پژوهش و با توجه به شیوه تعیین کرنش مرجع توضیح داده شده، کرنش مرجع مقدار ۰/۰۴ اختیار شده است.

خاطر نشان می‌شود که در محاسبات شبیه‌سازی در این پژوهش از یک رایانه با هسته core i7 با هشت گیگابایت حافظه استفاده شده است. مدت زمان اجرای هر شبیه‌سازی (بارگذاری طبق شکل ۳) پنج شبانه‌روز بوده است.

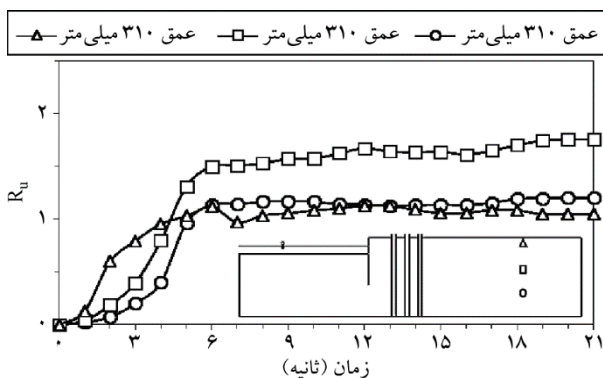


جهت نمایش بهتر افزایش فشار آب حفره‌ای و کاهش تنش مؤثر به طوری که منجر به روانگرا شدن خاک شود، از نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای به تنش مؤثر اولیه ( $R_{II}$ ) مطابق رابطه زیر استفاده شده است.

$$R_{II} = \frac{\Delta u}{\sigma'_{v_0}} \quad (16)$$

که در آن،  $\Delta u$  اضافه فشار آب حفره‌ای و  $\sigma'_{v_0}$  میانگین تنش مؤثر اولیه برای هر نقطه (المان) است. برای یک المان که تنش کل وارد بر آن ثابت باشد، حداکثر اضافه فشار آب حفره‌ای برابر با تنش مؤثر اولیه می‌شود و در نتیجه، مقدار  $R_{II}$  به یک می‌رسد. به‌طور مثال، در آزمایش‌های برش ساده سیکلی زهکشی نشده که توسط هزیربابا و راتجه [۲۷] صورت گرفته است، یافته‌ها نشان می‌دهد که اضافه فشار آب حفره‌ای ( $\Delta u$ ) تا هنگام رسیدن  $R_{II}$  به مقدار ۰/۹ و روان شدن خاک، افزایش تدریجی دارد و در نتیجه، حد پایین مقدار  $R_{II}$  که معرف روانگرایی است، مقدار ۰/۹ معرفی شد. به‌عبارت دیگر، در صورتی که  $R_{II} > ۰/۹$  باشد، خاک روانگرا شده است. شایان ذکر است مطالعات آزمایشگاهی معمولاً بر روی تک المان انجام می‌شود که در شرایط تنش کل ثابت هستند. در صورتی که در مدل‌های آزمایشگاهی فیزیکی و بر اثر زلزله (و به‌طور مشابه در مدل عددی)، تنش کل هر نقطه ثابت نبوده و در نتیجه، ممکن است مقدار  $R_{II}$  از مقدار واحد نیز بزرگ‌تر شود.

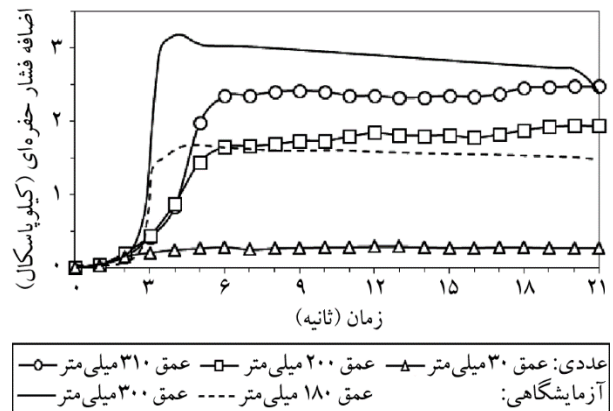
شکل (۸) نمودار تغییرات نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای ( $R_{II}$ ) با زمان را نشان می‌دهد. این نمودارها برای خاک دور از



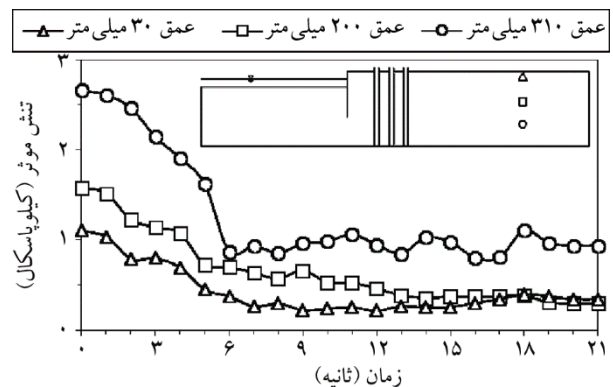
شکل (۸): تاریخچه زمانی نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای در اعماق مختلف دور از گروه شمع در مدل عددی.

نزدیک‌ترین نقطه به داده‌های تجربی جهت استخراج فشار آب حفره‌ای در نظر گرفته شود. در نمودارهای آزمایشگاهی، افزایش ناگهانی فشار آب حفره‌ای که نمایانگر رخداد روانگرایی است در ثانیه سوم رخ می‌دهد. نمودارهای عددی، اضافه فشار آب حفره‌ای را در ناحیه‌ای دور از شمع‌ها و در عمق‌های مختلف نشان می‌دهد. از نمودارهای عددی می‌توان این‌طور برداشت کرد که روانگرایی به‌طور میانگین در حدود ثانیه چهارم رخ داده است.

همان‌طور که گفته شد، افزایش فشار آب حفره‌ای می‌تواند سبب روانگرایی شود، اما مهم‌ترین شرط روانگرایی کاهش تنش مؤثر خاک است. با کاهش تنش مؤثر است که مقاومت برشی خاک کاهش پیدا می‌کند. شکل (۷) نمایانگر کاهش تنش مؤثر هم‌زمان با افزایش فشار آب حفره‌ای است.



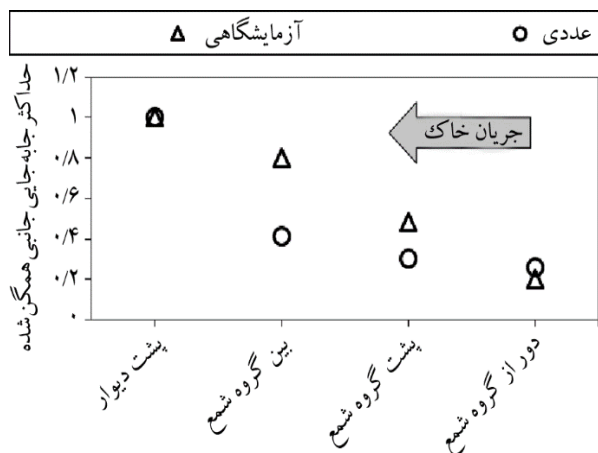
شکل (۶): تاریخچه زمانی فشار آب حفره‌ای در اعماق مختلف دور از گروه شمع.



شکل (۷): تاریخچه زمانی تنش مؤثر در اعماق مختلف دور از گروه شمع در مدل عددی.

نقاط مشابه و همچنین زمان ثابت ماندن مقادیر نهایی جابه‌جایی یکسان است. همچنین مقادیر نهایی بیشترین جابه‌جایی در پشت دیوار یکسان به دست آمده است. مقادیر نهایی جابه‌جایی برای نقاط دیگر در مدل عددی نیز همخوانی مناسبی با مدل آزمایشگاهی دارد؛ به طوری که حداکثر اختلاف حدود ۵۰ درصد است. دلیل این اختلاف می‌تواند اثر گذاری شمع بر نوع رفتار خاک پشت شمع در مدل عددی باشد که نحوه رفتار و اندرکنش شمع در این نرم‌افزار باعث وجود این اختلاف شده است.

شکل (۱۱) توزیع همگن شده‌ی جابه‌جایی‌های جانبی سطحی نسبت به جابه‌جایی حداکثر در دو مدل آزمایشگاهی و عددی را نشان می‌دهد. مقایسه این دو دسته از یافته‌ها، درستی الگوی رفتاری جابه‌جایی در مدل عددی را نشان می‌دهد. در هر دو مدل عددی و فیزیکی، با فاصله گرفتن از گود و دیوار و حرکت به سمت سطح آزاد مدل، جابه‌جایی‌ها کاهش می‌یابد.

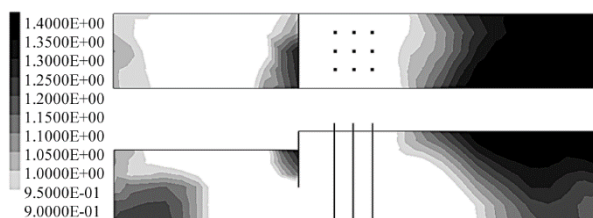


شکل (۱۱): توزیع حداکثر جابه‌جایی خاک سطحی همگن شده با جابه‌جایی خاک پشت دیوار در مدل آزمایشگاهی و عددی.

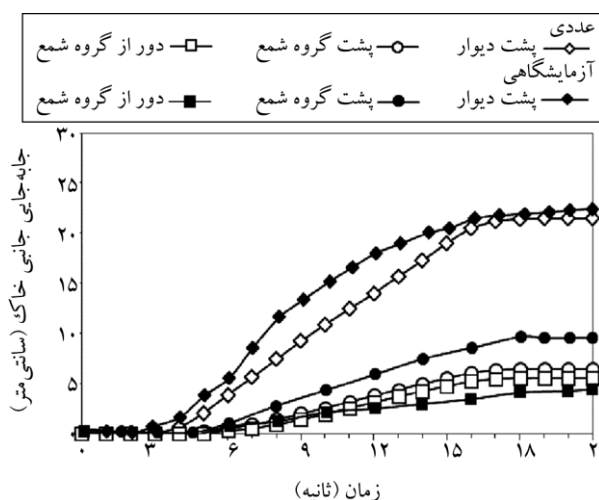
در شکل (۱۲)، پراکنندگی جابه‌جایی جانبی ماندگار ایجاد شده در پلان و مقطع عرضی مدل عددی را نشان می‌دهد. علامت مثبت و منفی در خطوط تراز کشیده شده نشانگر حرکت توده به ترتیب به سمت راست و چپ شکل است. در این شکل، حرکت جریانی و گسترش جانبی به سمت گود به خوبی مشهود است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، خاک میان گروه شمع و دیوار بیشترین تغییر مکان جانبی را داشته است و با افزایش فاصله از لبه دیوار، تغییر مکان‌ها

گروه شمع رسم شده است. با توجه به اینکه مقادیر نهایی هر کدام بیشتر از ۰/۹ است، روانگرایی اتفاق افتاده است.

برای بررسی مناطق روانگرا شده، بیشترین مقادیر ثبت شده برای  $R_{II}$  در پلان و مقطع مدل مطابق شکل (۹) نشان داده شده است. به طور کلی مشاهده می‌شود که مقدار  $R_{II}$  در بخش‌های مختلف مدل بیشتر از ۰/۹ بوده که نشان می‌دهد منطقه وسیعی از مدل شامل جلو و پشت دیوار و در منطقه گروه شمع، خاک روانگرا شده است. در منطقه سمت راست مدل و در نزدیکی مرزها، مقدار  $R_{II}$  بیشتر شده که ناشی از اثر مرز است و نباید مورد توجه قرار گیرد.



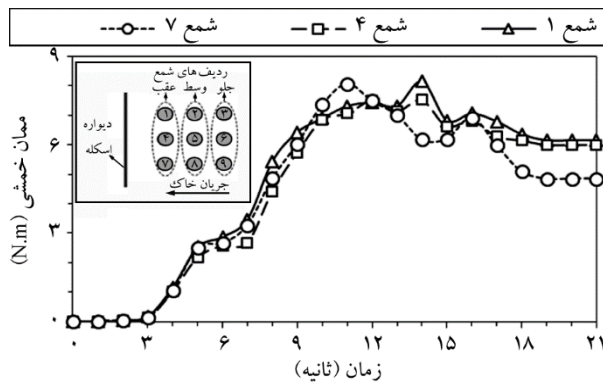
شکل (۹): پلان و مقطع حداکثر نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای  $R_{II}$ .



شکل (۱۰): تاریخچه زمانی جابه‌جایی جانبی سطحی در نقاط مختلف.

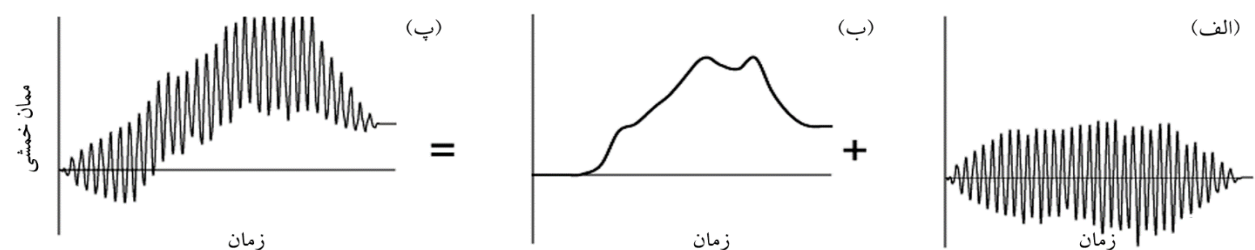
جریان جانبی خاک روانگرا شده نشان می‌دهد که حرکت خاک به سمت گود است و با حرکت به سمت گود، جابه‌جایی بیشتری در خاک ایجاد می‌شود. شکل (۱۰) تاریخچه زمانی جابه‌جایی سطحی نقاط مختلف را برای هر دو مدل آزمایشگاهی و عددی نشان می‌دهد. دیده می‌شود که نحوه رفتار آنها به هم نزدیک است؛ به طوری که زمان شروع و افزایش جابه‌جایی‌ها در

خمش شمع‌ها از زمان حدود ۳ الی ۴ ثانیه شروع به افزایش می‌کند که منطبق بر زمان شروع روانگرایی است. این افزایش به‌طور میانگین تا زمان حدود ثانیه یازدهم ادامه دارد و به حداکثر مقادیر خمش شمع‌ها در این عمق از خاک می‌رسد. پس از این زمان، سختی شمع مانع حرکت بیشتر خاک شده و خاک روانگرا قادر به استقامت در مقابل حرکت ارتجاعی شمع نبوده و خاک گسیخته شده اجازه می‌دهد که شمع به مکان اولیه خود حرکت کند. در نتیجه خمش شمع کاهش یافته و سرانجام ثابت شده است.



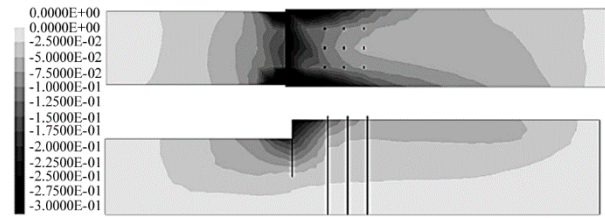
شکل (۱۴): تاریخچه زمانی ممان خمشی وارد به انتهای شمع در کف مدل در شبیه‌سازی عددی.

رفتار طره‌ای شمع سبب می‌شود که حداکثر خمش در پای شمع به وجود آید؛ به‌طوری‌که خمش شمع از نوک بالای آن به سمت پای شمع به تدریج افزایش پیدا کند. شکل (۱۵) ممان خمشی شمع‌های ستون میانی با عمق در گروه شمع را برای هر دو حالت مدل آزمایشگاهی و عددی نشان می‌دهد. همان‌طور که دیده می‌شود در هر دو مدل عددی و فیزیکی، شمع جلو خمش بیشتری نسبت به شمع میانی و شمع پشت به خود می‌گیرد.



شکل (۱۳): تجزیه نمونه‌ای از یافته‌های ثبت شده ممان: (الف) مؤلفه یک‌سویه؛ (ب) مؤلفه چرخه‌ای؛ (پ) یافته‌های ثبت شده.

کمتر شده است. در مرزها هم تغییر مکان‌ها بیشتر شده‌اند که به خاطر نزدیکی با مرز، خطای عددی محسوب می‌شوند.



شکل (۱۲): خطوط هم‌تراز جابه‌جایی جانبی پسماند خاک در انتهای تحلیل دینامیکی (اعداد بر حسب متر).

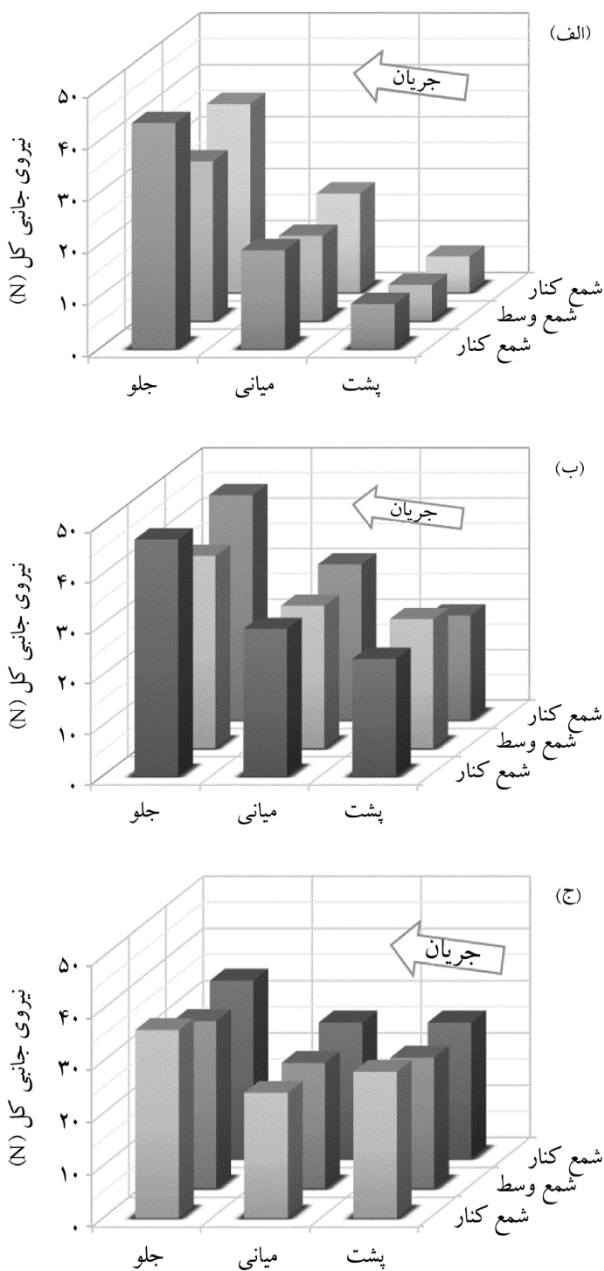
#### ۲-۴- یافته‌های حاصل از شمع

با توجه به نوع بار ورودی به مدل، نتایجی که به‌عنوان خروجی از مدل عددی دریافت می‌شود، به‌صورت یک نگاشت بر حسب زمان خواهد بود. به‌عنوان مثال، نگاشت تغییرات ممان وارد بر یک شمع در طول زمان در شکل (۱۳) نشان داده شده است. مطابق شکل (۶)، این نگاشت نامنظم را می‌توان به دو مؤلفه شامل مؤلفه چرخه‌ای<sup>۱۳</sup> (شکل ۱۳-الف) و مؤلفه یک‌سویه<sup>۱۴</sup> (شکل ۱۳-ب) تقسیم نمود [۱۵]. مؤلفه چرخه‌ای به خاطر فشار اینرسی<sup>۱۵</sup> خاک و ناشی از نوسانات زمین است و مؤلفه یک‌سویه به خاطر فشار جنبشی<sup>۱۶</sup> ناشی از جریان جانبی خاک است. مؤلفه یک‌سویه به‌وسیله روند هموارسازی<sup>۱۷</sup> بر پایه روش میانگین متحرک<sup>۱۸</sup> استخراج شده و سپس مؤلفه چرخه‌ای (به‌عنوان مثال برای خمش) از رابطه (۱۷) به دست می‌آید.

$$M(z, t)_{cyclic} = M(z, t) - M(z, t)_{monotonic} \quad (17)$$

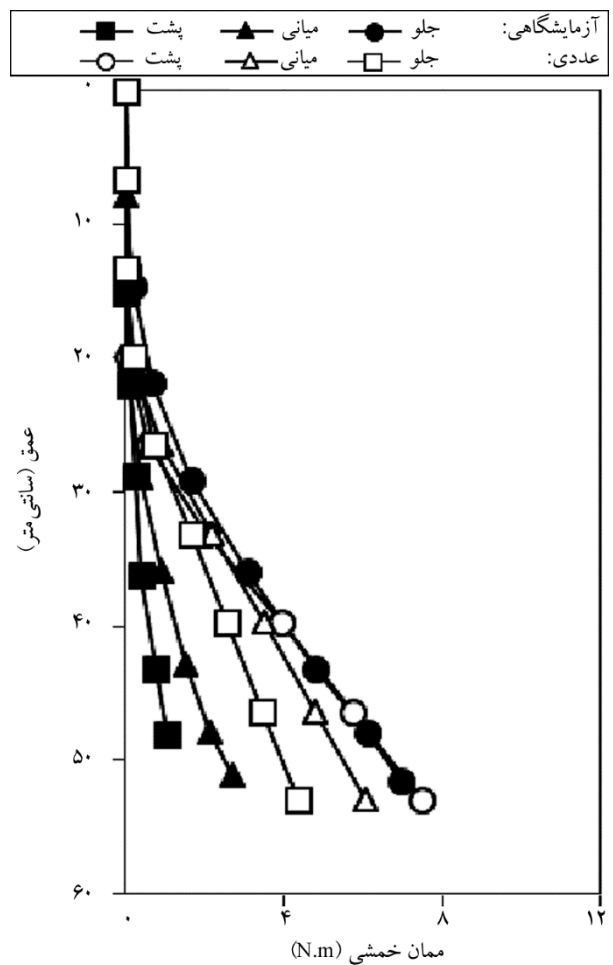
شکل (۱۴) نمودار تاریخچه زمانی ممان خمشی شمع‌ها برای مؤلفه یک‌سویه در محل پای شمع‌ها را نشان می‌دهد. در این شکل،

جانبی (برش)، می توان نیروی جانبی شمع ها را به دست آورد. (شکل ۱۶-پ) حداکثر نیروی وارد بر هر شمع در گروه شمع را حاصل از دو روش محاسبات برگشتی و نرم افزار به همراه یافته های آزمایشگاهی نشان می دهد. با مقایسه یافته های آزمایشگاهی با یافته های حاصل از دو روش، می توان گفت که برای هر دو حالت شمع های ردیف جلو نیروهای جانبی بزرگ تری



شکل (۱۶): توزیع حداکثر نیروی جانبی کل در گروه شمع: الف) مدل آزمایشگاهی؛ ب) روش محاسبات بازگشتی؛ پ) مستخرج از برنامه FLAC3D

دلیل این رفتار را می توان جابه جایی بیشتر خاک در پشت دیوار و کاهش جابه جایی با فاصله گرفتن از دیوار عنوان نمود که سبب به وجود آمدن بیشترین جابه جایی و خمش در شمع نزدیک دیوار شده است. همچنین در شکل (۱۵) در هر دو حالت، ممان خمشی در عمق افزایش یافته و یافته های عددی برای شمع نزدیک به دیوار همخوانی خوبی با یافته های آزمایشگاهی دارد؛ اما با افزایش فاصله از دیوار همخوانی یافته ها کاهش یافته است.



شکل (۱۵): پروفیل تغییرات ممان خمشی شمع های ستون میانی در مدل آزمایشگاهی و عددی.

برای محاسبه مقادیر نیروی کل وارد بر شمع در مدل عددی، از دو روش محاسبات برگشتی و خروجی های نرم افزار FLAC3D استفاده شده است. در روش محاسبات برگشتی، ابتدا برای پروفیل ممان خمشی شمع ها یک تابع چندجمله ای درجه ۳ اختصاص داده شده است. با کمک مفهوم برابری مشتق دوم لنگر با نیروی

### ۴-۳- یافته‌های حاصل از دیوار

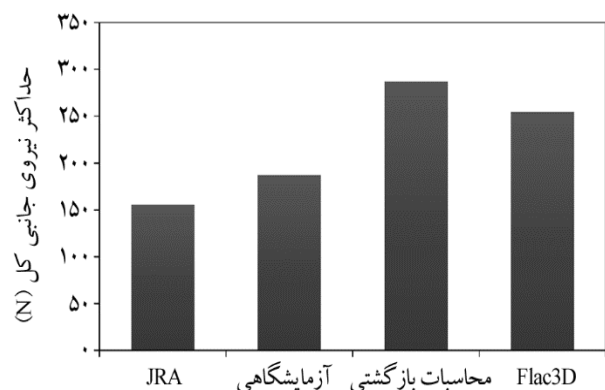
در مدل‌سازی آزمایشگاهی صورت گرفته توسط معتمد و همکاران [۱۵] از دیوار سپری شکل به‌عنوان دیوار حائل استفاده شده است. این دیوار به‌صورت یک دیوار شناور بدون هرگونه محدودیت گیرداری به کف و اطراف مدل‌سازی شده است.

یکی از فاکتورهایی که در طراحی دیوار اهمیت بسزایی دارد ممان خمشی است. ممان خمشی به وجود آمده در دیوار می‌تواند سبب خرابی آن شود. شکل (۱۸-الف) این یافته‌ها را برای مدل عددی در زمان‌های مختلف نشان می‌دهد. در این شکل دیده می‌شود که حداکثر مقدار ممان خمشی برای دیوار به مقدار  $8/7$  کیلو نیوتون متر در ثانیه پانزدهم در عمق  $20$  سانتی‌متری رخ داده است. در مدل آزمایشگاهی صورت گرفته، ممان خمشی دیوار برای یکی از مدل‌ها دارای موج ورودی متفاوت ارائه شده است. به همین دلیل مطابق شکل (۱۸-ب)، پروفیل همگن شده مقادیر ممان خمشی دیوار به‌دست آمده از این مدل آزمایشگاهی و همچنین مدل عددی ارائه شده است. این شکل نشان می‌دهد که در صورت اعمال هرگونه بارگذاری دینامیکی بر مدل، حداکثر ممان خمشی به وجود آمده در دیوار در عمق حدود  $20$  سانتی‌متری خواهد بود.

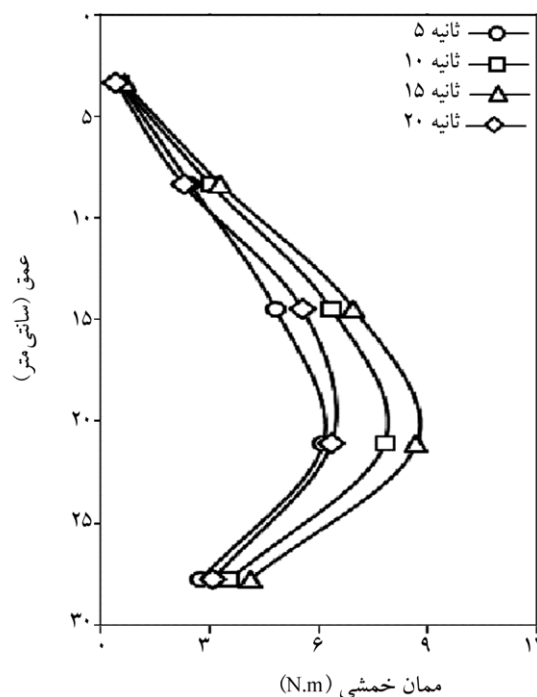
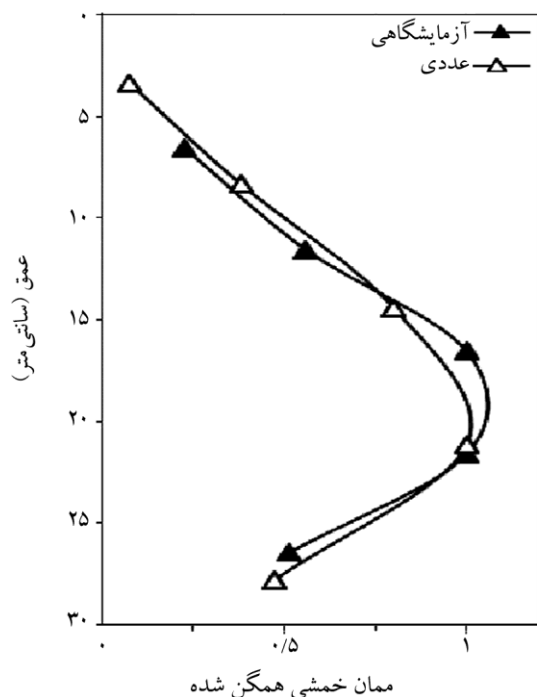
در مدل آزمایشگاهی صورت گرفته، یافته‌های تغییر شکل دیوار برای یکی از مدل‌های دارای موج ورودی متفاوت با آنچه در این پژوهش مد نظر است، ارائه شده است؛ اما با این حال در مدل آزمایشگاهی دیده می‌شود که حرکت جانبی دیوار و چرخش آن به سمت گود است. این یافته‌ها نیز در مدل عددی همانند شکل (۱۹) به‌خوبی دیده می‌شود. همچنین برای اندازه‌گیری حرکت جانبی نوک دیوار در مدل آزمایشگاهی از مبدل‌های لیزری استفاده شده است. ولی به این دلیل که جابه‌جایی‌ها بیش از محدوده قابل اندازه‌گیری حس‌گر بود، جابه‌جایی‌های انتهایی لرزش، ثبت نشده بود. در مدل عددی بیشترین مقدار برای جابه‌جایی حدود  $30$  سانتی‌متر دیده شده است. مشاهده می‌شود که بیشترین مقدار ممان خمشی در عمق  $20$  سانتی‌متری به وجود می‌آید؛ بنابراین انتظار می‌رود که پروفیل جابه‌جایی دیوار خطی نباشد،

در گروه شمع تحمل می‌کنند. درحالی‌که کمترین نیروها بر شمع‌های ردیف عقب وارد شده است. به‌عبارت‌دیگر، مدل عددی به‌خوبی رفتار شمع‌ها و کاهش نیروها در شمع‌های عقب را مدل‌سازی کرده است و همخوانی مناسبی با یافته‌های آزمایشگاهی دارد.

جهت طراحی شمع در مقابل نیروی جانبی، دستورالعمل‌ها نیروی کل وارد بر گروه شمع را مد نظر قرار می‌دهند. یکی از این دستورالعمل‌ها جهت تخمین اولیه نیروی جانبی وارد بر شمع یا گروه شمع توسط انجمن راه ژاپن (JRA) [۵] ارائه شده است. شکل (۱۷) نمودار مقادیر نیروی جانبی کل گروه شمع را در روش‌های مختلف نشان می‌دهد. همان‌طور که در این شکل دیده می‌شود در هر سه روش مدل آزمایشگاهی، محاسبه بازگشتی و نرم‌افزار FLAC3D مقادیر به‌دست آمده از مقادیر دستورالعمل JRA بیشتر است. این موضوع نشان می‌دهد که دستورالعمل JRA مقادیر غیر محافظه‌کارانه‌ای را برای نیروی کل شمع نتیجه می‌دهد. همچنین در این شکل دیده می‌شود که مقادیر یافته‌های عددی از یافته‌های آزمایشگاهی بیشتر است که دلیل آن، ممکن است به خاطر محدودیت‌های نرم‌افزار و روش تحلیل آن (اختلاف محدود) باشد. همچنین نیروی جانبی کل به‌دست آمده به کمک نرم‌افزار FLAC3D نسبت به روش محاسبه بازگشتی، به یافته‌های آزمایشگاهی نزدیک‌تر است. درحالی‌که در نحوه رفتار و توزیع نیرو در بین هر یک از شمع‌ها (رجوع به شکل ۱۶)، این موضوع برعکس است.



شکل (۱۷): حداکثر نیروی جانبی کل وارد بر گروه شمع در روش‌های مختلف.



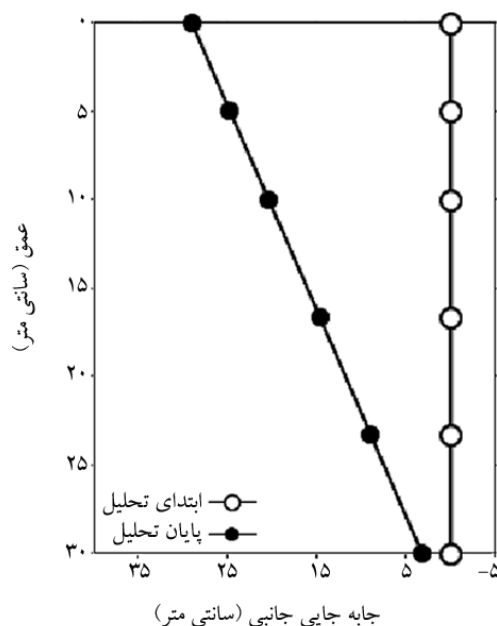
شکل (۱۸): پروفیل ممان خمشی دیوار: الف) در زمان‌های مختلف برای مدل عددی؛ ب) همگن شده برای مدل آزمایشگاهی با فرکانس ۱۰ Hz و دامنه Gal ۳۰۰ و مدل عددی با فرکانس ۵ Hz و دامنه Gal ۱۵۰.

#### ۵- جمع بندی

در اسکله‌ها به دلیل سست بودن خاک بستر دریا، امکان وقوع روانگرایی در اثر زلزله زیاد است و باعث افزایش خرابی‌های این سازه‌ها می‌شود. با اینکه اسکله از اهمیت بالایی برخوردار است، اما تحقیقات کمتری به بررسی اثر روانگرایی بر شمع و دیواره اسکله پرداخته شده و اکثر محققان به تأثیر شمع در زمین‌های سطح آزاد بسنده کرده‌اند. در صورتی که رفتار شمع در پشت دیواره اسکله متفاوت با زمین سطح آزاد است.

در این مقاله به مدل‌سازی فیزیکی اسکله بر روی میز لرزه پرداخته شد. برای مدل‌سازی عددی این آزمایش، از نرم‌افزار اختلاف محدود FLAC3D استفاده شد که قادر به شبیه‌سازی روانگرایی ناشی از فشار آب حفره‌ای و المان‌های سازه‌ای است. با توجه به مدل انجام شده، به بررسی شرایطی که باید در نرم‌افزار جهت مدل‌سازی درست آزمایش صورت بگیرد، پرداخته شد. بررسی یافته‌های حاصل از نرم‌افزار یافته‌های زیر را نشان می‌دهد:

۱. روانگرایی خاک در پشت دیوار و گروه شمع سبب گسترش



شکل (۱۹): پروفیل جابه‌جایی جانبی دیوار در مدل عددی.

اما همان‌طور که در شکل (۱۹) دیده می‌شود، پروفیل تغییر شکل دیوار خطی است. دلیل خطی بودن تغییر شکل، کوچک بودن ممان خمشی دیوار است، به طوری که تأثیر خمش بر تغییر شکل در عمق ۲۰ سانتی‌متری بسیار ناچیز و قابل صرف‌نظر کردن است.

همچنین، باید گفت که دیوار مدل شده در این پژوهش به دلیل عدم گیرداری کاملاً شناور رفتار می‌کند. به طوری که کاملاً با حرکت خاک اطرافش حرکت کرده و جابه‌جایی جانبی آن شبیه به جابه‌جایی خاک شده است. در پایان، خاطر نشان می‌شود که در این تحقیق سعی شد نشان داده شود که چگونه می‌توان یک مدل فیزیکی کوچک مقیاس را به کمک روش‌های عددی شبیه‌سازی نمود و در نتیجه، بتوان برای شبیه‌سازی مسئله‌های دیگر مشابه، از این روش بهره جست. با توجه به نزدیکی یافته‌های این پژوهش با یافته‌های آزمایشگاهی، به عنوان یک نتیجه‌گیری کلی، می‌توان گفت که با در نظر گرفتن مدل رفتاری و پارامترهای مناسب، شبیه‌سازی عددی روانگرایی را می‌توان با صرف هزینه کمتر نسبت به مطالعات آزمایشگاهی انجام داد. با این حال، برخی پارامترهای اندرکنش تعریف شده در نرم‌افزار به دلیل تقریبی بودن، نیاز به مطالعه و آزمایش‌های بیشتری دارد.

### مراجع

1. Matsui, T., and Oda, K. (1996) Foundation damage of structures. *Soils and Foundations*, **36**(Special), 189-200.
2. Fujii, S., Isemoto, N., Satou, Y., Kaneko, O., Funahara, H., Arai, T., and Tokimatsu, K. (1998) Investigation and analysis of a pile foundation damaged by liquefaction during the 1995 Hyogoken-Nambu earthquake. *Soils and Foundations*, **38**(Special), 179-192.
3. Tokimatsu, K., and Asaka, Y. (1998) Effects of liquefaction-induced ground displacements on pile performance in the 1995 Hyogoken-Nambu earthquake. *Soils and Foundations*, **38**(Special), 163-177.
4. Ohtsu, H., Hatsuyama, Y., Tateishi, A., and Horikoshi, K. (1997) A study on pile foundations damaged by the 1995 Hyogoken Nambu Earthquake. *Proceedings of International Conference on Deformation and progressive failure in geomechanics*, 583-588.
5. JRA. (1996) Specification for Highway Bridges. Japan Road Association, Tokyo.

- جانبی خاک می‌شود. حرکت خاک به سمت پایین دست بوده و منجر به حداکثر جابه‌جایی‌ها در پشت دیوار شده است. مقایسه فشار آب حفره‌ای با مدل آزمایشگاهی همخوانی این یافته‌ها را نشان می‌دهد. بررسی جابه‌جایی‌های جانبی به وجود آمده در سطح و عمق خاک در نقاط مختلف نشان می‌دهد که حداکثر آن در سطح و پشت دیوار شکل گرفته که با دور شدن از دیوار و حرکت به سمت سطح آزاد خاک این مقدار کاهش می‌یابد.
۲. نحوه رفتار شمع در این پژوهش به دلیل گیرداری پای شمع به کف مدل همچون تیری طره بوده که حداکثر ممان خمشی در آن در پای شمع رخ می‌دهد. یافته‌های به دست آمده برای پروفیل خمش برای هر یک از شمع‌ها در گروه شمع نشان می‌دهد که شمع‌های نزدیک دیوار نسبت به شمع‌های دیگر خمش بیشتری تحمل می‌کند که دلیل آن را می‌توان جابه‌جایی خاک بیشتر در مکان این شمع‌ها عنوان نمود.
  ۳. مقایسه ممان خمشی شمع‌ها در مدل عددی با یافته‌های آزمایشگاهی نشان می‌دهد که همخوانی یافته‌ها برای شمع‌های نزدیک دیوار بسیار خوب بوده و برای دیگر شمع‌ها قابل قبول است.
  ۴. بررسی نیروی جانبی وارد بر شمع با دو روش مختلف شامل محاسبات بازگشتی و خروجی نرم‌افزار به دست آمد. مقایسه یافته‌ها نشان می‌دهد که مقادیر به دست آمده به کمک محاسبات بازگشتی از همخوانی بهتری برخوردار است.
  ۵. مقایسه نیروی جانبی کل وارد بر گروه شمع در حالات مختلف شامل دستورالعمل انجمن راه ژاپن (JRA)، مدل آزمایشگاهی، مدل عددی با استفاده از محاسبات بازگشتی و مدل عددی با استفاده از خروجی نرم‌افزار نشان می‌دهد که دستورالعمل JRA مقادیر غیر محافظه‌کارانه‌ای را پیشنهاد می‌کند، به طوری که یافته‌های آزمایشگاهی و مدل‌های عددی مقادیری بیشتر از آن را ارائه می‌دهند.
  ۶. محل خمش حداکثر در دیوار تطابق خوبی با یافته‌های آزمایشگاهی دارد که نشانگر صحت مدل‌سازی عددی است.

15. Motamed, R., and Towhata, I. (2010) Shaking table model tests on pile groups behind quay walls subjected to lateral spreading. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **136**(3), 477-489.
16. Tang, L., Zhang, X., Ling, X., Su, L., and Liu, C. (2014) Response of a pile group behind quay wall to liquefaction-induced lateral spreading: a shake-table investigation. *Earthq. Eng. Eng. Vib.*, **13**(4), 741-749.
17. Rollins, K. M., Lane, J. D., and Gerber, T. M. (2005) Measured and computed lateral response of a pile group in sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **131**(1), 103-114.
18. Ashford, S. A., Juirnarongrit, T., Sugano, T., and Hamada, M. (2006) Soil-pile response to blast-induced lateral spreading. I: field test. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **132**(2), 152-162.
19. Flac3D. (2012) Manual: User's Guide. Itasca Consulting Group, Inc.
20. Kuhlemeyer, R. L., and Lysmer, J. (1973) Finite element method accuracy for wave propagation problems. *Journal of Soil Mechanics & Foundations Division*, **99**(5), 421-427.
21. Flac3D. (2012) Manual: Structural Elements. Itasca Consulting Group, Inc.
22. Flac3D. (2012) Manual: Dynamic Analysis. Itasca Consulting Group, Inc.
23. Byrne, P. M. (1991) A Cyclic Shear-Volume Coupling and Pore-Pressure Model for Sand. In *International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics* pp. 47-55, University of Missouri.
24. Hardin, B. O., and Drnevich, V. P. (1972) Shear Modulus and Damping in Soils: I. Measurement and Parameter Effects, II. Design Equations and Curves. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division*, **98**(6), 603-624.
25. Das, B. M., and Ramana, G. V. (2010) *Principles of Soil Dynamics*, Cengage Learning.
26. Seed, H. B., and Idriss, I. M. (1970) Soil moduli
6. Dobry, R., and Abdoun, T. H. (2001) Recent studies on seismic centrifuge modeling of liquefaction and its effect on deep foundations. In *International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamic*, University of Missouri, San Diego, California.
7. Hamada, M., and Wakamatsu, K. (1998) A Study on Ground Displacement Caused by Soil Liquefaction. *Doboku Gakkai Ronbunshu*, **1998**(596), 189-208.
8. Boulanger, R. W., Kutter, B. L., Brandenburg, S. J., Singh, P., and Chang, D. (2003) Pile foundations in liquefied and laterally spreading ground during earthquakes: centrifuge experiments & analyses. Center for Geotechnical Modeling, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Davis, California.
9. Cubrinovski, M., and Ishihara, K. (2004) Simplified method for analysis of piles undergoing lateral spreading in liquefied soils. *Soils and Foundations*, **44**(5), 119-133.
10. Abdoun, T., Dobry, R., O'Rourke, T., and Goh, S. (2003) Pile Response to Lateral Spreads: Centrifuge Modeling. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **129**(10), 869-878.
11. Imamura, S., Hagiwara, T., Tsukamoto, Y., and Ishihara, K. (2004) Response of pile groups against seismically induced lateral flow in centrifuge model tests. *Soils and Foundations*, **44**(3), 39-55.
12. Brandenburg, S. J., Boulanger, R. W., Kutter, B. L., and Chang, D. (2005) Behavior of pile foundations in laterally spreading ground during centrifuge tests. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **131**(11), 1378-1391.
13. Cubrinovski, M., Kokusho, T., and Ishihara, K. (2006) Interpretation from large-scale shake table tests on piles undergoing lateral spreading in liquefied soils. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **26**(2), 275-286.
14. Haeri, S. M., Kavand, A., Rahmani, I., and Torabi, H. (2012) Response of a group of piles to liquefaction-induced lateral spreading by large scale shake table testing. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **38**, 25-45.



and damping factors for dynamic response analyses. p. 40, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.

27. Hazirbaba, K., and Rathje, E. M. (2004) A comparison between in situ and laboratory measurements of pore water pressure generation. In *13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, B.C., Canada.

### واژه‌نامه

Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimension	FLAC3D - ۱
Shadow	۲- سایه
Pile Structural Elements	۳- المان سازه‌ای شمع
Liner Structural Elements	۴- المان سازه‌ای صفحه
Drucker-Prager	۵- دراگر- پراگر
Mohr-Coulomb	۶- مور- کولمب
Strain-Hardening/ Softening	۷- سخت‌شوندگی - نرم‌شوندگی کرنش
Modified Cam-Clay	۸- کم کلی اصلاح‌شده
Hoek-Brown	۹- هوک- براون
Finn	۱۰- فین
Byrne	۱۱- برن
Hysteretic	۱۲- هیسترتیک
Cyclic	۱۳- چرخه‌ای
Monotonic	۱۴- یک‌سویه
Inertial	۱۵- اینرسی
Kinematic	۱۶- جنبشی
Smoothing	۱۷- هموارسازی
Moving Average Method	۱۸- روش میانگین متحرک