

### چکیده

تحلیل لرزه‌ای و بهبود عملکرد سازه‌های ژئوتکنیکی ساحلی به علت نقش مهمی که در اقتصاد کشورها ایفا می‌کنند از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. از سویی دیگر، عدم قطعیت<sup>۱</sup> پارامترهای سازه‌ای، لرزه‌ای و ژئوتکنیکی اثر بسزایی در تحلیل‌های لرزه‌ای سیستم‌های دریایی به‌ویژه دیوارهای ساحلی<sup>۲</sup> دارد. در اکثر تحلیل‌ها از اثر عدم قطعیت پارامترهای ژئوتکنیکی علی‌رغم اهمیت آنها صرف‌نظر می‌شود و در بین مهندسين، استفاده از راهکاری که بتواند اثر چنین عدم قطعیتی را در نظر بگیرد متداول نیست. در این مقاله سعی بر آن است تا با در نظر گرفتن عدم قطعیت موجود در عدد نفوذ استاندارد طی تحلیل‌های لرزه‌ای دیوارهای ساحلی وزنی، میزان تأثیر عدم قطعیت این کمیت مهم در تغییر مکان لرزه‌ای مورد بررسی قرار گیرد. به این منظور، با مدلسازی عددی یک دیوار ساحلی وزنی در نرم‌افزار تفاضل محدود FLAC2D و احتساب عدم قطعیت عدد نفوذ استاندارد اصلاح شده در مصالح اطراف دیوار، اثر این عدم قطعیت‌ها با بررسی مقادیر تغییر مکان افقی و نشست لرزه‌ای دیوار بررسی شده است. لازم به ذکر است که از مطالعه‌ی موردی دیوار ساحلی صندوقه‌ای واقع در لنگرگاه روکو<sup>۳</sup> ژاپن که مشتمل بر اطلاعات لرزه‌ای، ژئوتکنیکی و همچنین مشاهدات محلی است به‌منظور صحت‌سنجی مدلسازی عددی استفاده شده است. نشان داده می‌شود که در نظر گرفتن توزیع تصادفی عدد نفوذ استاندارد به‌جای مقادیر قطعی این پارامتر در مصالح اطراف دیوار تأثیر بسزایی بر میزان تغییر مکان، نشست، چرخش و در مجموع پاسخ لرزه‌ای<sup>۴</sup> این دیوار ساحلی دارد. این مطالعه روشی را پیشنهاد می‌کند که می‌تواند عدم قطعیت خصوصیات ژئوتکنیکی مصالح را در تحلیل‌های دینامیکی در نظر بگیرد و مبنایی برای طراحی احتمالاتی دیوار ساحلی بر اساس تغییر مکان‌های ماندگار باشد.

**واژگان کلیدی:** پاسخ لرزه‌ای، عدم قطعیت ژئوتکنیکی، دیوار ساحلی،

FLAC2D

## تأثیر عدم قطعیت عدد نفوذ استاندارد بر تغییر مکان لرزه‌ای دیوار ساحلی وزنی؛ مطالعه موردی: بندر کوبه

### حدیث معظمی

دانش‌آموخته کارشناسی ارشد، پژوهشکده مهندسی ژئوتکنیک،  
پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله

### یاسر جعفریان (نویسنده مسئول)

استادیار، پژوهشکده مهندسی ژئوتکنیک، پژوهشگاه بین‌المللی  
زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله  
yjafarianm@iiees.ac.ir

### محمد کاظم جعفری

استاد، پژوهشکده مهندسی ژئوتکنیک،  
پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله

### ۱- مقدمه

زمینه صورت گرفته است، می‌توان گفت در اکثر بررسی‌ها از اثر عدم قطعیت پارامترهای ژئوتکنیکی صرف‌نظر شده و این پارامترها به‌عنوان پارامترهایی معین و قطعی در نظر گرفته شده‌اند. از آنجا که معمولاً شرایط خاک در یک ساختگاه را به‌طور مشخص نمی‌توان معین و قابل‌تعمیم در نظر گرفت، در نظر گرفتن پارامترهای آن به‌طور ثابت و معین می‌تواند منجر به خطاهای بسیاری شود. در صورت چنین فرضی (به‌ویژه در

سازه‌های ساحلی مستعد پذیرش خسارات سازه‌ای و ژئوتکنیکی شدیدی در اثر زلزله هستند. از این رو شناخت عوامل تأثیرگذار در میزان این خرابی‌ها، موجب ارتقاء طراحی عملکردی سیستم‌های ساحلی خواهد شد. از سویی دیگر عدم قطعیت پارامترهای طراحی سیستم‌های ساحلی، اعم از پارامترهای سازه‌ای و ژئوتکنیکی، اثر بسزایی در محاسبات و تحلیل‌های لرزه‌ای دارند. با توجه به مطالعاتی که تاکنون در این

در زلزله‌ی کوبه آسیب دیده بود را با استفاده از نرم‌افزار FLAC2D مدل‌سازی کرده و با استفاده از روش‌های احتمالاتی، عدم قطعیت پارامترهای مختلف را مورد بررسی قرار دادند. در مطالعه‌ای دیگر نا و همکاران [۴] به بررسی تأثیر تغییرات بارز در مشخصات مصالح برای عملکرد لرزه‌ای دیوارهای ساحلی پرداخته‌اند. به این منظور دیوار ساحلی در لنگرگاه پورت در بندر کوبه ژاپن انتخاب شده است و تحلیل دینامیکی غیرخطی دو بعدی با استفاده از نرم‌افزار تفاضل محدود FLAC2D انجام و برای بررسی احتمالاتی پاسخ سیستم از روش مونت کارلو استفاده شده است. در این مطالعه بررسی‌ها در مقایسه‌ی پاسخ سیستم در دو حالت رندوم و واحد انجام شده است. لازم به ذکر است حالت واحد، حالتی است که در آن پارامترهای ژئوتکنیکی مورد مطالعه مقدار ثابتی را به خود اختصاص داده‌اند و حالت رندوم، حالتی است که در آن پارامترهای ژئوتکنیکی با توجه به مقادیر کوواریانسی که دارند، در محدوده‌ای مشخص مقادیر متفاوتی را اختیار می‌کنند. نتایج این تحلیل‌های دینامیکی حاکی از آن است که در حالت واحد در مقایسه با حالت رندوم، نتایج محافظه کارانه است. همچنین این نتیجه حاصل شد که در نظر گرفتن عدم قطعیت در مشخصات خاک در رسیدن به پاسخ سیستم دیوار ساحلی کمک می‌کند. در این راستا از ۱۳۰ سری پارامتر متغیر خاکی به صورت رندوم در مقدار مدول برشی با کوواریانس ۱۲٪ در تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی استفاده شده است. از این مطالعه چنین نتیجه می‌شود که تحلیل احتمالاتی در ارزیابی تغییرات عملکرد سازه‌های ساحلی برای تخمین ضعف لرزه‌ای کاربرد بسزایی داشته که این موضوع با توسعه‌ی تحلیل شکست لرزه‌ای انجام می‌گیرد.

از بررسی موردی مطالعاتی که تاکنون درباره‌ی دیوارهای ساحلی و عملکرد آنها حین و پس از زمین‌لرزه‌های مختلف انجام شده چنین برمی‌آید که مطالعاتی که منحصراً به بررسی اثر عدم قطعیت پارامترهای ژئوتکنیکی در رفتار لرزه‌ای دیوارهای ساحلی وزنی پرداخته‌اند، بسیار محدود هستند. لذا نظر به اهمیت قابل توجهی که عدم قطعیت این پارامترها در پاسخ لرزه‌ای

مناطق با شرایط ژئوتکنیکی پیچیده) ممکن است نتایج غیرمحافظه کارانه یا غیراقتصادی حاصل شوند. به همین دلیل، بررسی اثر عدم قطعیت این پارامترها از اهمیت ویژه‌ای برخوردار بوده و پیش‌بینی می‌شود احتساب اثر آنها در عملکرد لرزه‌ای و تعیین حالات حدی خرابی، ضروری باشد.

در مقاله‌ی حاضر دیواری ساحلی در بندر کوبه که تحت زلزله‌ی سال ۱۹۹۵ دچار خرابی شده، در نرم‌افزار تفاضل محدود FLAC2D مدل‌سازی شده و اثر عدم قطعیت پارامتر عدد نفوذ استاندارد اصلاح شده در تحلیل‌های دینامیکی آن لحاظ شده است. هدف از اعمال این عدم قطعیت، بررسی تغییرات مکان افقی و قائم ماندگار این دیوار در دو حالت تحلیل دینامیکی تعینی و احتمالاتی است.

## ۲- مروری بر ادبیات فنی

یکی از اولین مطالعات درباره‌ی عملکرد لرزه‌ای دیوارهای ساحلی به مطالعه‌ی ایناگاکاکی و همکاران [۱] روی دیوارهای ساحلی بندر کوبه و نوع و میزان خرابی آنها تحت زلزله‌ی ۱۹۹۵ برمی‌گردد. در ادامه داکولاس و گازتاس [۲] به بررسی اثر عدم قطعیت تراکم نسبی دانه‌های ماسه‌ای پرداخته و دیوار ساحلی بندر کوبه را تحت تغییرات این پارامتر مورد مطالعه قرار داده‌اند. در این مطالعه در لنگرگاه روکو در بندر کوبه ژاپن با استفاده از یک تحلیل تنش مؤثر لرزه‌ای با روش تفاضل محدود به تحلیل سیستم نگهبان ساحلی پرداخته شده است. آنها چهار مدل ساختند که مدل اول همان دیوار واقعی بندر کوبه است که در زمین‌لرزه‌ی هیوگوکن نانبو<sup>۵</sup> در سال ۱۹۹۵ دچار خسارت شده است. در سه مدل دیگر بهسازی خاک با تغییر در میزان تراکم نسبی خاک ریز پشت و خاک پی انجام شده است. برای بررسی نتایج، جابه‌جایی در بالای دیوار و تغییرات فشار آب حفره‌ای و کرنش پلاستیک در خاک مورد ارزیابی قرار گرفته است. مدل دوم مورد بررسی برای حالتی است که تراکم نسبی خاک پشت و پی افزایش یابد و خاک روانگرا نمی‌شود. مدل سوم حالتی است که خاک بهسازی شود. نا و همکاران [۳] عملکرد یک دیوار ساحلی که

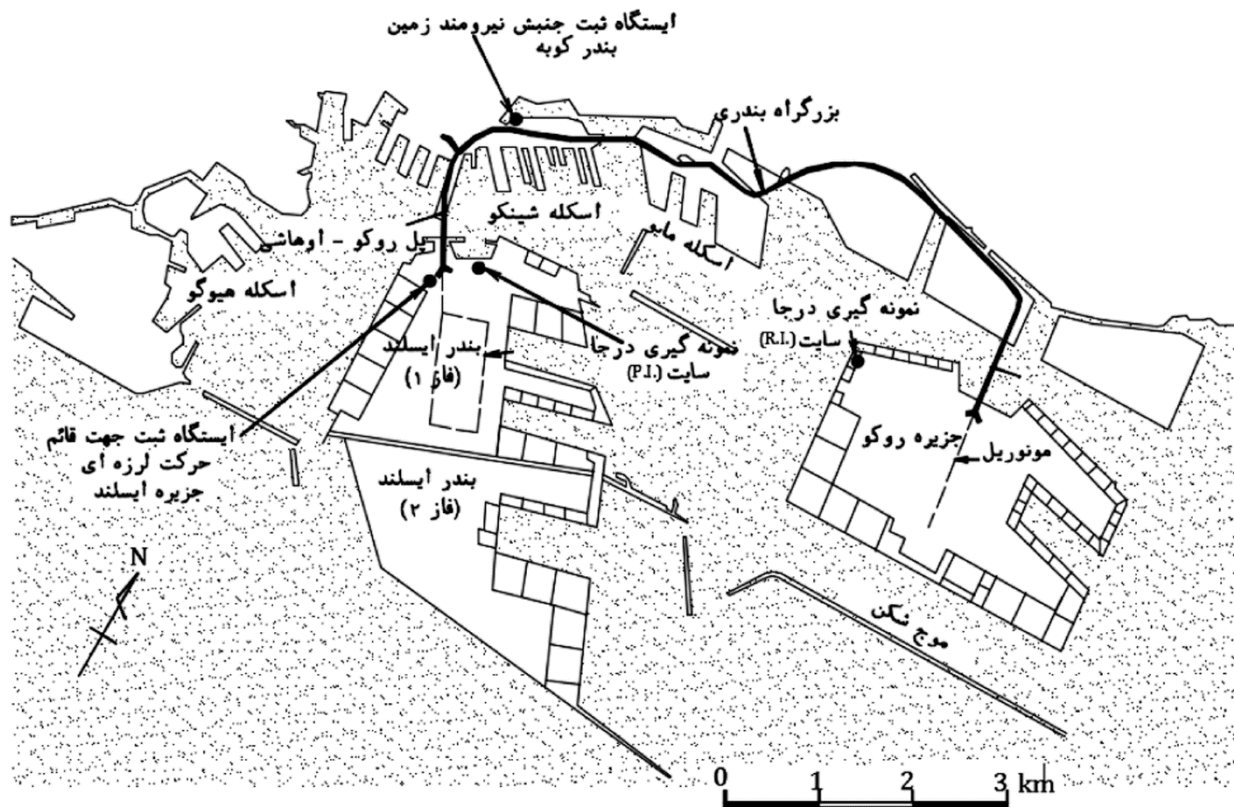
کوبه با روش شبه‌استاتیکی با ضریب لرزه‌ای از ۰/۱ تا ۰/۲۵ طراحی شدند. دو لنگرگاه به نام‌های پورت<sup>۶</sup> و روکو در بندر کوبه‌ی ژاپن وجود دارد که در شکل (۱) نشان داده شده‌اند. در مقاله‌ی حاضر به بررسی دیواری ساحلی واقع در لنگرگاه روکو که ساخت آن از سال ۱۹۷۲ آغاز شده و سال ۱۹۹۰ به اتمام رسیده پرداخته شده است.

شکل شماتیک دیوار مورد مطالعه به همراه موقعیت آن در لنگرگاه روکو در شکل (۲) مشاهده می‌شود. میزان خسارت‌های به وجود آمده در این ناحیه که پس از زمین‌لرزه‌ی هیوگوکن نانبو ثبت شده‌اند حاکی از آن است که جابه‌جایی افقی تاج دیوار به سمت آب ۴ تا ۵ متر، جابه‌جایی قائم حدود ۲ متر و دوران آن به‌طور میانگین بین ۴ تا ۵ درجه بوده است. همچنین بیشینه شتاب افقی در این نقطه  $0.533g$  ثبت شده است [۱]. لازم به ذکر است که جابه‌جایی قائم تاج دیوار به دلیل وجود ماسه‌ی ضعیف در زیر دیوار و وقوع پدیده‌ی روانگرایی ایجاد شده است.

سیستم‌های ژئوتکنیکی دریایی و مخصوصاً دیوارهای ساحلی وزنی داشته و اعمال آنها در روند تحلیل و طراحی سیستم مؤثر است، لزوم ورود به این موضوع بیش‌ازپیش آشکار می‌شود.

### ۳- معرفی دیوار ساحلی مورد مطالعه

بندر کوبه در جنوب شهر کوبه واقع است که در اثر وقوع زمین‌لرزه‌ی هیوگوکن نانبو در سال ۱۹۹۵ خسارات زیادی به آن وارد شد. فاصله بندر کوبه تا مرکز این زمین‌لرزه تقریباً ۱۷ کیلومتر است. بر اساس گزارش‌های ثبت شده توسط ایناگاکي و همکاران [۱] هنگام زمین‌لرزه در بندر کوبه ۱۸۶ مقطع دیوار ساحلی وجود داشته است که ۹۰٪ خسارات وارده به دیوارهای ساحلی وزنی وارد شده‌اند. بیشتر این دیوارها به سمت دریا جابه‌جا شدند که طبق مشاهدات محلی، جابه‌جایی افقی آنها با میانگین ۳ و حداکثر ۵ متر، نشست ۱ تا ۲ متر و دوران آنها به سمت آب نیز ۴ درصد گزارش شده است. لنگرگاه‌های بندر



شکل (۱): موقعیت لنگرگاه‌های روکو و پورت در بندر کوبه‌ی ژاپن [۱].



شکل‌های (۴)، (۵) و (۶) به ترتیب کانتورهای توزیع فشار آب حفره‌ای، تنش کل و تنش مؤثر در شرایط استاتیکی در کل مدل نشان داده شده است.

با توجه به این کانتورها، پایداری و شرایط درجای اولیه‌ی دیوار مدل شده در حالت استاتیکی دیده می‌شود.



شکل (۴): کانتور توزیع فشار آب حفره‌ای قبل از زلزله (پاسکال).



شکل (۵): کانتور تنش کل قبل از زلزله (پاسکال).



شکل (۶): کانتور تنش مؤثر قبل از زلزله (پاسکال).

در مرحله‌ی بعد که دربرگیرنده‌ی تحلیل دینامیکی دیوار ساحلی مورد مطالعه است، برای نواحی پشت و زیر دیوار که مستعد روانگرایی هستند از مدل رفتاری UBCSAND به منظور شبیه‌سازی پدیده‌ی روانگرایی استفاده شده که در ادامه شرح مختصری از آن ارائه شده است [۶-۷].

#### ۵- مدل رفتاری UBCSAND

مدل UBCSAND، یکی از مدل‌های رفتاری الاستوپلاستیک غیرخطی است که بر پایه‌ی تحلیل‌های تنش مؤثر عمل می‌کند و برای مدلسازی روانگرایی ماسه‌ها و ماسه‌های رسی در اثر بارگذاری لرزه‌ای استفاده می‌شود. این مدل رفتار تنش-کرنش برشی خاک را با استفاده از روابط هاپربولیک پیش‌بینی کرده و پاسخ حجمی خاک را به وسیله‌ی قانون جریان که تابعی از نرخ تنش فعلی است تخمین می‌زند. از مزایای این

دیوار ساحلی کوبه به ارتفاع ۱۸/۵ متر و عرض ۱۲ متر از جنس بتن بوده و در مدلسازی، الاستیک فرض شده است. زاویه‌ی اصطکاک بین دیوار و پی ۳۰ درجه و زاویه‌ی اصطکاک بین خاک‌ریز و دیوار ۱۵ درجه می‌باشد [۲]. نظر به این که این دیوار امکان جابه‌جایی و لغزش نسبت به محیط خاکی اطراف خود را دارد، باید بین دیوار و خاک‌ریز پشت آن و هم‌چنین بین دیوار و فونداسیون زیر آن از المان‌های فصل مشترک<sup>۷</sup> که در نرم‌افزار FLAC2D تعریف شده است استفاده شود.

در برنامه فصل مشترک با دو پارامتر  $k_n$  و  $k_s$  که معرف سختی معادل دو سیستم مجاور هم هستند معرفی می‌شود. این دو پارامتر، با استفاده از مدول برشی، مدول بالک و کوچک‌ترین بعد مش‌بندی در راستای قائم بر سطحی که فصل مشترک برای آن معرفی می‌شود، با استفاده از روابط (۱) و (۲) قابل محاسبه است [۵].

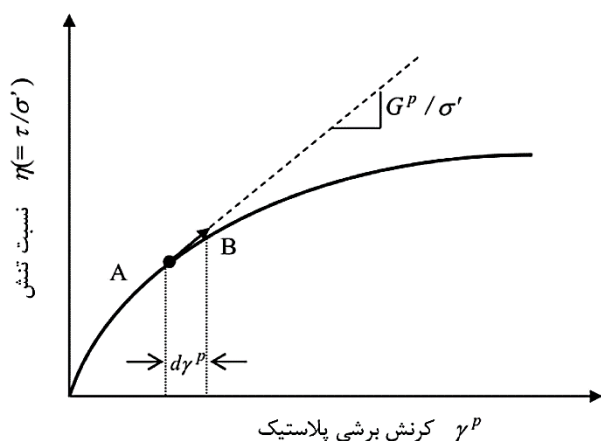
$$k_n = 10 \times \max\left[\left(K + \frac{4}{3}G\right) / \Delta z_{\min}\right] \quad (1)$$

$$k_s = 10 \times \max\left[\left(K + \frac{4}{3}G\right) / \Delta z_{\min}\right] \quad (2)$$

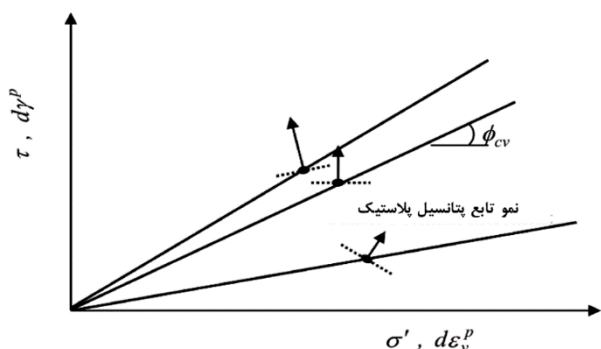
همان‌گونه که پیش‌ازین نیز شرح داده شد، در این روابط  $k_n$  و  $k_s$  مقادیر سختی‌های معادل،  $K$  مدول بالک،  $G$  مدول برشی و  $\Delta z_{\min}$  کوچک‌ترین بعد مش‌بندی در راستای قائم بر سطحی است که پارامتر فصل مشترک برای آن معرفی می‌شود.

باید توجه شود که در حین تحلیل استاتیکی مرزهای مدل در راستای افقی، در دو جهت  $x$  و  $y$  و در راستای قائم، در جهت  $x$  بسته هستند. به منظور بررسی دقیق رفتار دیوار مورد مطالعه و از آنجا که هرچه بعد المان‌ها کوچک‌تر در نظر گرفته شوند پاسخ‌های حاصل از تحلیل به واقع نزدیک‌تر خواهند بود، المان‌بندی اجزای مختلف مدل به گونه‌ای صورت گرفته است که ابعاد المان‌ها در مجاورت دیوار کوچک‌تر و هرچه المان‌ها از دیوار دورتر شوند، اندازه آنها افزایش می‌یابند. به منظور حذف اثرات ناشی از امواج برگشتی، مرزهای جانبی در فاصله‌ای از دیوار انتخاب شده‌اند تا در اثر میرایی مصالح خاکی، امواج ساطع شده از دیوار قبل از رسیدن به مرزها زایل گردند [۵]. در ادامه، در

فاز می‌باشد. موقعیت سطح تسلیم و جهت کرنش‌های پلاستیک حاصل از قانون جریان در شکل (۸) مشاهده می‌شود. با توجه به این شکل در نرخ‌های تنش کم، میزان فشردگی پلاستیک ناشی از برش، چشمگیر است. حال آن‌که در محدوده‌ی نرخ تنش‌های متناسب با  $\phi_{cv}$ ، فشردگی پیش‌بینی نشده و با افزایش آن، اتساع مشاهده می‌شود. این قانون جریان دقیقاً با رفتاری که خاک‌های ماسه‌ای در آزمون‌های آزمایشگاهی از خود نشان می‌دهند مطابقت دارد [۷]. با توجه به این‌که ارائه‌دهندگان مدل UBCSAND اکثر پارامترهای آن را (که با جزئیات در جدول (۲) نشان داده شده است) به صورت تابعی از عدد نفوذ استاندارد ارائه داده‌اند، لزوم استخراج دقیق این اعداد بیش‌ازپیش خودنمایی می‌کند [۸-۱۲].



شکل (۷): نرخ کرنش و مدول پلاستیک [۶].



شکل (۸): جهت کرنش پلاستیک به همراه موقعیت سطح تسلیم [۶].

مدل می‌توان تحلیل هم‌زمان معادلات مکانیکی بخش جامد و جریان آب را نام برد. از اولین تحلیل‌هایی که در آنها از مدل رفتاری UBCSAND استفاده شده است، می‌توان به پیش‌بینی رفتار خاک ریزهای پروژه کانلکس<sup>۸</sup> (CANLEX) اشاره کرد. در این مورد برای استخراج پاسخ سیستم در حالت روانگرایی، پشته‌های خاکی بر رسوبات بسیار سست ساخته شده‌اند. پس از آن این مدل رفتاری برای حالات لرزه‌ای ارتقا پیدا کرده و برای تحلیل پاسخ‌های لرزه‌ای زمین لرزه‌ی ۱۹۸۷ در سوپراستیشن هیلز<sup>۹</sup> در کلرادو مورد استفاده قرار گرفته است [۸]. نخستین نسخه‌ی مدل رفتاری UBCSAND که برای تحلیل‌های لرزه‌ای مورد استفاده قرار گرفته، در سال ۲۰۰۲ کامل شده و تحت عنوان UBCSAND 904a عرضه شده است. تمرکز اصلی در فرآیند ارتقای این مدل رفتاری، بر پیش‌بینی فشار آب حفره‌ای اضافی در حضور تنش‌های برشی استاتیکی بوده است.

مطابق شکل (۷) که در آن کرنش برشی پلاستیک در برابر نسبت تنش ترسیم شده است، با افزایش تنش برشی، نسبت تنش  $\eta = \tau/\sigma'$  افزایش می‌یابد و باعث می‌شود نقطه‌ی تنش به نقطه‌ی B منتقل شود که در این رابطه،  $\tau$  و  $\sigma'$  به ترتیب تنش‌های برشی و مؤثر نرمال در صفحه‌ی تنش برشی حداکثر هستند. افزایش کرنش برشی پلاستیک  $d\gamma^p$  به تغییر در نسبت تنش برشی  $d\eta$  به صورت  $d\eta = d\gamma^p / (G^p/\sigma')$  مرتبط است که در آن،  $G^p$  مدول برشی پلاستیک بوده و به صورت  $G^p [1 - (\eta/\eta_i) R_f]^2$  محاسبه می‌شود. در این رابطه،  $G^p$  مدول پلاستیک در سطح پایینی از نسبت تنش  $\eta = 0$  و  $\eta_f$  نسبت تنش در گسیختگی و معادل  $\sin \phi_f$  است. زاویه اصطکاک حداکثر و  $R_f$  نسبت گسیختگی هستند که در ادامه به تعریف آنها پرداخته خواهد شد. کرنش حجمی پلاستیک که چگونگی افزایش آن در شکل (۸) نشان داده شده است، بر اساس رابطه‌ی  $d\epsilon_v^p = (\sin \phi_{cv} - \tau/\sigma') d\gamma^p$  برشی پلاستیک بر اساس قانون جریان وابسته است. در این رابطه  $\phi_{cv}$ ، زاویه اصطکاک حجم- ثابت یا زاویه‌ی انتقال

جدول (۲): پارامترهای مدل UBCSAND (۸-۱۲)

توضیحات	رابطه ریاضی	پارامتر	نوع پارامتر
به‌دست آمده از تست‌های در محل	-	m_n160	عدد نفوذ استاندارد اصلاح شده
برابر با 101325 Pa	-	m_pa	فشار اتمسفر
-	$G^e = m\_kge \times m\_pa \times \left(\frac{\sigma'}{m\_pa}\right)^{m-ne}$	$G^e$	مدول برشی الاستیک
$\alpha$ پارامتری وابسته به نسبت پواسون و متغیر بین ۰/۶ و ۱/۳	$B^e = \alpha \times G^e$	$B^e$	مدول بالک الاستیک
-	$m\_kge = 21.7 \times 15 \times ((N1)_{60})^{0.333}$	m_kGe	عدد سختی برشی الاستیک
-	$m\_kb = m\_kg \times 0.916$	m_kb	عدد سختی بالک
متغیر بین ۰/۴ تا ۰/۶ و تقریباً برابر ۰/۵	-	m_me m_ne	توان‌های تنش
-	$G^p = m\_kge \times P_{atm} \times \left(\frac{\sigma'_m}{P_{atm}}\right)^{m-ne}$	$G^p$	مدول برشی پلاستیک
-	$m\_kge = m\_kge \times (((N1)_{60})^2 \times 0.003) + 100$	m_kgp	عدد مدول برشی پلاستیک
برابر با ۰/۴	-	m_np	توان تنش
متغیر بین ۰/۳۳۳ برای خاک‌های دانهای سست و ۱ برای شرایط تنش همسانگرد	$m\_anisofac = 0.0166 \times ((N1)_{60})$	m_anisofac	پارامتر ناهمسانگردی
متغیر بین ۰/۵ و ۰/۹۹	$m\_rf = 1.0 - \left(\frac{((N1)_{60})}{100}\right)$	m_rf	نرخ شکست
برابر ۳۳ درجه	-	m_phicv	زاویه اصطکاک در حجم ثابت
-	$m\_phif = m\_phicv + \frac{((N1)_{60})}{50}$	m_phif	زاویه اصطکاک حداکثر
m_n160 بر حسب b(N) و a(N) توابعی	$m\_hfac1 = a(N) \times \left[\left(\frac{\sigma'_{v0}}{P_{atm}}\right)^{b(N)}\right]$	m_hfac1	پارامتر سخت‌شوندگی اولیه
برابر ۱	-	m_hfac2	پارامتر سخت‌شوندگی ثانویه
برابر ۱	-	m_hfac3	پارامتر سخت‌شوندگی اتساع
برابر ۱ برای تحلیل استاتیکی اولیه و صفر برای تحلیل دینامیکی	-	m_static	پارامترهای
برابر صفر برای تحلیل‌های لرزه‌ای	-	m_ratmax	کنترل‌کننده مدل

ارائه شده، برای فشار سربار ۹۸ کیلو پاسکال و انرژی ۶۰٪ اصلاح شده‌اند. از آنجا که میرایی خاک در مدل رفتاری مورد استفاده کمتر از مقادیر واقعی پیش‌بینی می‌شود، در مدلسازی دینامیکی انجام شده از میرایی رایلی با نسبت میرایی ۴٪ در فرکانس طبیعی سیستم برابر ۱/۵ هرگز استفاده شده است.

در بررسی دیوار لنگرگاه روکو، واقع در بندر کوبه تحت

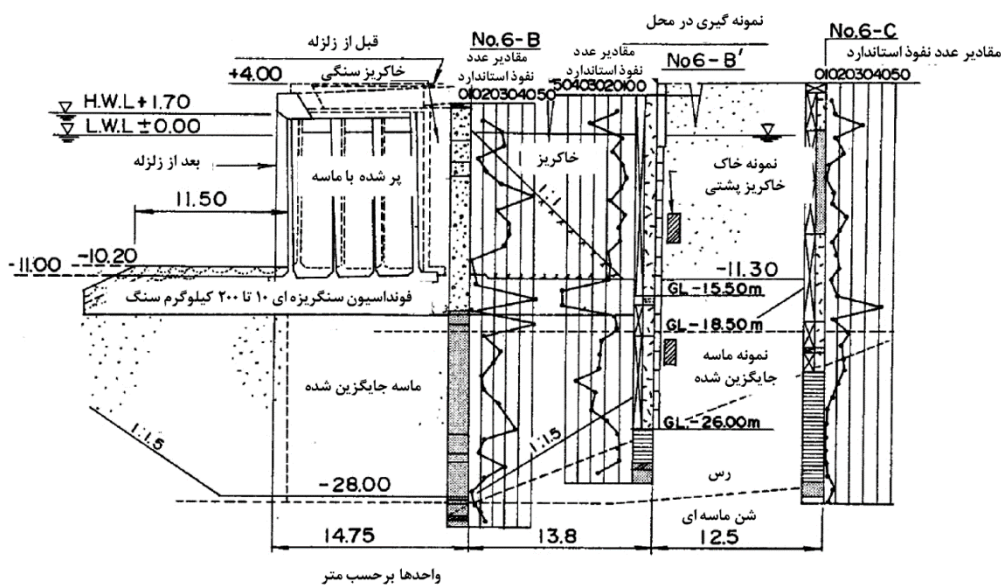
در این مطالعه، برای به‌دست آوردن مقادیر عدد نفوذ استاندارد (N1,60) با استفاده از اطلاعات به‌دست آمده از سه گمانه در محل دیوار [۱] و درون‌یابی مقادیر عدد نفوذ استاندارد در سایر نقاط پروفیل خاک به‌دست آمده و پارامترهای مدل رفتاری UBCSAND به‌طور مستقیم برای آنها محاسبه می‌شود. همچنین مقادیر عدد نفوذ استاندارد طبق روابطی که در ادامه

زمین لرزه‌ی هیوگوکن نانپو (کوبه) در سال ۱۹۹۵، خاک ریز پشت و فونداسیون زیر این دیوار با انجام آزمایش نفوذ استاندارد و حفر سه گمانه در محل شناسایی شده است. البته لازم به ذکر است با توجه به اطلاعات موجود، اطلاع دقیقی درباره‌ی حفر این گمانه‌ها قبل یا بعد از وقوع زمین لرزه‌ی هیوگوکن نانپو در دست نیست. در شکل (۹) جزئیات سه گمانه‌ی واقع در ساختگاه دیوار که از آنها برای استخراج مقادیر عدد نفوذ استاندارد استفاده شده نشان داده شده است [۱].

به منظور تخمین مقادیر مجهول اعداد نفوذ استاندارد اصلاح شده از روش درون‌یابی<sup>۱۱</sup> استفاده شده است. در این راستا ابتدا مقادیر معلوم عدد نفوذ استاندارد از گمانه‌های حفر شده در محل استخراج می‌شود. این گمانه‌ها به ترتیب به فواصل ۱۴/۸ متر، ۲۸/۵ متر و ۴۱ متر از کناره‌ی رو به دریای دیوار حفر شده‌اند. سپس مقادیر استخراج شده به‌عنوان پارامترهای ورودی به نرم‌افزاری که عمل درون‌یابی را انجام می‌دهد داده شده و این نرم‌افزار با استفاده از روش درون‌یابی، مقادیر عدد نفوذ استاندارد را برای تمامی نقاط خاک که مقادیر این پارامتر برای آنها معلوم نیست تخمین می‌زند. در حال حاضر نرم‌افزارهای مهندسی گوناگونی وجود دارد که می‌توان به‌وسیله‌ی آنها به روش‌های متفاوت فرآیند درون‌یابی و تخمین داده‌های مجهول از داده‌های

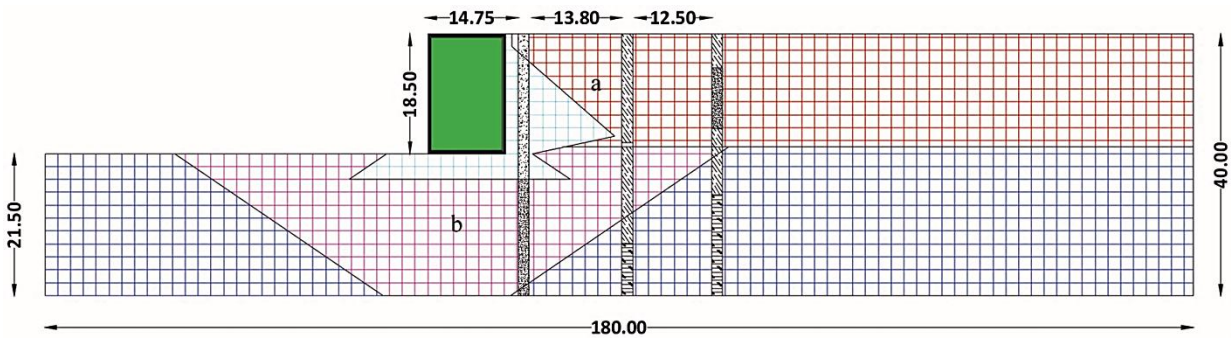
معلوم محدود را انجام داد. از جمله این نرم‌افزارها می‌توان به مجموعه نرم‌افزارهای ArcGIS، نرم‌افزار GeoSoft، نرم‌افزار Surfer و غیره اشاره کرد. در این مرحله از مقاله‌ی پیش رو، از نرم‌افزار Surfer برای درون‌یابی اعداد نفوذ استاندارد اصلاح شده به روش درون‌یابی استفاده شده است. توجه به این نکته الزامی است که مقادیر معلومی که تخمین مقادیر مجهول با استفاده از آنها انجام می‌شود، مقادیر اعداد نفوذ استاندارد است که از سه گمانه‌ی حفر شده در محل دیوار استخراج شده و پس از آن، همان‌گونه که پیش از این هم اشاره شد برای فشار سربار ۹۸ کیلو پاسکال و انرژی ۶۰٪ اصلاح شده‌اند. در شکل (۱۰) به‌صورت شماتیک محل قرارگیری گمانه‌های حفر شده در مدل ساخته شده در نرم‌افزار FLAC2D قابل مشاهده است. در ادامه در شکل (۱۱) خطوط تراز اعداد نفوذ استاندارد اصلاح شده، تخمین زده شده با استفاده از نرم‌افزار Surfer و در شکل (۱۲) نمودار حاصل از درون‌یابی مقادیر عدد نفوذ استاندارد در کل پروفیل خاک ارائه شده است. در این دو شکل محور x معرف طول پروفیل خاک و محور y عمق پروفیل خاک است.

طی تحلیل‌های دینامیکی دیوار از مدل الاستیک، خاک ریز پشت و فونداسیون زیر دیوار از مدل رفتاری UBCSAND و سایر قسمت‌های مدلسازی شده از مدل رفتاری موهر-کولمب

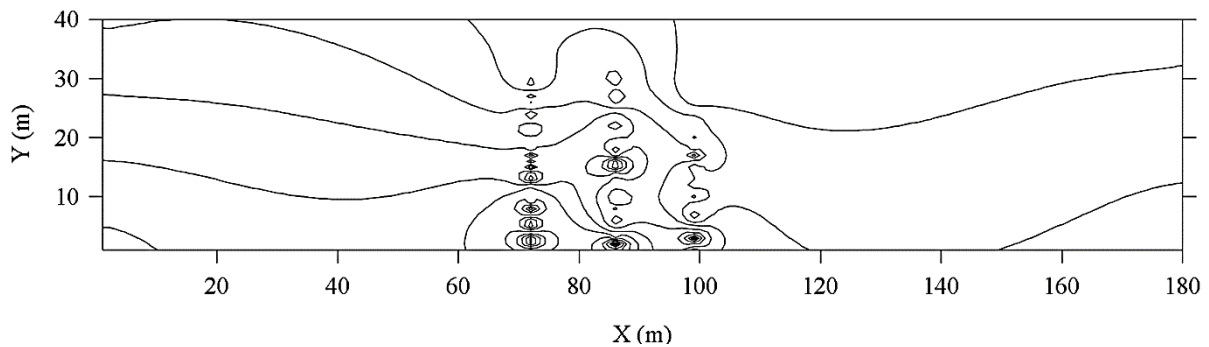


شکل (۹): سه گمانه در محل دیوار جهت استخراج مقادیر (N1,60) [۱].

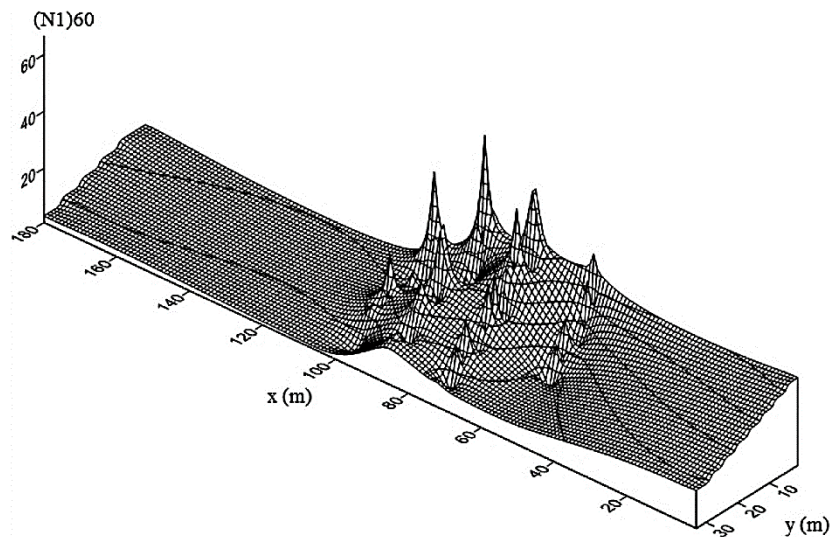




شکل (۱۰): شکل شماتیک محل قرارگیری گمانه‌های حفر شده در مدل ساخته شده در نرم‌افزار FLAC2D.



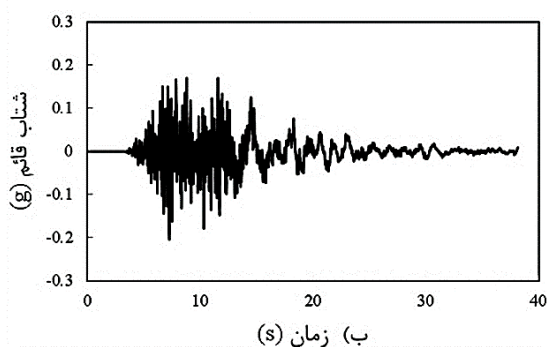
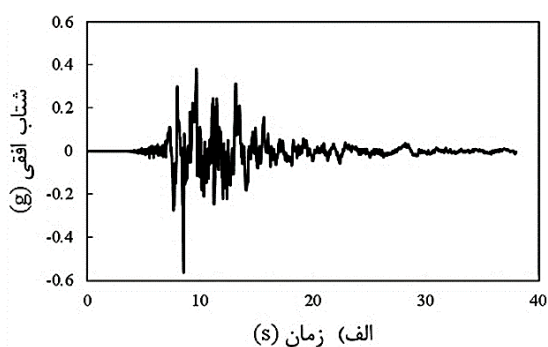
شکل (۱۱): خطوط تراز اعداد نفوذ استاندارد اصلاح شده، تخمین زده شده با استفاده از نرم‌افزار Surfer.



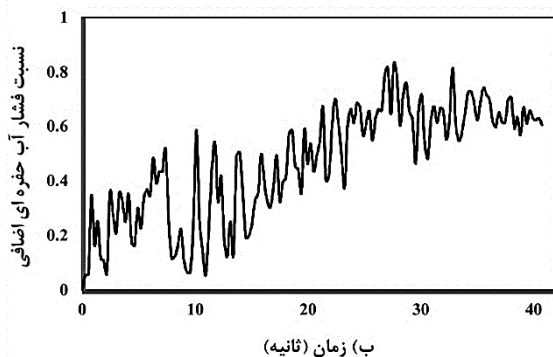
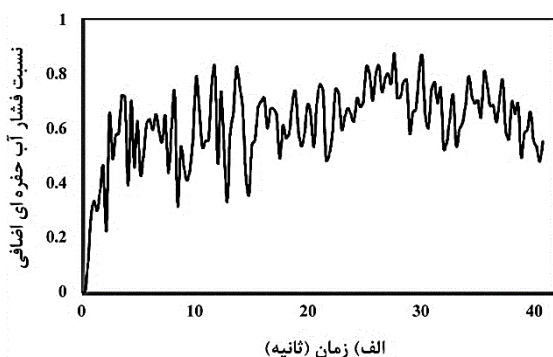
شکل (۱۲): صفحه‌ی ساخته شده با مقادیر درون‌یابی شده‌ی عدد نفوذ استاندارد اصلاح شده (N1,60).

به صورت میدان آزاد در نظر گرفته می‌شوند. اگر بستر انتهایی مدل صلب باشد، بارگذاری دینامیکی به صورت اعمال شتاب زمین لرزه به آن خواهد بود. به همین دلیل در حالت دینامیکی تحلیل، مرزهای قائم به عنوان مرزهای میدان آزاد در نظر گرفته

پیروی می‌کنند. هم‌چنین برخلاف حالت استاتیکی که مرزهای مدل ساخته شده در راستای افقی، در دو جهت  $x$  و  $y$  و در راستای قائم، در جهت  $x$  بسته هستند، در حالت دینامیکی مرزهای افقی کماکان در دو جهت بسته بوده اما مرزهای قائم



شکل (۱۳): تاریخچه‌ی زمانی شتاب‌نگاشت ورودی در عمق ۳۲ متری [۱۳] مؤلفه افقی، (ب) مؤلفه قائم.



شکل (۱۴): نسبت فشار آب حفره‌ای اضافی در: الف) نقطه‌ی a، فاصله‌ی ۱۰ متری از دیوار واقع در خاک‌ریز، ب) نقطه‌ی b، عمق ۱۰ متری از کف دیوار واقع در فونداسیون.

می‌شوند. در حالتی که بارگذاری دینامیکی به صورت اعمال بار یا تنش باشد، مرزهای افقی و قائم به صورت هم‌زمان به عنوان مرزهای آرام در نظر گرفته می‌شوند.

## ۶- مشخصات زلزله

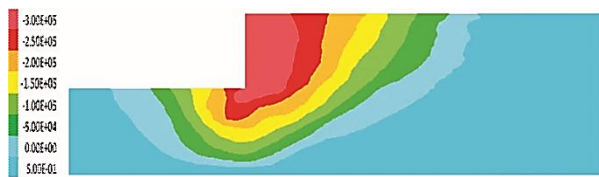
در تحلیل عددی این دیوار و به جهت مقایسه پاسخ به دست آمده در نرم‌افزار با پاسخ واقعی، نیاز است تا تحلیل دینامیکی با شتاب‌نگاشت واقعی انجام گیرد. رکورد افقی (مؤلفه‌ی بزرگ‌تر) و قائم زلزله‌ی کوبه در عمق ۳۲ متری سطح زمین از پایگاه PEER استخراج شده در شکل (۱۳) نشان داده شده است [۱۳]. بیشینه شتاب ثبت شده در سطح زمین در راستای افقی 0.54g و در راستای قائم 0.21g می‌باشد که در بستر مدل وارد شده است [۸].

## ۷- نتایج تحلیل دینامیکی اولیه

در ابتدا وقوع یا عدم وقوع پدیده‌ی روانگرایی در خاک‌ریز پشت و فونداسیون زیر دیوار مورد بررسی قرار می‌گیرد. پارامتر نسبت فشار آب حفره‌ای اضافی که به خوبی نشان‌دهنده‌ی این پدیده است به صورت نسبت فشار آب حفره‌ای اضافی به تنش مؤثر اولیه تعریف می‌شود. چنانچه مقدار این پارامتر نزدیک به یک باشد، خاک در آستانه‌ی روانگرایی است.

چندین نقطه در خاک‌ریز پشت و خاک زیر دیوار انتخاب شدند و پس از اتمام تحریک لرزه‌ای تاریخچه‌ی فشار آب حفره‌ای آنها از نرم‌افزار استخراج و نمودار نسبت فشار آب حفره‌ای آنها در برابر زمان دینامیکی رسم شدند. به عنوان نمونه نمودار دو نقطه که به ترتیب در خاک‌ریز پشت و خاک زیر دیوار قرار دارند و محل قرارگیری آنها در شکل (۱۰) نشان داده شده است، در ادامه ارائه می‌شوند. همان‌گونه که در نمودارهای نسبت فشار آب حفره‌ای که در شکل (۱۴) نشان داده شده مشاهده می‌شود، هر دو نقطه واقع در خاک‌ریز و فونداسیون تا آستانه‌ی روانگرایی پیش رفته‌اند. همان‌گونه که پیش‌ازاین گفته شد، خاک‌ریز و فونداسیون دیوار از جنس خاک دانه‌ای مستعد روانگرایی بوده و پیش‌بینی می‌شود نقاط بسیاری از این دو پروفیل

از شکل (۱۷) که کانتورهای تغییر مکان افقی دیوار در پایان تحریک لرزه‌ای را نشان می‌دهد چنین برمی‌آید که جابه‌جایی افقی نقاطی که به دیوار نزدیک تر هستند، از جابه‌جایی نقاطی که در مجاورت مرزهای قائم مدل قرار دارند به مقدار قابل توجهی بیشتر است. به بیان دیگر، نقاط نزدیک به دیوار بیش از دیگر نقاط، تحت تأثیر میزان جابه‌جایی افقی دیوار قرار می‌گیرند که قابل انتظار است.



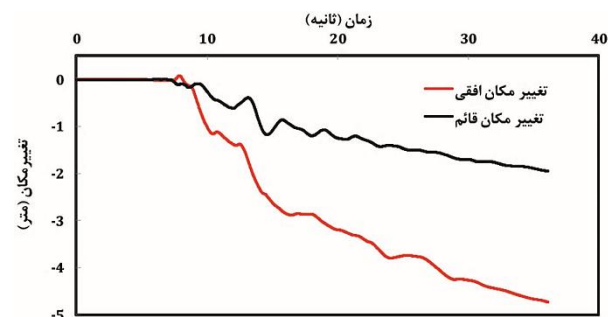
شکل (۱۷): کانتور تغییر مکان افقی پس از زلزله.

### ۸- تحلیل دینامیکی با لحاظ تغییرات خواص خاک

همان گونه که پیش از این اشاره شد، نهشته‌های خاکی معمولاً تنوع ذاتی بسیاری حتی در یک محل دارند و بنابراین بهتر است پارامترهای آنها را به صورت غیرقطعی فرض نمود. از همین رو و با توجه به تابعیت پارامترهای مدل استفاده شده در تحلیل دینامیکی (مدل UBCSAND) از پارامتر (N1,60)، ۲۵ سری داده‌ی تصادفی با استفاده از توزیع نرمال با میانگین اعداد نفوذ استاندارد اصلاح شده‌ی موجود و کوواریانس ۰.۴۵٪ و به روش شبیه‌سازی مونت کارلو (که در ادامه توضیح مختصری درباره‌ی روابط آن آورده شده است) ساخته شده و ۲۵ تحلیل دینامیکی معادل نیز با استفاده از این داده‌های تصادفی انجام گرفته است. برای تولید داده‌های تصادفی در فضای غیرگوسی، از روش مونت کارلو استفاده می‌شود. در این روش داده‌های تصادفی از فضای گوسی به فضای غیرگوسی که ماهیت متغیر خاک و ویژگی‌های آن را به خوبی بیان می‌دارد، منتقل می‌شوند. فضای احتمالاتی دو بعدی و همگن گوسی  $f(x,y)$ ، با تابع چگالی طیفی معلوم  $S_{f_0f_0}(k_x, k_y)$  با استفاده از روش الگوریتم تبدیل فوریه‌ی سریع  $^{11}$  (FFT) شبیه‌سازی می‌شود که این فرآیند در ادامه نشان داده شده است.

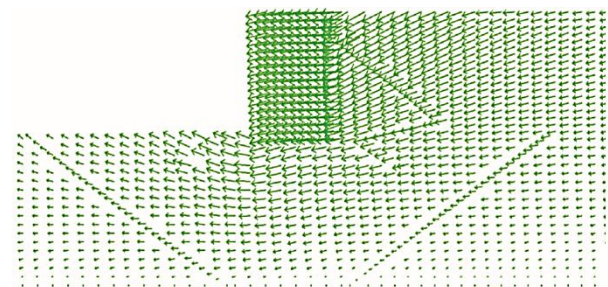
در حین بارگذاری لرزه‌ای، پدیده‌ی روانگرایی را تجربه کنند. حال آن‌که با توجه به نمودارهای ارائه شده، تعدادی از این نقاط تا آستانه روانگرایی پیش رفته اما روانگرا نشده‌اند.

در ادامه همان گونه که در شکل (۱۵) دیده می‌شود، تحلیل عددی نشان می‌دهد که دیوار در راستای افقی ۴/۷ متر و در راستای قائم ۱/۹ متر جابه‌جایی داشته است که با مقادیر واقعی ثبت شده پس از زلزله که محدوده تغییر مکان افقی دیوار ۳ تا ۵ متر و محدوده تغییر مکان قائم دیوار ۱ تا ۲ متر گزارش شده است مطابقت خوبی دارد [۱].



شکل (۱۵): جابه‌جایی دیوار خروجی از نرم افزار FLAC2D

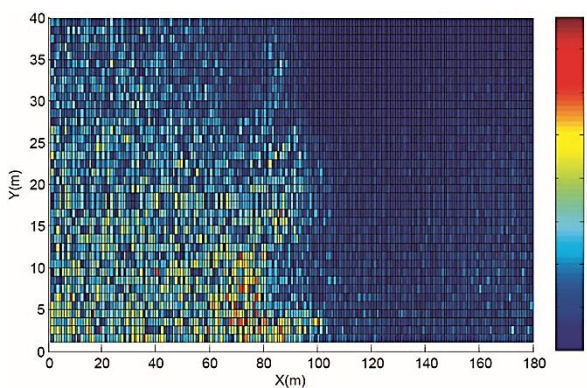
در ادامه سایر نمودارهای حاصل از تحلیل دینامیکی دیوار ساحلی از جمله بردارها و کانتورهای تغییر مکان مدل حین اعمال تحریک لرزه‌ای مورد بررسی قرار می‌گیرد. همان گونه که در شکل (۱۶) دیده می‌شود، پس از اتمام تحریک لرزه‌ای، خاک ریز پشت دیوار به سمت دریا حرکت کرده و فونداسیون زیر آن در اثر وقوع پدیده‌ی روانگرایی دچار بالازدگی می‌شود. هم‌زمانی این دو حرکت، منجر به ایجاد جابه‌جایی افقی دیوار به سمت دریا و نشست آن شده است.



شکل (۱۶): بردارهای تغییر مکان.

از کد دیگری در برنامه‌ی MATLAB تفکیک شده‌اند. در ادامه به‌عنوان نمونه صفحات دو بعدی و پوسته‌های سه‌بعدی یک سری از این داده‌های تصادفی به ترتیب در شکل‌های (۱۸) و (۱۹) نشان داده شده است. ذکر این نکته الزامی است از آنجا که نرم‌افزار مورد استفاده در کی از مفهوم عدد نفوذ استاندارد اصلاح شده و محدوده‌ی مجاز آن که بین ۱ تا ۶۰ تعریف شده ندارد و تنها با روشی ریاضی، فرآیند درون‌یابی را انجام می‌دهد، لذا مقادیری که بیشتر از ۶۰ و کمتر از ۱ تخمین زده شده و در برخی پوسته‌ها دیده می‌شوند، به‌صورت دستی به مقادیر مجاز محدود شده‌اند.

در شکل‌های (۲۰) و (۲۱) نتایج این ۲۵ تحلیل، میانگین و تغییرات آنها با مقادیر انحراف معیار ارائه شده است. همان‌گونه که مشاهده می‌شود تغییر مکان‌های نهایی دیوار در حالتی که پارامترهای ژئوتکنیکی متغیر هستند تغییرات قابل توجهی نسبت به حالت میانگین دارد. بر این اساس در حالت تغییر مکان افقی و قائم، انحراف معیارها به ترتیب برابر ۰/۳۸ و ۰/۲۴ متر می‌باشند. لذا بحث تغییرات پارامترهای خاک و وجود عدم قطعیت در آنها از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است و بهتر است در طراحی دیوارهای ساحلی در نظر گرفته شوند. البته ذکر این نکته الزامی است که نتایج حاصله، فقط برای این دیوار خاص که مورد مطالعه قرار گرفته قابل استناد می‌باشد. بدیهی است تعمیم این نتیجه به سایر سیستم‌های ژئوتکنیکی نیازمند مطالعه است.



شکل (۱۸): صفحه‌ی دو بعدی داده‌های تصادفی در میدان ژئوتکنیکی اطراف دیوار (کانورها معرف عدد نفوذ استاندارد اصلاح شده هستند).

$$f^{(i)}(p_x, \Delta x, p_y, \Delta y) = \text{Re} \left[ \sum_{n_x=0}^{M_x-1} \sum_{n_y=0}^{M_y-1} \left\{ \frac{B_{n_x n_y}}{B_{n_x n_y}} e^{i(2\pi n_x p_x / M_x + 2\pi n_y p_y / M_y)} + \frac{B_{n_x n_y}}{B_{n_x n_y}} e^{i(2\pi n_x p_x / M_x - 2\pi n_y p_y / M_y)} \right\} \right] \quad (3)$$

$$p_x = 0, 1, \dots, M_x - 1$$

$$p_y = 0, 1, \dots, M_y - 1$$

که در این رابطه Re نشان‌دهنده‌ی قسمت حقیقی است.

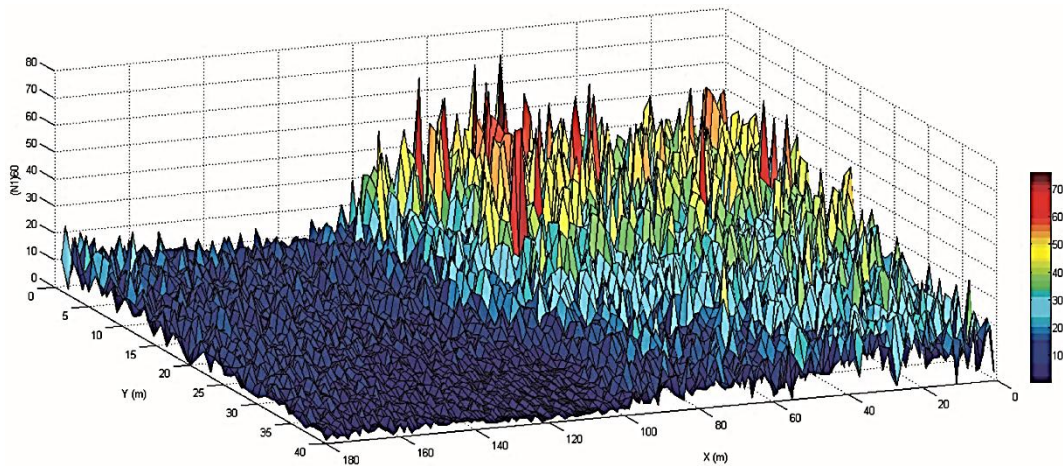
ذکر این نکته الزامی است که روابطی که پارامترهای موجود در رابطه‌ی (۳) را به‌دست می‌دهند به تفصیل در منابع مورد استفاده ذکر شده‌اند [۱۴-۱۷].

با استفاده از داده‌های تصادفی ساخته شده در فضای گوسی و با استفاده از روش تکرار شونده‌ای که در ادامه به تشریح روابط آن پرداخته خواهد شد، داده‌های تصادفی به فضای غیر گوسی انتقال می‌یابند. داده‌های تصادفی شبیه‌سازی شده در فضای غیر گوسی  $b^{(i)}(X_k)$ ، در نقطه‌ی مکانی  $X_k (k=1, 2, \dots, M_x M_y)$  از تکرار  $\lambda$ م در رابطه‌ی زیر نشان داده شده است.

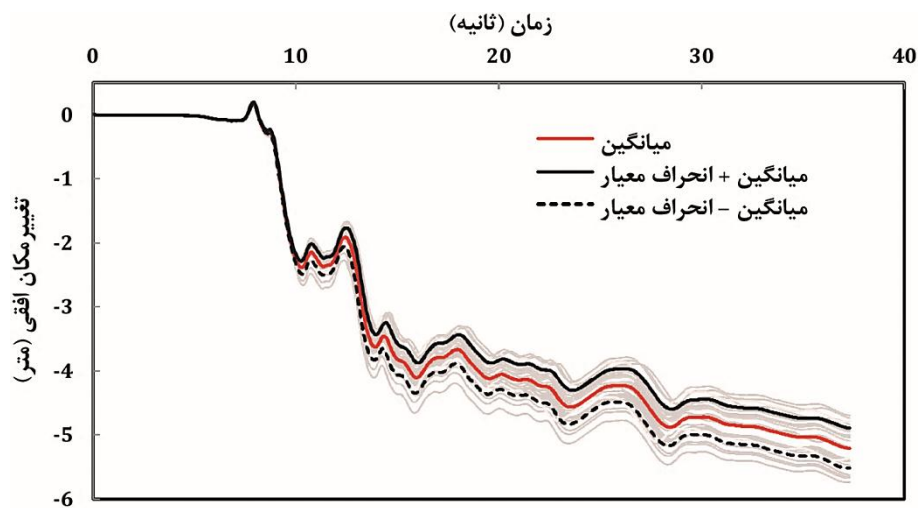
$$b^{(i)}(X_k) = F_B^{-1} \left\{ F_g \left[ g^i(X_k) \right] \right\} \quad (4)$$

در این رابطه،  $g^{(i)}(X)$  معرف داده‌های تصادفی شبیه‌سازی شده در فضای گوسی در تکرار  $\lambda$ م است. تابع توزیع متغیر تصادفی  $b$  است که داده‌های تصادفی را در فضای غیر گوسی با میانگین صفر و واریانس  $\sigma_b^2$  نشان می‌دهد. همچنین پارامتر  $F_g(g)$  بیانگر تابع توزیع احتمال گوسی با میانگین صفر و واریانس  $\sigma_b^2$  است. در این مطالعه به منظور شبیه‌سازی فضای غیر گوسی از تابع توزیع نرمال استفاده شده است [۱۴-۱۷].

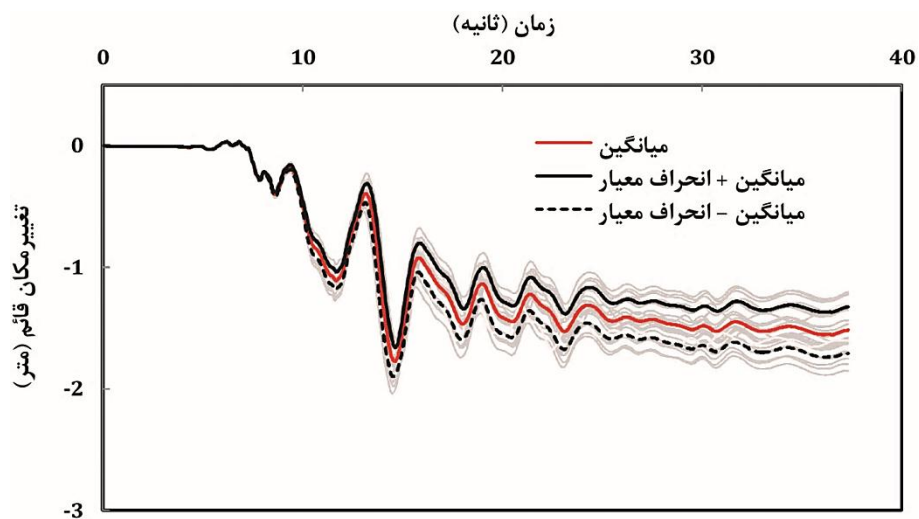
ذکر این نکته الزامی است که در این مرحله با توجه به تعداد بالای المان‌های دو پروفیل خاک ریز پشت و فونداسیون زیر دیوار، به منظور معرفی پارامترهای مدل رفتاری UBCSAND که هر کدام از آنها با رابطه‌ای خاص تابعی از عدد نفوذ استاندارد اصلاح شده هستند، به تک‌تک المان‌های مدل به‌عنوان ورودی نرم‌افزار FLAC2D، از کد نوشته شده در برنامه‌ی MATLAB استفاده شده و به‌وسیله‌ی آن به هر ناحیه خاکی، مجموعه پارامتری خاص تخصیص داده شده است. همچنین خروجی‌های حاصل از تحلیل دینامیکی در نرم‌افزار FLAC2D نیز، با استفاده



شکل (۱۹): پوسته‌ی سه‌بعدی داده‌های تصادفی.



شکل (۲۰): تغییر مکان افقی تاج دیوار برای ۲۵ سری عدد نفوذ استاندارد تصادفی با توزیع نرمال.



شکل (۲۱): تغییر مکان قائم تاج دیوار برای ۲۵ سری عدد نفوذ استاندارد تصادفی با توزیع نرمال.

## ۹- نتیجه گیری

در این مقاله سعی بر آن بود تا اثر اعمال عدم قطعیت پارامترهای ژئوتکنیکی در پاسخ لرزه‌ای سیستم‌های ژئوتکنیکی مورد بررسی قرار گیرد. به همین منظور دیوار ساحلی صندوقه‌ای واقع در لنگرگاه روکو در بندر کوبه ژاپن در نظر گرفته شد. طبق گزارش‌های ثبت شده این دیوار پس از زمین‌لرزه‌ی سال ۱۹۹۵ هیوگوکن نانبو به‌طور میانگین ۳ متر و حداکثر ۵ متر تغییر مکان افقی به سمت دریا داشته، ۱ تا ۲ متر نشست کرده و ۴ تا ۵ درجه نیز دچار چرخش شده است.

در ادامه این دیوار در نرم‌افزار تفاضل محدود FLAC2D مدلسازی شده و پس از تحلیل اولیه و به تعادل رسیدن در حالت استاتیکی، وارد مرحله‌ی دینامیکی تحلیل شده است. در این مرحله برخلاف مطالعات پیشین که در آنها پارامتر عدد نفوذ استاندارد اصلاح شده عددی ثابت در نظر گرفته شده، این پارامتر با استفاده از گمانه‌های واقع در محل و باروش درون‌یابی در نرم‌افزار Surfer برای کل پروفیل خاک تخمین زده شد و تحلیل‌های دینامیکی با اعمال مدل رفتاری UBCSAND که تابعی از عدد نفوذ استاندارد اصلاح شده است انجام شد. لازم به ذکر است توانایی این مدل در شبیه‌سازی پدیده‌ی روانگرایی در خاک‌ریز پشت و فونداسیون زیر دیوار، از دلایل مهم انتخاب این مدل رفتاری برای انجام تحلیل‌های احتمالاتی بوده است. در مرحله‌ی تحلیل‌های احتمالاتی با استفاده از روش شبیه‌سازی مونت کارلو، ۲۵ سری داده‌ی تصادفی از جنس عدد نفوذ استاندارد اصلاح شده با میانگین معلوم و ضریب تغییرات ۴۵ درصد ساخته شده و ۲۵ تحلیل دینامیکی با این مقادیر صورت گرفته که نتایج این تحلیل‌ها در ادامه مورد بحث قرار خواهد گرفت.

تغییر مکان افقی و قائم دیوار ساحلی واقع در لنگرگاه روکو در بندر کوبه ژاپن تحت زمین‌لرزه‌ی ۱۹۹۵ کوبه در دو حالت استخراج شده است. در حالت اول مقادیر عدد نفوذ استاندارد با مقادیر میانگین در تحلیل دینامیکی وارد شده‌اند و در حالت دوم ۲۵ سری داده‌ی تصادفی با مقادیر میانگین عدد نفوذ استاندارد

ساخته شده و ۲۵ سری تحلیل دینامیکی غیرخطی با نرم‌افزار FLAC2D انجام شده است. همان‌گونه که در منحنی‌های تغییر مکان مشاهده می‌شود مقادیر تغییر مکان افقی در حالت میانگین ۴/۷ متر و تغییر مکان قائم برابر ۱/۹ متر به‌دست آمده است. با در نظر گرفتن عدم قطعیت پارامتر عدد نفوذ استاندارد و انجام ۲۵ سری تحلیل دینامیکی، تغییر مکان افقی بین ۴/۷-۵/۷ متر و تغییر مکان قائم بین ۱/۲-۱/۸ متر متغیر می‌باشد که نشان‌دهنده‌ی تأثیر بسزای عدم قطعیت پارامتر عدد نفوذ استاندارد در مقادیر تغییر مکان دیوار می‌باشد. لذا بحث اهمیت تغییرات پارامترهای خاک و وجود عدم قطعیت در آنها از اهمیت ویژه‌ی برخوردار است و بهتر است در طراحی دیوارهای ساحلی در نظر گرفته شوند.

همچنین می‌توان چنین نتیجه گرفت که ثابت در نظر گرفتن پارامترهای ژئوتکنیکی به‌ویژه پارامتر عدد نفوذ استاندارد اصلاح شده که در این مقاله به بررسی عدم قطعیت آن پرداخته شده است، پاسخ‌هایی به‌دست می‌دهد که بعضاً با مقادیر واقعی ثبت شده در سیستم‌های مورد بررسی، فاصله‌ی معناداری داشته و باعث طراحی‌های فراتر از اطمینان، محافظه‌کارانه و یا غیراقتصادی می‌شود. البته لازم به ذکر است این نتیجه صرفاً با توجه به نتایج این مقاله و برای این دیوار ساحلی خاص قابل استناد بوده و تعمیم آن به سایر سیستم‌های ژئوتکنیکی تا مادامی که از نظر تأثیر عدم قطعیت پارامترهای ژئوتکنیکی در تحلیل‌های لرزه‌ای آنها مورد بررسی قرار نگرفته‌اند، منطقی نخواهد بود.

## مراجع

1. Inagaki, H., Iai, S., Sugano, T., Yamazaki, H., and Inatomi, T. (1996) Performance of caisson type quay walls at Kobe port. *Soils and Foundations*, **36**(Special Issue), 119-136.
2. Dakoulas, P. and Gazetas, G. (2005) Seismic effective-stress analysis of caisson quay walls: application to Kobe. *Soils and Foundations*, **45**(4), 133-147.
3. Na, U.J., Chaudhuri, S.R., and Shinozuka, M.

- in soil liquefaction resistance evaluations. *Journal of Geotechnical Engineering*, **111**(12), 1425-1445.
15. Look, B.G. (2014) *Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables*. CRC Press.
16. Bardet, J.P. and Hu, J. (2003) Spatial Modeling of Liquefaction-induced Ground Deformation at Kobe Port Island. *Proceedings, 8<sup>th</sup> US-Japan Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures Against Soil Liquefaction*, 173-190.
17. Soroush, A. and Vazirian, A.V. (2005) The use of probabilistic methods in the evaluation of the sustainability of the slopes, case study. *1<sup>st</sup> National Congress of Civil Engineering*, Tehran, Iran (in Persian).
- (2008) Probabilistic assessment for seismic performance of port structures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **28**(2), 147-158.
4. Na, U.J., Chaudhuri, S.R., and Shinozuka, M. (2009) Effects of spatial variation of soil properties on seismic performance of port structures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **29**(3), 537-545.
5. Itasca Consulting Group (1996) *FLAC2D User's Manual*. USA: Minnesota.
6. Daftari, A. and Kudla, W. (2014) Prediction of Soil Liquefaction by Using UBC3D-PLM Model in PLAXIS. *International Journal of Environmental, Ecological, Geological and Mining Engineering*.
7. PLAXIS, B. (2006) *Material Model Manual PLAXIS*. Version 8.2. Delft, the Netherlands.
8. Beaty, M.H. and Byrne, P.M. (2011) UBCSAND Constitutive Model Version 904aR: Documentation Report.
9. Beaty, M.H. and Byrne, P.M. (2011) *UBCSAND Constitutive Model*. Version 904aR. Document report: UBCSAND Constitutive Model on Itasca UDM Website: <http://www.itasca-udm.com/pages/continuum.html>.
10. Baziar, M.H., Dobry, R., and Elgamal, A.W.M. (1992) *Engineering Evaluation of Permanent Ground Deformations due to Seismically-Induced Liquefaction*. National Center for Earthquake Engineering Research.
11. Dashti, S. and Bray, J.D. (2012) Numerical simulation of building response on liquefiable sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **139**(8), 1235-1249.
12. Shriro, M. and Bray, J.D. (2011) *Seismic Assessment of Earth Structures Overlying Potentially Liquefiable Soils*. Final Technical Report of USGS.
13. <http://peer.berkeley.edu/smcat/search.html>.
14. Bolton Seed, H., Tokimatsu, K., Harder, L.F., & Chung, R. M. (1985) Influence of SPT procedures

#### واژه‌نامه

Uncertainty	۱- عدم قطعیت
Quay Walls	۲- دیوارهای ساحلی
Rokko	۳- روکو
Seismic Performance	۴- پاسخ لرزه‌ای
Hyogoken-Nanbu	۵- هیوگوکن نانبو
Port	۶- پورت
Interface	۷- فصل مشترک
Canadian Liquefaction Experiment (CANLEX)	۸- پروژه کانلکس
Superstition Hills	۹- سوپرستیشن هیلز
Kriging Method	۱۰- روش درون‌یابی
Fast Fourier Transform	۱۱- تبدیل فوری‌ی سریع

## On the Importance of SPT N-Value Uncertainty in Evaluation of Seismic Displacement of Gravity Quay Wall: Case Study of the Kobe Port

Hadis Moazzami<sup>1</sup>, Yasser Jafarian<sup>2\*</sup>, Mohammad Kazem Jafari<sup>3</sup>

1. M.Sc. Graduate, International Institute of Earthquake Engineering and Seismology (IIEES), Tehran, Iran.
2. Assistant Professor, Geotechnical Engineering Research Center, International Institute of Earthquake Engineering and Seismology (IIEES), Tehran, Iran.  
\*Corresponding Author, e-mail: yjafarianm@iiees.ac.ir
3. Professor, Geotechnical Engineering Research Center, International Institute of Earthquake Engineering and Seismology (IIEES), Tehran, Iran.

Ports are very important nodes of national and international transportation networks and play a crucial role in economic activity of the nations. It is widely acknowledged that the port facilities should be designed carefully to tolerate against the strong earthquakes. On the other hand, uncertainty of structural and geotechnical parameters has a significant impact on seismic performance of the marine systems. In most engineering practices, however, this impact is ignored and the designers prefer to estimate and employ some representative parameters. Therefore, realistic estimation of seismic performance of port structures requires a probabilistic approach based on appropriate involvement of soil and ground motion variability.

In this study, the caisson-type quay wall of Rokko Island is considered for the numerical analyses. The foundation and the backfill soils of this well-documented quay wall were liquefied during the Kobe 1995 earthquake, as resulted in approximately 4 m seaward displacement. It settled about 1 m to 2 m and tilted about 4 degrees outward. For nonlinear dynamic analyses in FLAC 2D, the UBCSAND constitutive model was employed in order to account for liquefaction of backfill and foundation soil. Soil is variable in the nature and its geotechnical parameters are rarely constant in spatial directions. Since the parameters of the employed constitutive model (UBCSAND) were totally correlated to the corrected standard penetration resistance ( $N_{1,60}$ ), there would be an excellent chance to generate numerous series of random field data through the interpolation of the available boring log data around the quay wall. The covariance of these random data was considered 45% and the mean values were extracted from the interpolation results of the available boreholes. Subsequently, nonlinear dynamic analyses were carried out by the generated random field data. Numerical modeling based on the deterministic parameters resulted in horizontal and vertical displacements of 4.7 m and 1.9 m, respectively. By applying uncertainty of the standard penetration test parameter in nonlinear dynamic analyses, the resulted quay wall displacements vary in the ranges of 4.7-5.7 m and 1.2-1.8 m, respectively, in the horizontal and vertical directions. These impressive changes indicate that the involvement of spatial variability of soil parameter has significant effects on the assessment of permanent displacement in the quay wall systems. This paper presents a reliable and simple method for consideration of spatial variability of standard penetration test results in dynamic analysis of gravity quay walls. The resulting numerical displacements can be employed for probabilistic seismic design of the quay wall.

**Keywords:** Seismic Performance, Uncertainty, Quay Wall, FLAC2D.