

آسیب‌پذیری لرزه‌ی دیوارهای ساحلی کیسونی به روش احتمالاتی: مطالعه‌ی موردی (بندر کوبه)

یاسر جعفریان* (استادیار)

پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله

سید محسن میروایی (کارشناس ارشد)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

مهندسی عمران شریف، زمستان ۱۳۹۴ (۱۳-۳)
دوره‌ی ۲ - ۳۱، شماره‌ی ۲/۴، ص. ۱۲-۳

در این نوشتار با استفاده از تحلیل‌های عددی غیرخطی، آسیب‌پذیری لرزه‌ی یکی از مقاطع دیوار ساحلی بندر کوبه، که در زمین لرزه‌ی کوبه (۱۹۹۵) به علت وقوع روان‌گرایی خسارت‌های زیادی به آن وارد شده، مورد بررسی قرار گرفته است. در ابتدا پاسخ عددی به دست آمده نسبت به جابه‌جایی‌های افقی و قائم گزارش شده پس از زلزله و همچنین با نتایج به دست آمده توسط دیگر پژوهشگران اعتبارسنجی شده است. سپس با تحلیل‌های احتمالاتی، منحنی‌های شکست برای سطوح مختلف عملکردی همچون سرویس‌پذیری، تعمیر‌پذیری، و نزدیک به واژگونی به دست آمده‌اند، تا احتمال خسارت براساس پارامترهای مختلف شدت برای سطوح خسارت مذکور بررسی شود و نشان داده شده است که در هر زمین لرزه، پارامترهای مختلف لرزه‌ی، احتمال خسارت‌های مختلفی را به دست می‌دهند و منحنی شکست فقط براساس یک پارامتر خاص نمی‌تواند معرف احتمال شکست سیستم سازه‌ی باشد.

واژگان کلیدی: منحنی شکست، طراحی براساس سطح عملکرد، دیوار ساحلی کیسونی.

yjafariam@iiees.ac.ir
m.miraie@students.semnan.ac.ir

۱. مقدمه

اهمیت بنادر و سازه‌های دریایی در سیستم حمل و نقل و اقتصاد کشورها غیرقابل انکار است. زمین لرزه‌ها خسارت‌های زیادی به سازه‌های دریایی از جمله دیوارهای نگهبان وارد می‌کنند. از این رو طراحی لرزه‌ی دقیق سازه‌های موجود در بنادر، اهمیت ویژه‌ی دارد. با بررسی تجربیات گذشته می‌توان دریافت که اسکله‌ها مستعد خرابی در برابر زلزله هستند. از بیشترین خسارت‌های وارده به دیوارهای ساحلی می‌توان به خسارات وارده در ژاپن در زمین لرزه‌ی (۱۹۶۴) Niigata و یا به خسارات وارده در همین کشور در طی زمین لرزه‌ی (۱۹۹۵) Hyogoken Nanbo اشاره کرد. معمولاً خسارات وارده به دیوارهای ساحلی وزنی کیسونی به صورت جابه‌جایی افقی، نشست و دوران مورد ارزیابی قرار می‌گیرد و در بسیاری از موارد، علت اصلی وقوع این خسارت‌ها ایجاد پدیده‌ی روان‌گرایی در خاک پشت و زیر دیوار و همچنین وجود پی ضعیف در زیر دیوار است. وجود این چنین ضعف‌هایی در طراحی و اجرای دیوارهای ساحلی، باعث جابه‌جایی آنها می‌شود و در نهایت، عملکرد سیستم را متوقف می‌کند. در پژوهشی در سال ۱۹۹۶، به بررسی عملکرد و پاسخ‌های انواع دیوارهای ساحلی موجود در بندر کوبه بعد از زمین لرزه و مطالعه‌ی ساخت‌گاهی این مناطق پرداخته شده است.^[۱] از اولین مطالعات آزمایشگاهی

انجام شده بر روی دیوار ساحلی وزنی می‌توان به مطالعه‌ی دیگری در سال ۱۹۹۸ اشاره کرد.^[۲] که با استفاده از یک مدل سانتریفیوژ، دیوار وزنی کیسونی مدل‌سازی شده و این نتیجه به دست آمده است که در هنگامی که خاکریز پشت دیوار در حالت اشباع قرار داشته باشد، فشار آب حفره‌ی اضافی در خاک، جابه‌جایی دیوار را افزایش می‌دهد و نیز مقاومت و سختی خاک را مستهلک می‌کند و باعث ایجاد گسیختگی در سازه می‌شود. پس از آن در مطالعه‌ی دیگری (۱۹۹۸) با استفاده از شبیه‌سازی عددی توسط یک مدل اجزاء محدود با نام SWANDYNE به بررسی پاسخ‌های به وجود آمده در برابر بار لرزه‌ی با همان مقیاس آزمایشگاهی پرداخته شده و نتایج با نتایج به دست آمده در مدل سانتریفیوژ مقایسه شده است، و خروجی‌های آزمایشگاهی با نتایج به دست آمده بر هم انطباق خوبی داشته‌اند.^[۳] همچنین برخی پژوهشگران (۲۰۰۰) در مطالعه‌ی خود به بررسی پاسخ سیستم‌هایی که قابلیت روان‌گرایی دارند، با استفاده از آزمایش سانتریفیوژ پرداخته و سپس این مدل‌ها را با نرم‌افزار FLAC آنالیز کرده و نتایج را مورد ارزیابی قرار داده‌اند.^[۴] در پژوهشی در سال ۲۰۰۴ نیز به ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ی دیوار ساحلی بندر کوبه براساس تحلیل عددی تنش مؤثر پرداخته و در نهایت منحنی شکست برای شرایط مختلف پارامترهای مقاومتی خاک رسم شده است.^[۵] همچنین در پژوهشی در سال ۲۰۰۵،^[۶] یکی از بنادر در منطقه‌ی کوبه‌ی ژاپن با نام Rokko Island با استفاده از یک آنالیز تنش مؤثر لرزه‌ی با کمک مدل استفاده شده در مطالعه‌ی

اهمیت بنادر و سازه‌های دریایی در سیستم حمل و نقل و اقتصاد کشورها غیرقابل انکار است. زمین لرزه‌ها خسارت‌های زیادی به سازه‌های دریایی از جمله دیوارهای نگهبان وارد می‌کنند. از این رو طراحی لرزه‌ی دقیق سازه‌های موجود در بنادر، اهمیت ویژه‌ی دارد. با بررسی تجربیات گذشته می‌توان دریافت که اسکله‌ها مستعد خرابی در برابر زلزله هستند. از بیشترین خسارت‌های وارده به دیوارهای ساحلی می‌توان به خسارات وارده در ژاپن در زمین لرزه‌ی (۱۹۶۴) Niigata و یا به خسارات وارده در همین کشور در طی زمین لرزه‌ی (۱۹۹۵) Hyogoken Nanbo اشاره کرد. معمولاً خسارات وارده به دیوارهای ساحلی وزنی کیسونی به صورت جابه‌جایی افقی، نشست و دوران مورد ارزیابی قرار می‌گیرد و در بسیاری از موارد، علت اصلی وقوع این خسارت‌ها ایجاد پدیده‌ی روان‌گرایی در خاک پشت و زیر دیوار و همچنین وجود پی ضعیف در زیر دیوار است. وجود این چنین ضعف‌هایی در طراحی و اجرای دیوارهای ساحلی، باعث جابه‌جایی آنها می‌شود و در نهایت، عملکرد سیستم را متوقف می‌کند. در پژوهشی در سال ۱۹۹۶، به بررسی عملکرد و پاسخ‌های انواع دیوارهای ساحلی موجود در بندر کوبه بعد از زمین لرزه و مطالعه‌ی ساخت‌گاهی این مناطق پرداخته شده است.^[۱] از اولین مطالعات آزمایشگاهی

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۹۲/۷/۲۷، اصلاحیه ۱۳۹۲/۱۲/۶، پذیرش ۱۳۹۲/۱۲/۲۱.

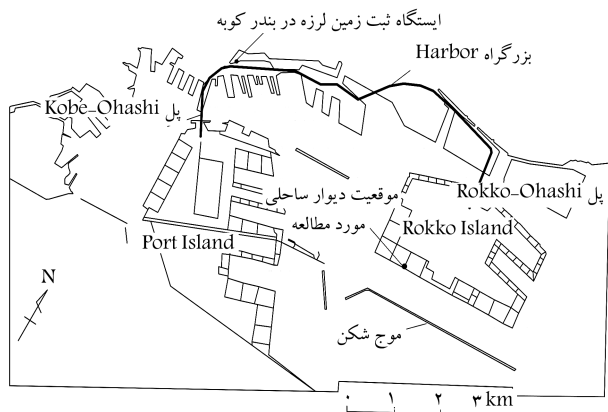
۲. معرفی دیوار ساحلی کیسونی

بندر کوبه در جنوب شهر کوبه واقع است که تا مرکز زمین‌لرزه‌ی (۱۹۹۵) Hyogoken Nanbo تقریباً ۱۷ کیلومتر فاصله دارد. براساس مشاهدات ثبت‌شده و گزارش ارائه‌شده در پژوهشی در سال ۱۹۹۶^[۱]، در هنگام زمین‌لرزه در بندر کوبه ۱۸۶ دیوار ساحلی وجود داشته است، که ۹۰٪ خسارات وارده، خسارتی بوده‌اند که به دیوار ساحلی کیسونی وارد شده‌اند. زلزله‌ی کوبه یکی از شدیدترین زلزله‌های رخ داده در جهان است و این امر با توجه به نزدیک بودن مرکز زلزله به ابنیه و تأسیسات بیشتر مشهود بوده است. بیشتر این دیوارهای وزنی به سمت دریا جابه‌جا شدند که جابه‌جایی آنها به‌صورت میانگین ۳ و بیشینه‌ی ۵ متر بوده و دوران آنها به میزان ۴ درجه گزارش شده است. نشست‌هایی هم در خاکریز پشت دیوار اتفاق افتاده است. این خسارت‌ها و جابه‌جایی‌های رخ داده در اسکله‌ها در واقع بیشترین خسارتی بوده است که در طول تاریخ لرزه‌ی ژاپن تا آن زمان برای مناطق بندرگاهی رخ داده است. دیوارهای ساحلی در بندر کوبه، تحت شدیدترین زمین‌لرزه‌ها به لرزش در آمده‌اند که بیشینه‌ی شتاب ثبت‌شده در سطح زمین در راستای افقی $g/0.54$ و در راستای قائم $g/0.45$ بوده است. بندر کوبه شامل دو اسکله است، که در شکل ۱ نشان داده شده است. بندر مورد مطالعه در این نوشتار Rokko Island نام دارد و ساخت این بندر از سال ۱۹۷۲ آغاز شده و در سال ۱۹۹۰ به اتمام رسیده است. شکل شماتیک دیوار مورد مطالعه به همراه موقعیت آن در بندر Rokko Island در شکل ۲ مشاهده می‌شود، که میزان خسارت‌های به‌وجودآمده در این ناحیه پس

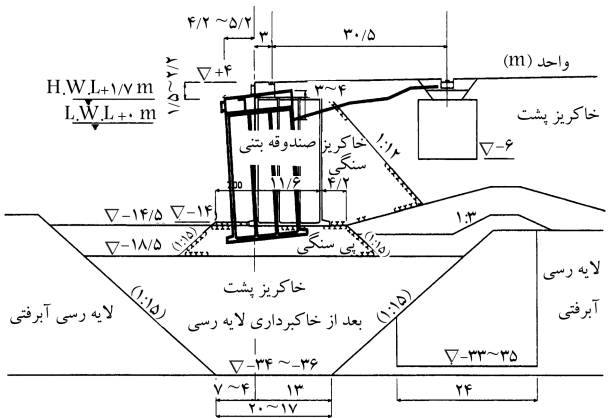
در سال ۱۹۹۰^[۷]، به تحلیل سیستم نگهدارنده ساحلی پرداخته شده و در آن بهسازی خاک در قسمت خاکریز پشت دیوار و در ناحیه‌ی پی زیر دیوار در ۴ حالت مختلف انجام شده و در نهایت تغییرات فشار آب حفره‌ی اضافی در نقاط مختلف خاک و جابه‌جایی و دوران ایجادشده در دیوار ساحلی موردنظر در تاریخچه‌ی زمان شتاب‌نگاشت ورودی مورد ارزیابی قرار گرفته است. در پژوهشی در سال ۲۰۰۷ نیز به ارزیابی احتمالاتی عملکرد سازه‌های دریایی پرداخته شده و عملکرد یک اسکله‌ی کیسونی که در زلزله‌ی کوبه آسیب دیده بود، با استفاده از نرم‌افزار FLAC مدل‌سازی شده و با استفاده از روش‌های احتمالاتی، عدم قطعیت پارامترهای مختلف مورد بررسی قرار گرفته است.^[۸] همچنین برخی پژوهشگران (۲۰۰۸) با استفاده از یک مدل کشسان‌خمیری و آنالیز تنش مؤثر به بررسی جابه‌جایی و تغییرات فشار آب حفره‌ی اضافی و کرنش خمیری در یک دیوار ساحلی وزنی در بندر کوبه پرداخته‌اند.^[۹] در نتیجه با افزایش تراکم در خاک ضعیف پشت و زیر دیوار، جابه‌جایی و تغییرات فشار آب حفره‌ی اضافی کم خواهد شد، که بدیهی به نظر می‌رسد. در پژوهشی در سال ۲۰۱۱ نیز به بررسی آسیب‌پذیری احتمالاتی با استفاده از منحنی شکست برای یک سازه‌ی دریایی، اسکله‌ی متکی بر شمع در تایوان پرداخته شده است.^[۱۰] در سال ۲۰۱۲ هم یک اسکله با شمع، که در غرب ایالات متحده قرار داشت، با استفاده از آنالیز غیرخطی تاریخچه‌ی زمانی مدل‌سازی شده و منحنی شکست^۱ برای این سازه در دوره‌ی بازگشت‌های مختلف به‌دست آمده و تأثیر وجود جرثقیل در اسکله بررسی و منحنی شکست ارائه شده است.^[۱۱] همچنین در پژوهشی در سال ۲۰۱۳ پاسخ‌های دیوار نگهدارنده کیسونی که با آزمایش سانتریفیوژ در پروژه‌ی VELACS در دانشگاه کمبریج مدل شده بود، با استفاده از نرم‌افزار تفاضل محدود بررسی و منحنی شکست سیستم براساس توزیع Normal و Lognormal ترسیم و مقایسه شد که کدام منحنی برای آنالیز خطر دیوار مناسب‌تر است.^[۱۲]

در این پژوهش، نتایج مطالعه‌ی انجام‌شده بر روی یک دیوار ساحلی کیسونی (که در بخش Rokko Island در بندر کوبه‌ی ژاپن واقع است) ارائه شده است. با ارزیابی تاریخچه‌ی فشار آب حفره‌ی می‌توان دریافت که به علت وجود خاک نشست، روان‌گرایی در این اسکله‌ی کیسونی رخ داده و روان‌گرایی یکی از علل تغییرمکان سازه بوده است. به‌منظور مدل‌سازی عددی از نرم‌افزار تفاضل محدود FLAC استفاده شده و برای بررسی صحت مدل‌سازی، پاسخ‌های سیستم در مدل عددی با پاسخ‌های به‌وجودآمده بعد از زمین‌لرزه در واقعیت مقایسه شده است. سپس عملکرد سیستم براساس سطح مختلف عملکردی که در مراجع معتبر آمده است، مورد ارزیابی قرار گرفته است. برای این کار از شتاب‌نگاشت‌های ثبت‌شده‌ی معتبر دنیا استفاده شده و سپس به بررسی احتمالاتی آسیب‌های وارده به دیوار با استفاده از منحنی شکست پرداخته شده است.

با توجه به اینکه در بیشتر مطالعات انجام‌گرفته معمولاً منحنی شکست را فقط برای یک پارامتر لرزه‌ی همچون بیشینه‌ی شتاب سطح زمین ارائه کرده‌اند، با این حال آیا ارائه‌ی منحنی شکست بر مبنای دیگر پارامترهای لرزه‌ی می‌تواند نتایج دیگری را درخصوص میزان خسارت‌پذیری ارائه کند؟ آیا احتمال شکست در دیوار ساحلی کوبه برای هر یک از پارامترهای شدت در زمین‌لرزه‌ی (۱۹۹۵) Hyogoken Nanbu در سطوح مختلف خسارت با یکدیگر برابر خواهد بود؟ در این مطالعه برای رسیدن به پاسخ سوالات ذکرشده، احتمال شکست در دیوار نگهدارنده کیسونی برای پارامترهای مختلف زمین‌لرزه محاسبه و نتایج آن با یکدیگر مقایسه شده است.



شکل ۱. موقعیت Rokko Island و Port Island در بندر کوبه‌ی ژاپن.^[۱]



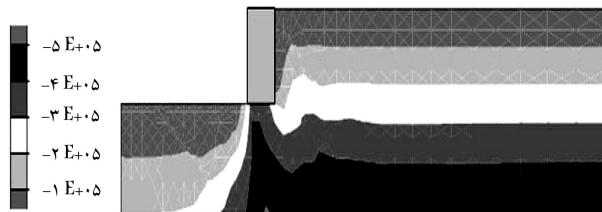
شکل ۲. مقطع عرضی دیوار ساحلی کیسونی در بندر Rokko Island.^[۱]

متر از جنس بتن است، که پارامترهای آن براساس مشخصات واقعی بتن لحاظ شده و برای مدل‌سازی، مصالح کشسان فرض شده است و اندرکنش خاک و سازه توسط سطح مشترک متصل (با دستور Interface) مدل‌سازی شده است. مقادیر سختی برشی و سختی قائم برابر با ۴۷۰ مگاپاسکال به دست آمده و زاویه اصطکاک بین سازه و پی ۳۰ درجه و بین خاکریز و سازه کیسونی ۱۵ درجه است.^[۶]

برای نواحی پشت و زیر دیوار، که مستعد روان‌گرایی هستند، از دو مدل رفتاری UBCSAND و Finn برای بررسی روان‌گرایی استفاده شده و میزان تأثیر روان‌گرایی در پاسخ سیستم مورد ارزیابی قرار گرفته و نتایج به دست آمده از این دو مدل با یکدیگر مقایسه شده است. این در حالی است که براساس گزارش‌های ثبت شده، در واقعیت روان‌گرایی از عوامل اساسی در خسارات به وجود آمده در دیوار ساحلی کوبه است، چرا که نیروی ایجاد شده ناشی از فشار آب حفره‌یی در پاسخ دیوار ساحلی پس از زمین‌لرزه بسیار تأثیرگذار خواهد بود. در واقع در تحلیل دینامیکی مدل ایجاد شده از دیوار ساحلی کوبه از روش غیرخطی استفاده شده است. در مدل‌سازی از میرایی رابلی با نسبت میرایی ۵٪ در بسامد طبیعی خاک ۱٫۱۲۸ Hz استفاده شده است. میزان تنش مؤثر در نقاط مختلف خاک در حالت استاتیکی در شکل ۴ ارائه شده است.

برای انجام تحلیل عددی در دیوار ساحلی کیسونی مورد مطالعه و مطابقت پاسخ به دست آمده با پاسخ واقعی پس از زلزله نیاز است تا با استفاده از شتاب‌نگاشت واقعی، مرحله دینامیکی تحلیل انجام گیرد. برای این کار رکورد افقی و قائم زمین‌لرزه‌ی کوبه در عمق ۳۲ متری سطح زمین از پایگاه PEER استخراج شده است،^[۱۳] تا بتوان با کمترین خطا دقیق‌ترین جواب را به دست آورد. شتاب‌نگاشت این زمین‌لرزه، در واقع شتاب ورودی سیستم است (شکل ۵)، که بیشینه‌ی شتاب ثبت شده در سطح زمین در راستای افقی ۰٫۵۴ g و در راستای قائم، ۰٫۲ g است.^[۱]

برای بررسی فشار آب حفره‌یی اضافی در زمان زمین‌لرزه، ابتدا از مدل رفتاری Finn استفاده شده است. مکانیزم مدل Finn برای تحلیل روان‌گرایی ابتدا در سال ۱۹۷۵ به خوبی در پژوهش مارتین و همکارانش،^[۱۴] فرمول‌بندی شده و یک رابطه‌ی تجربی برای ارتباط میان کاهش حجم توده‌ی خاک و میزان بزرگی کرنش‌های برشی متناوب به دست آوردند. رابطه‌ی مذکور با فرض شرایط مرزی و ضرایب مشخص اقدام به محاسبه‌ی تغییرات فشار سیال در محیط متخلخل می‌کند. در حالی که باین در سال ۱۹۹۱ رابطه‌ی جدیدتر و ساده‌تری نسبت به رابطه‌ی مارتین جهت محاسبه‌ی کاهش حجم توده‌ی خاک ارائه کرد،^[۱۵] که در آن C_1 و C_2 ثابت‌های معادله هستند و با هم رابطه دارند، و چنانچه کرنش برشی حدی نیز در محاسبات مدنظر باشد، باید از ثابت سوم به نام C_3 در فرمول‌بندی جدید استفاده کرد. از طرفی مارتین و همکاران (۱۹۷۵) نحوه‌ی محاسبات ضرایب مربوط به رابطه‌ی خود را با استفاده از آزمایش‌های سه‌محوری ارائه کردند.^[۱۴] با این حال برایان مقدار C_1 را با تراکم نسبی



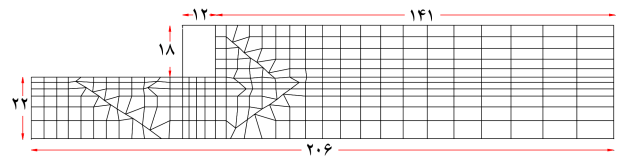
شکل ۴. تنش مؤثر قائم در حالت استاتیکی (Pa).

از زمین‌لرزه به این صورت است که جابه‌جایی افقی تاج دیوار کیسونی به سمت آب ۴ تا ۵ متر و میزان جابه‌جایی قائم حدود ۲ متر و دوران آن به طور میانگین بین ۴ تا ۵ درجه بوده است. بیشینه‌ی شتاب افقی ثبت شده در این نقطه برابر ۰٫۵۳۳ g است. جابه‌جایی قائم تاج دیوار کیسونی به دلیل وجود ماسه‌ی ضعیف در زیر دیوار و وقوع پدیده‌ی روان‌گرایی ایجاد شده است.^[۱]

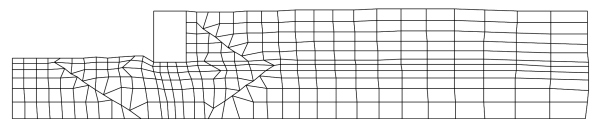
این تذکر لازم است که اسکله‌های بندر کوبه با روش شبه‌استاتیکی با ضریب لرزه‌یی ۰٫۲۵-۰٫۱ طراحی شده‌اند، که این روش نسبت به روش‌های امروزی همچون تحلیل غیرخطی، قطعیت کمتری دارد و احتمالاً در نظر نگرفتن تغییر شکل‌ها در طراحی منجر به بروز چنین خسارتی شده است و نکته‌ی مهم‌تر این است که با استفاده از روش شبه‌استاتیکی نمی‌توان روان‌گرایی را مستقیماً بررسی کرد. در روش‌های طراحی امروزی که به عنوان طراحی براساس سطح عملکرد^۲ شناخته می‌شوند، به جابه‌جایی دیوار و نیز عملکرد دیوار در مقابل این جابه‌جایی توجه زیادی شده است. در این روش طراحی نوع سازه، عملکرد مورد انتظار سازه و خسارت ایجاد شده پس از زمین‌لرزه اهمیت خاصی دارد.

۳. تحلیل عددی دیوار ساحلی

در این مطالعه یکی از دیوارهای بندر کوبه در منطقه‌ی دریایی Island Rokko (که در شکل ۲ نشان داده شده است) مورد بررسی قرار گرفته و با تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی با یک مدل عددی دو بعدی در نرم‌افزار ۷ FLAC مدل‌سازی شده است. به علاوه پیشنهاد شده است که از شرایط مرزی میدان آزاد در اطراف مدل برای آنالیز لرزه‌یی استفاده شود. شکل هندسی و مدل ساخته شده‌ی سیستم در شکل ۳ ارائه و مشخصات خاک در جدول ۱ بیان شده است. پارامترهای مقاومتی خاک و اندرکنش بین خاک و دیوار کیسونی براساس مشخصات ارائه شده در پژوهشی در سال ۲۰۰۵،^[۶] و طبق مطالعات انجام شده‌ی در سال ۱۹۹۶،^[۱] انتخاب شده است. دیوار ساحلی وزنی کوبه به ارتفاع ۱۸



الف) قبل از اعمال نیروی زلزله؛

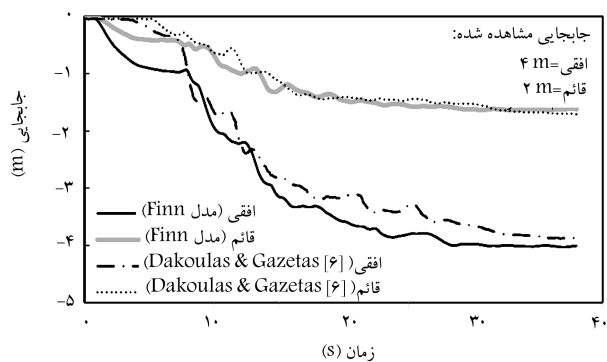


ب) پس از اعمال نیروی زلزله.

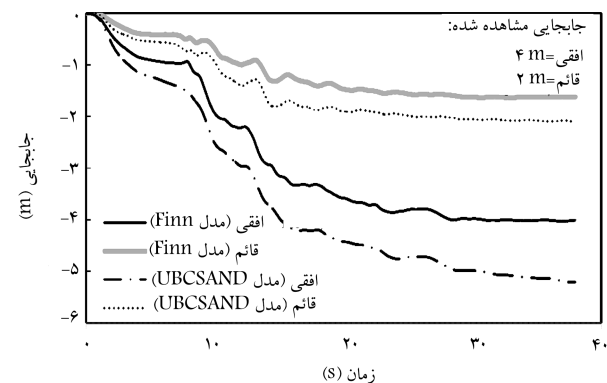
شکل ۳. شکل هندسی و مدل ساخته شده‌ی دیوار ساحلی در مدل عددی.

جدول ۱. مشخصات مصالح.^[۶]

پارامترها	فوندانسیون	خاکریز پشت	رس آبرفتی	سنگ ریزه
چگالی (kg/m ³)	۱۸۰۰	۱۸۰۰	۱۷۰۰	۲۰۰۰
مدول برشی (kPa)	۵٫۸E ^۴	۷٫۹E ^۴	۷٫۵E ^۴	۸E ^۴
زاویه‌ی اصطکاک (°)	۳۷	۳۷	۳۰	۴۰
ضریب پواسون	۰٫۳	۰٫۳	۰٫۳	۰٫۳



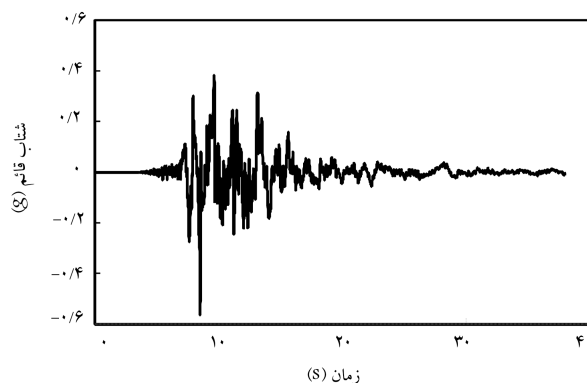
الف) مدل Finn در مقایسه با تحقیقات دیگر؛



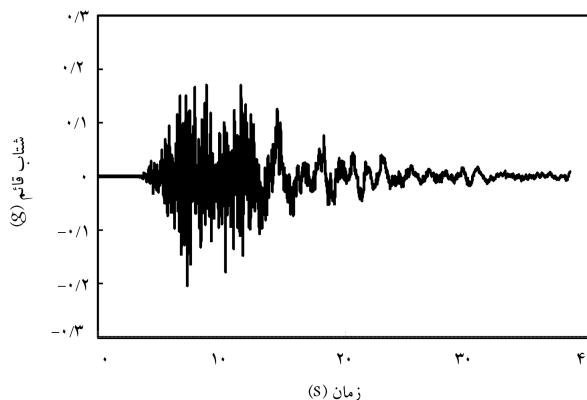
ب) مدل Finn و UBCSAND.

شکل ۶. تاریخچه‌ی زمانی جابه‌جایی افقی و قائم به‌دست‌آمده در تاج دیوار ساحلی.

است که توسط بایرن در سال ۱۹۹۸، [۱۷] توسعه یافته است. UBCSAND یک مدل خمیری بر حسب تنش مؤثر است، که برای آنالیز تغییرشکل و تنش در سازه‌های ژئوتکنیکی به‌کار می‌رود. فرق این مدل نسبت به مدل Finn این است که برای محاسبه، پارامترهای زیادی باید محاسبه شود و نزدیک به ۱۷ پارامتر آن که در این آنالیز کاربردی بوده است، به‌کار رفته‌اند. مهم‌ترین پارامتری که در این مدل مورد استفاده است و تعدادی از پارامترها با آن مرتبط هستند، پارامتر $N_{1(\sigma)}$ است که مقادیر آن به‌صورت فرضی براساس روابط هم‌بستگی کاربردی محاسبه و مقادیر آن برای خاک‌های موجود در زیر و پشت دیوار کیسونی در جدول ۲ ارائه شده است. با مدل‌سازی این اسکله‌ی کیسونی و تحلیل آن براساس مدل رفتاری Finn در بررسی دینامیکی سیستم برای بحث روان‌گرایی، میزان بیشینه‌ی جابه‌جایی افقی و قائم تاج دیوار در طول زمان زمین‌لرزه (۳۸ ثانیه) به ترتیب برابر با ۴٫۰۲ و ۱٫۶۳ متر حاصل شده است. بار دیگر آنالیز دینامیکی برای بررسی پاسخ دیوار کیسونی با استفاده از مدل رفتاری UBCSAND براساس فرضیات موجود انجام گرفته است، که میزان بیشینه‌ی جابه‌جایی افقی و قائم در تاج دیوار در مدت زمان زمین‌لرزه به ترتیب برابر با ۵٫۲۰ و ۲٫۱۰ متر شده است. شکل ۶، میزان جابه‌جایی قائم و افقی تاج دیوار کیسونی را نسبت به زمان برای هر دو مدل رفتاری Finn و UBCSAND، که در این مطالعه پیش‌بینی شده است، در مقایسه با نتایج به‌دست‌آمده در پژوهشی در سال ۲۰۰۵ نشان می‌دهد. [۶] جابه‌جایی به‌دست‌آمده با استفاده از مدل رفتاری Finn با توجه به مشخصات در نظر گرفته‌شده و مدل مش‌بندی انتخاب‌شده، با پاسخ واقعی دیوار ساحلی که در جابه‌جایی افقی تاج دیوار کیسونی برابر ۴ متر بوده است و همچنین با جابه‌جایی افقی آن که برابر ۲ متر بوده است، مطابقت خوبی دارد. [۱]



الف) شتاب نگاشت افقی؛



ب) شتاب نگاشت قائم.

شکل ۵. تاریخچه‌ی زمان شتاب‌نگاشت ورودی در عمق ۳۲ متری. [۱۳]

جدول ۲. مشخصات پارامترها برای مدل‌های Finn و UBCSAND.

پارامترها	فونداسیون	خاکریز پشت	سنگ ریزه
C_1	$0.17E^1$	$0.23E^1$	$0.18E^2$
C_2	۲٫۲۹	۱٫۷۸	۴٫۱۶
$N_{1(\sigma)}$	۲۴	۱۹٫۵	۳۹

دانه‌ها مرتبط دانسته است. [۱۵] در این مطالعه به دلیل اینکه برخی از داده‌ها در دسترس نبوده است، از روابطی که بایرن (۱۹۹۱) ارائه کرده است (روابط ۱ و ۲)، [۱۵] استفاده شده و پارامترهای C_1 و C_2 با استفاده از مقدار $N_{1(\sigma)}$ در خاک به‌دست آمده است. ساده‌تر بودن و در نهایت دسترسی به پارامترهایی که بتوان این ثوابت را به‌دست آورد، علت انتخاب روش بایرن بوده است. مقادیر پارامترهای مدل Finn در مصالح به‌کاررفته در خاک پشت و زیر دیوار کیسونی برای تحلیل در این مطالعه در جدول ۲ ارائه شده است. در جدول ۲، مقادیر $N_{1(\sigma)}$ براساس مقادیر عدد نفوذ استاندارد در لوگ گمانه‌ی اشاره‌شده در پژوهش انجام‌شده در سال ۱۹۹۶، [۱] در عمق مورد بررسی به‌دست آمده است. پس از محاسبه‌ی $N_{1(\sigma)}$ ، صحت مقادیر به‌دست‌آمده براساس روابط ارائه‌شده در پژوهشی در سال ۱۹۵۷، [۱۶] که در آن ارتباط بین D_r و $(N)_{60}$ بیان شده است، مقدار $(N)_{60}$ به‌دست آمده است.

$$C_1 = \lambda_1 \gamma (N_{1(\sigma)})^{-1.25} \quad (۱)$$

$$C_2 = 0.4 / C_1 \quad (۲)$$

مدل رفتاری دوم که برای آنالیز دینامیکی به‌کار رفته است، مدل UBCSAND

در زمینه تغییرات فشار آب حفره‌یی، بیان‌گر مطابقت کامل با گزارش‌های مذکور است. دقت در محاسبه‌ی پاسخ‌های دیوار کیسونی در مدل‌سازی به ترسیم هر چه بهتر منحنی شکست کمک می‌کند تا آنالیزهای شکست، صحت بیشتری داشته باشند.

۴. منحنی شکست

در سال‌های گذشته، مطالعات زیادی بر روی رفتار لرزه‌یی یک سیستم خاک - سازه انجام شده است. با وجود این، عملکرد سیستم سازه‌یی و یا بخش ژئوتکنیکی به تنهایی عامل بحرانی نیست، بلکه ملاحظات اقتصادی شامل هزینه و زمان نقش بزرگی را در تصمیم‌گیری‌های طبیعی بازی می‌کنند. استفاده از یک چارچوب لرزه‌یی در درجه‌ی اول در یافتن آسیب‌پذیری سازه و در درجه‌ی دوم به کشف بهترین روش مقاوم‌سازی به منظور بهبود عملکرد سیستم کمک می‌کند. در طراحی سیستم‌های خاک - سازه (مخصوصاً سازه‌های دریایی) به دلیل وجود عدم قطعیت در بسیاری از موارد ممکن است پاسخ‌های قطعی و دقیقی به دست نیاید.

احتمال شکست در یک سیستم خاک - سازه تابع عدم قطعیت در ظرفیت سیستم و تقاضای لرزه‌یی است. عدم قطعیت در تقاضا معادل نیروهایی است که در مقابل پایداری سیستم مقاومت می‌کنند، به این صورت که در شتاب‌هایی که در مدل‌سازی برای یک سیستم سازه‌یی به کار می‌رود، احتمال خطا وجود دارد، به همین دلیل باعث بروز پاسخ‌های متفاوتی خواهد شد. برای بررسی احتمال شکست در سیستم‌های سازه‌یی بزرگ با در نظر گرفتن عدم قطعیت در ظرفیت و تقاضا می‌توان از منحنی شکست استفاده کرد.

۱.۴. زمین‌لرزه‌های انتخاب شده

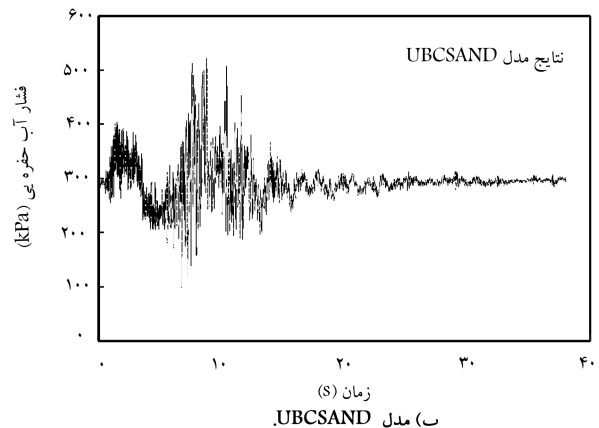
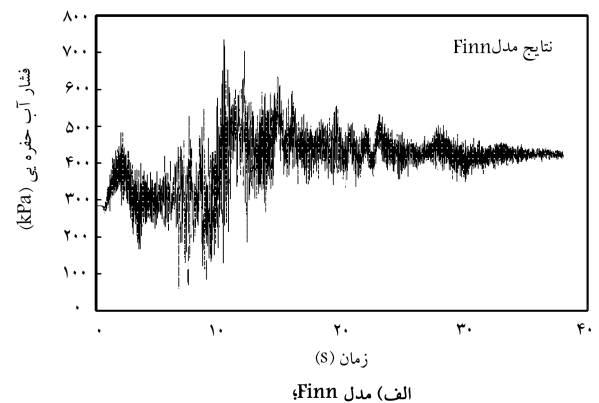
در این مطالعه، منحنی شکست سیستم براساس آنالیز عددی برای ۱۷ شتاب‌نگاشت مورد بررسی قرار گرفته است، که رکوردهای مورد استفاده برای این تحلیل‌ها در جدول ۳ ارائه شده‌اند. این زمین‌لرزه‌ها برای سال‌های بین ۱۹۷۱ الی ۱۹۹۹ هستند که بعضی از آنها در نزدیکی سازه‌های دریایی اتفاق افتاده است، مانند زمین‌لرزه‌ی Chi Chi که در بندر تایوان اتفاق افتاده و خسارات زیادی را به وجود آورده است. در انتخاب این زمین‌لرزه‌ها سعی شده است تا تمامی پارامترهای لرزه‌یی در همه‌ی محدوده‌ها و به میزان یکنواخت وجود داشته باشد. مقادیر بیشینه‌ی شتاب سطح زمین (PGA) تا $g/4$ و بیشینه‌ی سرعت در سطح زمین (PGV) تا cm/s و 130 و مقادیر شتاب پاسخ (S_a) تا cm/s^2 انتخاب شده‌اند. در ضمن پارامترهای لرزه‌یی دیگری مانند دوره‌ی تناوب غالب (TP)، شدت (I_a)، بزرگای زمین‌لرزه (M) و فاصله از منبع زلزله (R) در انتخاب این زمین‌لرزه‌ها لحاظ شده‌اند. انتخاب شتاب‌نگاشت‌ها با بررسی این موضوع که شتاب‌نگاشت‌ها جامعیت کافی در تمامی پارامترهای لرزه‌یی را داشته باشند کمک می‌کند تا عدم قطعیتی که در بحث تقاضای لرزه‌یی ایجاد می‌شود به اندازه‌ی کافی کاسته شود و در نتیجه در بحث آنالیز شکست، احتمالات دقیق‌تری خواهیم داشت. تمامی این شتاب‌نگاشت‌های ورودی از پایگاه PEER (مرکز تحقیقات مهندسی زلزله بایسیفیک) برداشت شده‌اند.^[۱۳]

۲.۴. سطح عملکرد

طراحی براساس سطح عملکرد شیوه‌یی است که از تجربیات زمین‌لرزه‌های پیشین حاصل می‌شود. در آیین‌نامه‌های متداول طراحی، طراحی لرزه‌یی سازه‌ها براساس

تاریخچه‌ی فشار آب حفره‌یی ایجادشده در ارتفاع ۱۵ متری زیر اسکله‌ی کیسونی در اثر رکورد زلزله‌ی وارده، براساس هر دو مدل رفتاری دینامیکی Finn و UBCSAND مطابق شکل ۷ به دست آمده است. با توجه به اینکه تنش مؤثر قائم اولیه در این عمق برابر ۳۸۳ کیلوپاسکال است و بنابر نتایج مدل عددی با مدل رفتاری Finn و با در نظر گرفتن تاریخچه‌ی فشار آب حفره‌یی در لحظه‌ی $t = 176$ s نشان می‌دهد که خاک در آن عمق، روان‌گرایی را تجربه کرده است. همچنین براساس تاریخچه‌ی فشار آب حفره‌یی به دست آمده در تحلیل عددی دیوار کوبه با استفاده از مدل رفتاری UBCSAND نشان می‌دهد که خاک زیر دیوار در همان عمق ۱۵ متری در لحظه‌ی $t = 1733$ s، استعداد روان‌گرایی خود را نشان داده است.

نتایج به دست آمده در بررسی‌های تحلیل عددی در دیوار کیسونی کوبه براساس هر دو مدل رفتاری دینامیکی نشان می‌دهد که استفاده از مدل Finn نسبت به مدل UBCSAND مناسب‌تر است. مدل UBCSAND نیاز به پارامترهای بیشتری نسبت به مدل Finn دارد و محاسبه‌ی آنها نیاز به دقت بالاتری دارد و زمان آنالیز آن بیشتر است؛ در حالی که با توجه به نتایج به دست آمده، پاسخ‌های برگرفته از مدل Finn به واقعیت اتفاق افتاده نیز در زمین‌لرزه‌ی کوبه نزدیک است، و مدل تغییر شکل یافته‌ی دیوار کیسونی کوبه پس از ۳۸ ثانیه مدت زمان زمین‌لرزه‌ی کوبه در شکل ۳ نشان داده شده است. مطابق گزارش‌های پیشین، از جمله اصلی‌ترین علت‌های خرابی اسکله‌ی کیسونی، وقوع پدیده‌ی روان‌گرایی در اطراف دیوار است، به طوری که نتایج به دست آمده در این تحلیل‌های عددی و بررسی‌های صورت‌گرفته



شکل ۷. تاریخچه‌ی زمانی فشار آب حفره‌یی اضافی در فاصله‌ی ۱۵ متری در زیر دیوار ساحلی.

جدول ۳. شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده.

Sa (cm/s ²)	PGV (cm/s)	PGA (cm/s ²)	ایستگاه	زمین لرزه	
۰٫۳۹	۵٫۱	۰٫۱۳۱	Anza Pinyon Flat ۵۰۴۴	Anza ۱۹۸۰	۱
۰٫۹۵	۷٫۱	۰٫۲۲۹	Shelter Cove Airport ۸۹۵۳	CapeMendocino ۱۹۹۲	۲
۰٫۲۱	۶۷	۰٫۸۲۱	CHY ۰۲۸	Chi-Chi,Taiwan ۱۹۹۹	۳
۰٫۸	۳۴٫۲	۰٫۳۱۱	WNT	Chi-Chi,Taiwan ۱۹۹۹	۴
۱٫۰۵	۲۴٫۹	۰٫۳۳۹	Gilroy Array #۲ ۴۷۳۸	Coyote Lake ۱۹۷۹	۵
۱٫۸	۶۰	۰٫۳۴۸	Lamont ۱۰۵۸	Duzce, Turkey ۱۹۹۹	۶
۰٫۴	۱۴٫۲	۰٫۱۱۱	Lamont ۱۰۵۸	Duzce, Turkey ۱۹۹۹	۷
۰٫۹۵	۸۳٫۹	۰٫۵۱۵	Erzincan ۹۵	Erzincan, Turkey ۱۹۹۲	۸
۲٫۴	۴۵٫۹	۰٫۷۷۵	Bonds Corner ۵۰۵۴	Imperial Valley ۱۹۷۹	۹
۲٫۳	۱۲۰٫۷	۰٫۶۱۶	Takatori °	Kobe ۱۹۹۵	۱۰
۲	۸۰٫۸۱۶	۱٫۲۹۸	Coyote Lake ۵۷۲۱۷	Morgan Hill ۱۹۸۴	۱۱
۱٫۴	۲۹٫۵	۰٫۳۳۱	Desert Hot Springs ۱۲۱۴۹	N. Palm Springs ۱۹۸۶	۱۲
۱٫۷	۸۴٫۸	۰٫۷۵۳	Sepulveda ۰۶۲۷	Northridge ۱۹۹۴	۱۳
۱٫۸	۱۱۷٫۴	۰٫۶۱۲	Sylmar - Converter ۷۴	Northridge ۱۹۹۴	۱۴
۰٫۷	۲۵٫۹	۰٫۲۶۸	Castaic ۲۴۲۷۸	San Fernando ۱۹۷۱	۱۵
۲٫۶	۵۴٫۳	۱٫۱۶	Pacoima Dam ۲۷۹	San Fernando ۱۹۷۱	۱۶
۳٫۶	۱۲۱٫۲۷	۰٫۸۵۲	Tabas ۹۱۰۱	Tabas, Iran ۱۹۷۸	۱۷

جدول ۴. ضوابط خسارت برای دیوارهای نگهدارنده براساس راهنمای PIANC.^[۱۸]

درجه‌ی IV	درجه‌ی III	درجه‌ی II	درجه‌ی I	سطح خسارت
بیشتر از ۱۰٪	۱۰٪-۵٪	۵٪-۱٫۵٪	کمتر از ۱٫۵٪	جابه‌جایی افقی نرمال شده (d/H)
بیشتر از ۸°	۸° - ۵°	۳° - ۵°	کمتر از ۳°	دوران به سمت آب

مقاومت در ظرفیت سیستم مقابل نیروهای لرزه‌ای وارد بر سازه است، تا هنگامی که این نیرو از ظرفیت سیستم تجاوز نکند. در راهنمایی که انجمن ناوبری بین‌المللی (PIANC) معرفی کرده است، برای بحث طراحی براساس سطح عملکرد، سطوح خسارت برای یک دیوار ساحلی وزنی کیسونی بر مبنای جابه‌جایی افقی پسماند در بالای دیوار کیسونی و نیز میزان دوران دیوار به سمت آب را در نظر می‌گیرد، که در جدول ۴ به‌طور کامل ارائه شده است.^[۱۸] در این جدول چهار سطح خسارت I، II، III و IV که به‌ترتیب سرویس‌پذیری،^۲ تعمیرپذیری،^۴ نزدیک به واژگونی،^۵ و واژگونی کامل نام دارند و برای یک سازه‌ی دریایی معرفی شده است. در حالت خسارت سرویس‌پذیر، میزان خسارت سازه زیاد نیست و خیلی کم است و سازه می‌تواند به عملکرد خود ادامه دهد. در سطح تعمیرپذیر، خسارت سازه قابل کنترل و قابل تعمیر است. در سطح نزدیک به واژگونی خسارت سازه بسیار گسترده است. در سطح واژگونی، مقاومت سازه کاملاً از بین خواهد رفت. در این نوشتار سطوح خسارت برای ارائه‌ی منحنی شکست بر مبنای راهنمای PIANC در نظر گرفته شده است.^[۱۸]

۴.۴. آنالیز شکست

برای به‌دست‌آوردن احتمال شکست سیستم در طول یک خطر لرزه‌ی باید از تابع شکست $P[EDP > LS|IM]$ استفاده کرد. این تابع احتمالاتی نشان می‌دهد که برای بررسی آنالیز شکست سیستم در واقع باید احتمال (p) را براساس روابط احتمالاتی موردنظر برای زمانی که به ازاء یک پارامتر شدت خاص (IM)، پاسخ سیستم در پارامترهای تقاضای لرزه‌ی (EDP) از پاسخ سیستم در حالت حدی (LS) تجاوز کند، محاسبه کرد. مقدار تقاضای لرزه‌ی (EDP) را می‌توان با استفاده

۳.۴. پاسخ لرزه‌ی

در این نوشتار، ۳ پارامتر مهم از زمین‌لرزه مانند بیشینه‌ی شتاب، سرعت در سطح زمین، و شدت (Arias) به‌عنوان پارامترهای شدت برای آنالیز سیستم انتخاب شده‌اند. تمامی رکوردهای انتخابی ابتدا بر مبنای بیشینه‌ی شتاب در سطح زمین به ۹ دسته‌ی

پاسخ‌های سیستم در هر یک از سطوح خسارت باید محاسبه شود، که به ترتیب برای حالت سرویس‌پذیری، تعمیرپذیری، نزدیک به واژگونی برابر ۱ و ۰/۱۲ و ۰/۱۸ به دست آمده است:

$$\beta_{LS} = \sqrt{\ln(1 + COV^2)} \quad (4)$$

با توجه به معادله ۵، تابع شکست سیستم که در آن تقاضای لرزه‌ای و حالت‌های حدی سازه‌ی مورد بررسی در خسارت‌های مختلف براساس توزیع Lognormal است، محاسبه می‌شود:

$$P[EDP \geq LS | IM] = 1 - \Phi\left(\frac{\ln(LS_m) - \ln(EDP)}{\sqrt{\beta_{EDP}^2 + \beta_{LS}^2}}\right) \quad (5)$$

که در آن، $\Phi(\cdot)$ همان تابع توزیع تجمعی نرمال استاندارد است و LS_m نیز حالت حدی خسارت در این سازه است.

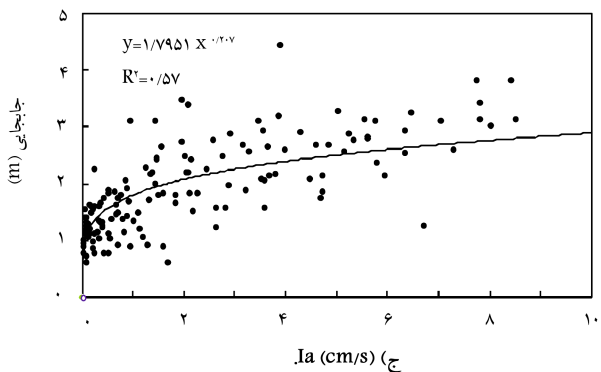
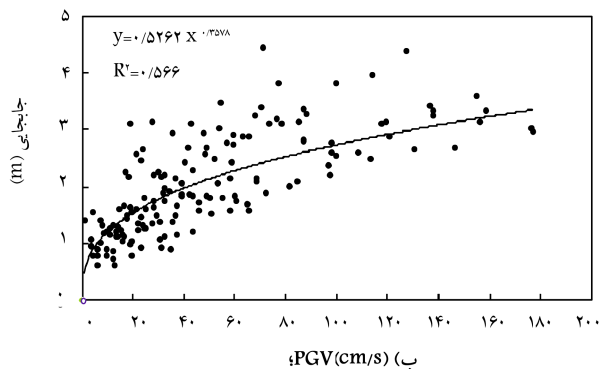
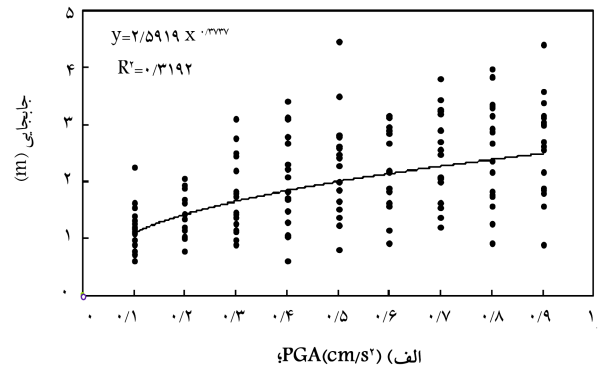
۵. نتایج تحلیل

عملکرد لرزه‌ای دیوار ساحلی کیسونی در Rokko Island در بندر کوبه‌ی ژاپن مورد ارزیابی قرار گرفته است، که در این فرایند برای تحلیل‌های عددی از یک دسته تاریخیچه‌ی زمانی شتاب ورودی که بسیاری از پارامترهای لرزه‌ای مهم را پوشش می‌دهند، استفاده شده است. زمین‌لرزه‌های انتخاب‌شده به ۹ دسته مقیاس شده و در تحلیل‌ها به‌کار رفته‌اند. در این نوشتار، منحنی شکست برای ۳ پارامتر مهم لرزه‌ای که در بحث ژئوتکنیک کاربرد دارد، چون PGA، PGV، و Ia ارائه شده است. براساس معادله‌ی منحنی شکست، معادله‌ی رگرسیون پاسخ‌های به‌دست‌آمده در آنالیز عددی به ازاء پارامتر شدت موردنظر مطابق با معادله‌ی ۳ محاسبه شده است، که در جدول ۵ ضرایب رگرسیون a و b، و همچنین میزان پراکندگی پاسخ در محدوده‌ی مقدار میانگین پاسخ‌ها ارائه شده است.

داده‌های به‌دست‌آمده از پاسخ سیستم در مقابل پارامترهای شدت و رگرسیونی که پارامترهای آن در جدول ۵ ارائه شده رسم شده است. همان‌طور که ملاحظه می‌شود، با افزایش هر یک از پارامترها، شدت موردنظر به پاسخ سیستم اضافه شده است و این مسئله نشان می‌دهد که فقط بیشینه‌ی شتاب زمین‌لرزه برای بررسی‌های احتمالاتی و پاسخ سیستم کافی نخواهد بود. و این بدین معناست که فقط با رسم منحنی شکست سیستم برای بیشینه‌ی شتاب زمین‌لرزه به احتمال واقعی شکست سازه‌ی موردنظر نخواهیم رسید. بلکه بهتر است احتمال خسارت سازه را برای هر یک از پارامترهای لرزه‌ای در سطح خسارت موردنظر بررسی و در نهایت بیشترین احتمال ممکن را برای سیستم انتخاب کرد. در شکل ۹، منحنی شکست دیوار ساحلی کیسونی کوبه براساس ۳ پارامتر شدت زمین‌لرزه چون بیشینه‌ی شتاب سطح زمین (PGA)، بیشینه‌ی سرعت در سطح زمین (PGV) و شدت (Ia) برای سطوح مختلف خسارت رسم شده است. احتمال شکست دیوار ساحلی کیسونی کوبه با توجه به مشخصات

جدول ۵. ضرایب رگرسیون و پراکندگی در پارامتر زلزله.

β_{EDP}	b	a	IM
۰/۴۴۸	۰/۳۷	۲/۵۹	PGA
۰/۴۴۸	۰/۳۵۷	۰/۵۲۶	PGV
۰/۴۴۸	۰/۲۰۷	۱/۷۹۵	Ia



شکل ۸. رگرسیون به‌دست‌آمده بر حسب جابه‌جایی.

از آنالیز تاریخیچه‌ی زمانی غیرخطی در مدل‌سازی عددی محاسبه کرد، که هر یک از این پاسخ‌ها از یک شتاب‌نگاشت خاص یا همان پارامتر شدت خاص (IM) به دست می‌آید. با استفاده از رابطه‌ی ۳ باید معادله‌ی پاسخ سیستم به ازاء متغیری چون پارامتر شدت را به دست آورد، تا از آن در معادله‌ی احتمالاتی استفاده شود:

$$EDP = a(IM)^b \quad (3)$$

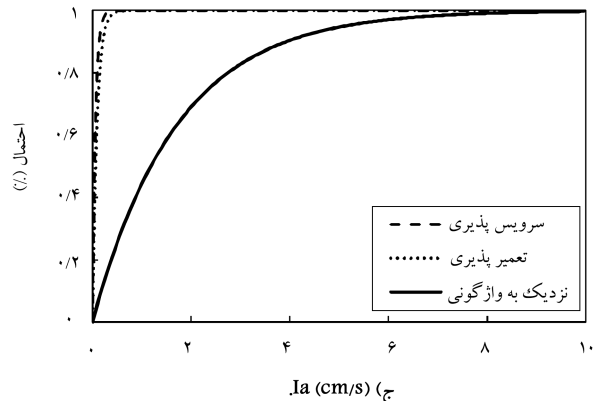
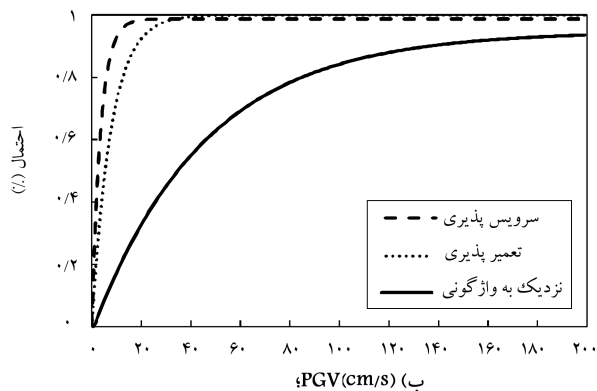
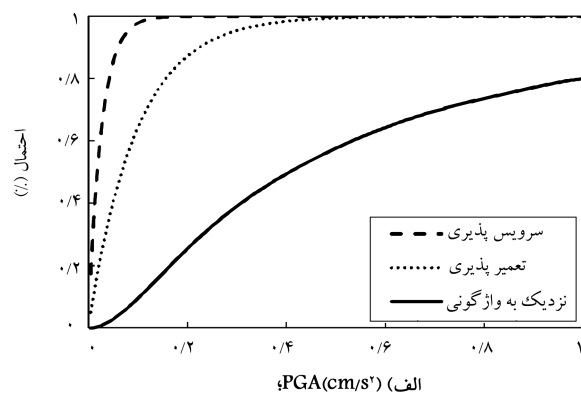
که در آن، a و b ضرایب رگرسیون براساس EDP و IM‌هایی است که در آنالیز تاریخیچه‌ی زمان مورد ارزیابی قرار گرفته‌اند و در شکل ۸ نیز این رگرسیون برای هر ۳ پارامتر شدت محاسبه شده است. در روند محاسبه‌ی احتمال باید پراکندگی در اطراف مقدار میانگین $\ln(EDP)$ که β_{EDP} است، به دست آید که برابر با انحراف معیار $\ln(EDP)$ است. حالت‌های حدی در معرفی شکست که همان سطوح خسارت سیستم هستند و براساس توصیه‌ی راهنمای PIANC انتخاب شده‌اند، ظرفیت سازه‌ی موردنظر در برابر حالات مختلف تقاضای لرزه‌ای مهندسی را نشان می‌دهد و از لحاظ کیفی نیز به بررسی حالات مختلف خسارت و مرزهای خسارتی ممکن در سازه‌ی موردنظر اشاره می‌کند. براساس معادله‌ی ۴، مقدار COV برای

اگر زلزله‌ی با این مشخصات رخ دهد، پاسخ وارد به سیستم ناشی از زمین لرزه ۵۱٪ احتمال دارد که از ۱/۸۵ متر که مرز خسارت برای حالت نزدیک به واژگونی است، تجاوز کند. می‌توان در بررسی احتمال شکست دیوار کوبه در زمین لرزه‌ی کوبه (۱۹۹۵) براساس هر ۳ پارامتر لرزه‌ی این مسئله را بیان کرد که احتمال خسارت دیوار به ازای هر پارامتر لرزه‌ی متفاوت خواهد بود با توجه به خسارت به وجود آمده در دیوار کوبه و جابه‌جایی ۴ متری در تاج دیوار ساحلی نشان می‌دهد که احتمال به دست آمده برای شکست سیستم در منحنی شکست با واقعیت مطابقت مناسبی دارد.

۶. نتیجه‌گیری

در این نوشتار، مطالعه بر روی دیوار ساحلی کیسونی در بندر کوبه‌ی ژاپن انجام شده و به بررسی خسارت‌های وارد بر این دیوار پس از زمین لرزه‌ی Hyogoken Nanbo سال ۱۹۹۵ ژاپن پرداخته شده است. خسارت‌های وارده به دیوار ساحلی به صورت جابه‌جایی افقی و قائم و دوران حول پاشنه‌ی دیوار است. با استفاده از آنالیز عددی در نرم‌افزار تفاضل محدود، سازی موردنظر مدل‌سازی شده و پاسخ‌های سیستم در اثر زمین لرزه‌ی واقعی به دست آمده است، که با پاسخ واقعی سازه مطابقت داده شده است. علت اصلی خرابی‌های به وجود آمده در اسکله‌ی کیسونی با توجه به آنالیزهای انجام شده، وجود لایه‌های ضعیف با تراکم کم در زیر دیوار و بالا رفتن فشار آب حفره‌ی در حین زمین لرزه و وقوع روان‌گرایی است، که باعث جابه‌جایی دیوار کیسونی به میزان ۴ متر در جابه‌جایی افقی و ۲ متر در جابه‌جایی قائم شده است. در این مطالعه، خسارت ایجاد شده با استفاده از آنالیز عددی در تاج دیوار کیسونی براساس استفاده از مدل رفتاری Finn در جابه‌جایی افقی و قائم به ترتیب برابر ۲/۰۲ و ۱/۶۳ متر به دست آمده است و همچنین میزان این پاسخ براساس مدل رفتاری UBCSAND در جابه‌جایی افقی و قائم به ترتیب برابر ۵/۲۰ و ۲/۱۰ متر محاسبه شده است. بررسی‌ها نشان می‌دهد که مدل رفتاری Finn نسبت به مدل UBCSAND مناسب‌تر است، چرا که هم پاسخ به دست آمده با استفاده از این مدل به پاسخ واقعی دیوار کیسونی نزدیک‌تر است و از طرفی برای انجام تحلیل با استفاده از مدل Finn به پارامترهای فرضی زیادی نیاز نخواهد بود. در واقع می‌توان گفت که پاسخ سیستم با استفاده از مدل Finn با واقعیت مطابقت دارد و از نظر سهولت نسبت به مدل UBCSAND مدلی ساده‌تر است. با توجه به بررسی‌های انجام شده براساس مدل‌های رفتاری به کار رفته در تحلیل‌های عددی، علت خسارت ایجاد شده در دیوار وزنی وقوع روان‌گرایی در لایه‌ی زیرین دیوار معرفی شده است. براساس راهنمای PIANC خسارت‌های به وجود آمده در سازه‌های دریایی در ۴ سطح خسارت که به ترتیب سرویس پذیری، تعمیر پذیری، نزدیک به واژگونی و واژگونی کامل نام دارند، قرار می‌گیرند. براساس مرجع مذکور، خسارت ایجاد شده در دیوار ساحلی کوبه در محدوده‌ی خسارتی واژگونی کامل است. در طراحی دیوار وزنی کوبه از روش شبه‌استاتیکی استفاده شده است، که با توجه به زمین لرزه‌ی (۱۹۹۵) Hyogoken Nanbo و خسارت ایجاد شده نشان می‌دهد که این روش با وجود روش‌های کاربردی دیگر، نتیجه‌ی مناسبی را در طرح لرزه‌ی نمی‌دهد. امروزه با استفاده از طراحی براساس سطح عملکرد تلاش می‌شود تا سازه‌ی موردنظر را در عملکرد مورد انتظار طراحی کرد.

در این نوشتار به بررسی احتمالاتی آسیب‌های وارده به دیوار وزنی کوبه پرداخته شده است. طبق اکثر مطالعات صورت گرفته در این زمینه،^[۵] منحنی شکست برای این سازه‌ها براساس یک پارامتر PGA بیان شده است. با توجه به نتایج به دست آمده



شکل ۹. منحنی شکست بر حسب پارامترهای لرزه‌ی.

زمین لرزه‌ی کوبه در Island Rokko که برابر $PGA = 0.53 \text{ g}$ (cm/s), $PGV = 60$ و $Ia = 2.37 \text{ (cm/s)}$ است، با استفاده از منحنی شکست‌های رسم شده قابل بررسی است. براساس شکل ۹ الف، احتمال تجاوز خسارت از هر یک از حالت‌های خسارت چون سرویس‌پذیری، تعمیر‌پذیری و نزدیک به واژگونی برای $PGA = 0.53 \text{ g}$ به ترتیب برابر با ۷۵٪، ۴۶٪ و ۹۶٪ است. در شکل ۹ ب، احتمال تجاوز از هر یک از سطوح خسارت برای $PGV = 60 \text{ (cm/s)}$ به ترتیب برابر با ۹۷٪، ۷۸٪ و ۵۱٪ است. برای $Ia = 2.37 \text{ (cm/s)}$ در منحنی شکست رسم شده در شکل ۹ ج، احتمال خسارت برای هر یک از سطوح خسارت به ترتیب برابر با ۹۹٪، ۸۲٪ و ۴۰٪ است. برای حالت خسارت نزدیک به واژگونی احتمال تجاوز پاسخ سیستم از جابه‌جایی موردنظر طبق راهنمای PIANC برای هر ۳ پارامتر لرزه‌ی کوبه (۱۹۹۵) برابر ۴۶٪، ۵۱٪ و ۴۰٪ است، که بیشترین این احتمال ۷۴٪ است؛ به این معنی که در دیوار ساحلی کیسونی کوبه

-- یک پارامتر زلزله به تنهایی نمی تواند معرف خصوصیات زمین لرزه‌ی مورد بررسی باشد، بلکه برای بررسی احتمال خسارت دیوار ساحلی باید احتمال شکست سیستم برای پارامترهای مختلف در سطح موردنظر مورد بررسی قرار گیرد. می توان گفت که پارامترهای مختلف احتمال خسارت مختلفی دارند و منحنی شکست براساس یک پارامتر خاص به تنهایی نمی تواند معرف احتمال شکست سیستم سازی باشد. بر این اساس منحنی شکست دیوار ساحلی کوبه براساس ۳ پارامتر شدت PGA، PGV و Ia ترسیم شده است، که احتمال شکست سیستم در پارامترهای زمین لرزه‌ی کوبه در هر یک از سطوح خسارتی متفاوت بوده است، که نشان می دهد هر یک از پارامترهای شدت می تواند در احتمال خسارت ایجاد شده در سازی موردنظر تأثیرگذار باشد.

-- براساس منحنی شکست های به دست آمده احتمال خسارت در زمین لرزه‌ی رخ داده در بندر کوبه برای دیوار ساحلی کیسونی محاسبه شده است، که بیشترین احتمال ممکن برای تجاوز از سطح خسارت نزدیک به واژگونی براساس پارامترهای مختلف خسارتی برابر با ۵۱٪ است، که نشان می دهد دیوار کوبه در زمین لرزه‌ی Hyogoken Nanbo، ۵۱٪ احتمال داشته است به واژگونی نزدیک شود، که این نتیجه با واقعیت اتفاق افتاده برای دیوار کیسونی سازگار است.

-- در بررسی آسیب پذیری احتمالاتی ممکن است در یک زمین لرزه‌ی خاص، منحنی شکست به دست آمده بر مبنای پارامترهای معرف محتوای بسامدی احتمال شکست متفاوتی را نسبت به دیگر پارامترهای لرزه‌ی پیش بینی کنند.

در این مطالعه با افزایش هر یک از پارامترهای شدت موردنظر به پاسخ سیستم اضافه می شود و به همین دلیل این مسئله نشان می دهد که فقط بیشینه‌ی شتاب زمین لرزه برای بررسی های احتمالاتی و پاسخ سیستم کافی نخواهد بود. واضح است که یک زمین لرزه، پارامترهایی با شدت های مختلف دارد که فقط PGA معرف قدرت یک زمین لرزه نیست، بلکه تمامی پارامترهای یک زمین لرزه به یکدیگر مرتبط است و در کنار هم میزان مخرب بودن یک زمین لرزه را نشان می دهند. در این مطالعه سعی شده است تا اثر پارامترهای دیگر علاوه بر PGA بر روی منحنی شکست مورد بررسی قرار گیرد و درجه‌ی اهمیت سایر پارامترها ارزیابی شود. بدین منظور منحنی های شکست سیستم که نشان دهنده‌ی احتمال شکست سازه در هر یک از سطوح خسارت هستند، براساس ۱۷ شتاب نگاشت معتبر برای ۳ پارامتر PGA، PGV و Ia ترسیم شده است، که نتایج احتمالاتی حاصل از این مطالعه به این شرح است:

-- برای رسم منحنی شکست به علت وجود عدم قطعیت در تقاضای لرزه‌ی باید از یک داده‌ی آماری کامل در شتاب نگاشت های ورودی استفاده کرد تا از عدم یقین به وجود آمده کاسته شود و احتمال به دست آمده به احتمال واقعی شکست سیستم نزدیک تر شود. در واقع هر چه تعداد تحلیل های انجام شده براساس شتاب نگاشت های ورودی بیشتر باشد، منحنی شکست احتمال خرابی دقیق تری را نشان می دهد.

پانویس ها

1. fragility curve
2. performance-based design
3. serviceable
4. repairable
5. near collapse

منابع (References)

1. Inagaki, H., Iai, S., Sugano, T., Yamazaki, H. and Inatomi, T. "Performance of caisson type quay wall at kobe port", Special Issue of Soils and Foundations, pp. 119-136 (1996).
2. Zeng, X. "Seismic response of gravity quay walls, I: Centrifuge modeling", *Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering*, **124**(5), pp. 406-417 (1998).
3. Zeng, X. and Madabhushi, S.P.G. "Seismic response of gravity quay walls, I: Numerical modeling", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **124**(5), pp. 418-427 (1998).
4. Cooke, G. "Ground improvement for liquefaction mitigation at existing highway bridges", Dissertation of Blacksburg, VA (13 July 2000).
5. Ichii, K. "Fragility curves for gravity-type quay walls based on effective stress analyses", *13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, B.C., Canada, pp. 1-6 (August 2004).
6. Dakoulas, P. and Gazetas, G. "Seismic effective-stress analysis of caisson quay walls: Application to Kobe", *Journal of Soils and Foundations*, **45**(4), pp. 133-147 (2005).
7. Pastor, M.O., Zienkiewicz, O. and Chan, C.H. "Generalized plasticity and the modelling of soil behaviour", *International Journal Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, **14**(3), pp. 151-190 (1990).
8. Ung, J.N., Chaudhuri, S.R. and Shinozuka, M. "Probabilistic assessment for seismic risk of port transportation system", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, pp. 147-158 (2007).
9. Dakoulas, P. and Gazetas, G. "Insight into seismic earth and water pressures against caisson quay walls", *Journal of Geotechnique*, **58**(2), pp. 95-111 (2008).
10. Chiou, H.C. and Shang, I.H. "Developing fragility curves for a pile-supported wharf", *Soil Dynamic and Earthquake Engineering*, **31**(5-6), pp. 830-840 (2011).
11. Yang, W. and Reginald, D. "Numerical Fragility analysis of vertical pile-supported wharves in the western united states", *Journal of Earthquake Engineering*, **16**(4), pp. 579-594 (2012).
12. Jafarian, Y. and Miraei, M. "Fragility curves for assessing the seismic vulnerability of gravity quay walls ", *4th ECCOMAS Thematic Conference on Computational*

- Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*, Kos Island, Greece (June 2013).
13. <http://peer.berkeley.edu/smcat/search.html>
 14. Martin, G., Finn, W. and Seed, H.B. "Fundamentals of liquefaction under cyclic loading", *J. Geotech. Div., ASCE*, **101**(5), pp. 423-438 (1975).
 15. Byrne, P.M. "A cyclic shear-volume coupling and pore-pressure model for sand", *In Proceeding: Second International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, **1**(24), pp. 47-55 (1991).
 16. Meyerhof, G.G. "Discussion on sand density by spoon penetration", *JSMFD, ASCE Geotechnical Special Publication*, **85**, pp. 1-29 (1957).
 17. Beaty, M. and Byrne, P.M. "An effective stress model for predicting liquefaction behavior of sand", *Geotechnical Earthquake Engineering And Soil Dynamics III, ASCE, Geotechnical Special Publication*, **75**, pp. 766-777 (1998).
 18. Balkema Publishers, A.A., *Seismic Design Guidelines for Port Structures PIANC*, Swets & Zeitlinger B.Y. Lisse (2001).
 19. Jafarian, Y., Miraei, M., Lashgari, A. and Mahmeli, R. "Assessment of factors affecting on seismic response and caisson quay wall displacement by using of finite difference numerical analysis", *7th National Congress on Civil Engineering Shahid Nikbakht Faculty on Engineering, Zahedan, Iran* (May 2013).