

سازمان برنامه و بودجه کشور

راهنمای طراحی لرزه‌ای موج‌شکن‌های توده سنگی و اسکله‌های وزنی بلوکی

ضابطه شماره: ۸۸۹

ویرایش ۲۸-۰۷-۱۴۰۳

سازمان بنادر و دریانوردی

معاونت فنی، زیربنایی و تولیدی

اداره کل مهندسی سواحل و بنادر

امور نظام فنی و اجرایی

pmodynamics.pmo.ir

nezamfanni.ir



شماره : ۱۴۰۳/۶۰۱۰۵۷	بخشنامه به دستگاه‌های اجرایی، مهندسان مشاور و پیمانکاران
تاریخ : ۱۴۰۳/۱۱/۲۱	

به استناد ماده (۳۴) قانون احکام دائمی برنامه‌های توسعه کشور، ماده (۲۳) قانون برنامه و بودجه و تبصره (۲) ماده (۴) «نظام فنی‌و اجرایی یکپارچه کشور» موضوع مصوبه شماره ۲۵۲۵۴/ت/۵۷۶۹۷ هـ مورخ ۱۴۰۰/۰۳/۰۸ هیئت وزیران، ضابطه پیوست با مشخصات زیر ابلاغ و در «سامانه نظام فنی‌و اجرایی کشور» به نشانی Nezamfanni.ir منتشر می‌شود.

عنوان:	راهنمای طراحی لرزه‌ای موج‌شکن‌های توده سنگی و اسکله‌های وزنی بلوکی
شماره ضابطه:	۸۸۹
نوع ابلاغ:	راهنما
حوزه شمول:	همه قراردادهای جدیدی که از محل وجوه عمومی و یا به صورت مشارکت عمومی-خصوصی منعقد می‌شوند
تاریخ اجرا:	۱۴۰۴/۰۴/۰۱
متولی تهیه، اخذ بازخورد و اصلاح:	دبیرخانه «کارگروه تدوین ضوابط و معیارهای فنی و اجرایی سازه‌های ساحلی و دریایی» مستقر در سازمان بنادر و دریانوردی
مرجع اعلام اصلاحات:	امور نظام فنی‌و اجرایی سازمان برنامه و بودجه کشور

سیدحمید پورمحمدی

اصلاح مدارک فنی

خواننده گرامی:

امور نظام فنی و اجرایی سازمان برنامه و بودجه کشور، با همکاری اداره کل مدیریت مهندسی بنادر و سواحل سازمان بنادر و دریانوردی مبادرت به تهیه این ضابطه کرده و آن را برای استفاده به جامعه مهندسی کشور عرضه نموده است.

نظر به تخصصی بودن موضوع، مسئولیت مطالب تهیه شده، تفسیر و اصلاح آن با مجموعه مرتبط در سازمان بنادر و دریانوردی می باشد که دریافت کننده نظرات و پیشنهادهای اصلاحی در مورد این ضابطه بوده و اصلاحات لازم را امور نظام فنی اجرایی سازمان برنامه و بودجه کشور اعلام خواهد کرد.

با وجود تلاش فراوان، این متون از ایرادهایی نظیر غلطهای مفهومی، فنی، ابهام، ابهام و اشکالات موضوعی نیست. از این رو، از شما خواننده گرامی صمیمانه تقاضا دارد در صورت مشاهده هر گونه ایراد و اشکال فنی، مراتب را منعکس فرمایید. کارشناسان مربوط نظرهای دریافتی را به دقت مطالعه نموده و اقدام مقتضی را معمول خواهند داشت. پیشاپیش از همکاری و دقت نظر جنابعالی قدردانی می شود.

نشانی برای مکاتبه:

تهران، میدان بهارستان، خیابان صفی علی شاه - مرکز تلفن ۳۳۲۷۱ - سازمان برنامه و بودجه کشور، امور نظام فنی و اجرایی

Email: nezamfanni@chmail.ir

web: nezamfanni.ir

سازمان بنادر و دریانوردی

تهران، نشانی: میدان ونک، بزرگراه شهید حقانی، خیابان شهیدی، پلاک ۱، کدپستی: ۱۵۱۸۶۶۳۱۱۱

Email: info@pmo.ir

web: pmodynamics.pmo.ir

پیش‌گفتار

بنادر به‌عنوان زیرساخت‌های کلیدی حمل و نقل بین‌المللی، نقش حیاتی در جابه‌جایی حجم گسترده‌ای از کالاها و مواد هیدروکربوری ایفا می‌کنند. به دلیل مزایای اقتصادی و سهولت انتقال دریایی، این سازه‌ها پشتیبان جریان مداوم تجارت جهانی هستند. جابجایی اکثر کالاهای صادراتی و وارداتی به دلیل ارزان‌تر بودن و سهل‌الوصول بودن سیستم حمل‌ونقل دریایی از طریق بنادر صورت می‌گیرد. اسکله‌ها با فراهم کردن سطوح مناسب برای پهلوگیری شناورها و موج‌شکن‌ها با کاهش نیروی امواج و ایجاد حوضچه آرامش، امکان پهلوگیری، بارگیری و باربرداری ایمن شناورها را تأمین و در حفظ کارآیی زیرساخت‌های بندری نقش موثری ایفا می‌کنند. هرگونه اختلال در عملکرد این سازه‌ها می‌تواند تأثیرات منفی جدی بر امنیت اقتصادی و تجاری بگذارد و کارآیی بنادر را کاهش دهد. بنابراین، طراحی بهینه اسکله‌ها و موج‌شکن‌ها، به‌عنوان سازه‌های اصلی پهلوگیری و بارگیری و محافظت بنادر از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است.

یکی از عواملی که می‌تواند عملکرد و خدمت‌رسانی بندر را تحت تأثیر قرار دهد، وقوع مخاطرات طبیعی مانند زلزله است. ایران به دلیل موقعیت جغرافیایی خاص خود در منطقه‌ای که چندین صفحه تکتونیکی بزرگ به هم می‌رسند، دچار فعالیت لرزه‌ای بالایی است. ایران بر روی مرز دو صفحه تکتونیکی اصلی، یعنی صفحه عربی و صفحه اوراسیا، واقع شده است. این وضعیت منجر به ایجاد تنش‌های زیادی در پوسته زمین و بروز زلزله‌های مکرر می‌شود. سواحل جنوبی ایران، به ویژه در نواحی خلیج فارس و دریای عمان، به دلیل نزدیکی به مرزهای تکتونیکی و فعالیت‌های زمین‌شناسی، لرزه‌خیز هستند. زلزله‌های بزرگ در این نواحی می‌توانند تأثیرات جدی بر زیرساخت‌ها از جمله بنادر داشته باشد. از این‌رو، طراحی مقاوم و تقویت پایداری این سازه‌ها در برابر زلزله امری ضروری است. همچنین، با توجه به زمان‌بر و هزینه‌بر بودن فرآیند احداث و تعمیر این سازه‌ها، حفظ قابلیت بهره‌برداری آن‌ها پس از وقوع زلزله در مناطق لرزه‌خیز مانند سواحل ایران از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. در همین زمینه ضوابط مرتبط زیر، قبلاً تدوین شده است:

شماره ضابطه	عنوان ضابطه
۷۵۲	راهنمای طراحی موج‌شکن‌های توده سنگی و مرکب در برابر سونامی
۷۹۹	طراحی ژئوتکنیکی موج‌شکن‌های توده سنگی روی بسترهای رسی نرم و ملاحظات استفاده از ژئوسینتتیک
۸۵۹	راهنمای بارگذاری و آثار طراحی سازه‌ای در برابر سونامی

راهنمای حاضر نیز، مکمل ضوابط فوق بوده و بر مبنای آخرین یافته‌های علمی، مجموعه‌ای از به‌روزترین روش‌ها، ضوابط و استانداردها را برای تحلیل و طراحی لرزه‌ای موج‌شکن‌های توده‌سنگی و اسکله‌های وزنی بلوکی ارائه می‌کند. جایگزینی روش‌های سنتی طراحی لرزه‌ای با روش‌های نوین می‌تواند ضمن کاهش آسیب‌پذیری لرزه‌ای سازه‌های ساحلی و افزایش قابلیت اطمینان، طول عمر مفید آن‌ها را نیز بهبود بخشد.

سازمان بنادر و دریانوردی کشور تهیه این راهنما را با هماهنگی امور نظام فنی و اجرایی سازمان برنامه و بودجه در دستور کار قرارداد و پس از بررسی براساس نظام فنی اجرایی یکپارچه، موضوع ماده ۳۴ قانون احکام دائمی برنامه‌های توسعه کشور و آیین‌نامه اجرایی آن و ماده ۲۳ قانون برنامه و بودجه، تصویب و ابلاغ گردید.

امید است به‌کارگیری این راهنما در طرح‌های بنادر کشور در ارتقای کیفیت احداث و بهره‌برداری پروژه‌ها و کاربرد بهینه از منابع موجود اثرگذار باشد. انتظار می‌رود با دریافت نظرات مفید تمامی استفاده‌کنندگان از این راهنما اعم از پژوهشگران، طراحان، کارشناسان و مهندسان، بستر لازم برای اصلاحات و بازبینی‌های آتی فراهم شود.

علی‌رغم تلاش، دقت و وقت قابل توجهی که برای تهیه این راهنما صرف شده است، با این حال مصون از وجود اشکالات نیست. بر این اساس، در راستای تکمیل و بهبود این راهنما از مهندسان محترم درخواست می‌شود، موارد اصلاحی را منعکس نمایند. نظرات و پیشنهادهای اصلاحی مورد بررسی قرار می‌گیرند و در صورت نیاز به اصلاح در متن راهنما، با همکاری نمایندگان جامعه فنی کشور و کارشناسان مجرب این حوزه، نسبت به تهیه متن اصلاحی اقدام و از طریق پایگاه اطلاع‌رسانی نظام فنی و اجرایی کشور برای بهره‌برداری عموم اعلام خواهد شد.

به همین منظور و برای تسهیل در پیدا کردن آخرین تغییرات معتبر، در بالای صفحات راهنما، تاریخ تدوین مطالب آن صفحه درج شده است که در صورت هرگونه تغییر در مطالب هر یک از صفحات، تاریخ آن صفحه نیز اصلاح خواهد شد. از این‌رو همواره مطالب صفحات دارای تاریخ جدیدتر، معتبر خواهند بود.

حمید امانی همدانی

معاون فنی، زیربنایی و تولیدی

زمستان ۱۴۰۳

تهیه و کنترل «راهنمای طراحی لرزه‌ای موج‌شکن‌های توده‌سنگی و اسکله‌های وزنی بلوکی»

[نشریه شماره ۸۸۹]

مجری، مؤلف اصلی و مسئول تهیه متن:

بابک ابراهیمیان دکترای مهندسی عمران دانشگاه شهید بهشتی

اعضای گروه تهیه‌کننده:

بابک ابراهیمیان	دکترای مهندسی عمران	دانشگاه شهید بهشتی
علی نورزاد	دکترای مهندسی عمران	دانشگاه شهید بهشتی
امیررضا زرنوشه فراهانی	کارشناسی‌ارشد مهندسی عمران	دانشگاه شهید بهشتی

اعضای گروه نظارت:

مهدی نیکوکار	مدیرکل مهندسی سواحل و بنادر	سازمان بنادر و دریانوردی
شایان کوچکیان صبور	رئیس اداره مهندسی بنادر	سازمان بنادر و دریانوردی
محمدرضا راکبی	کارشناس اداره مهندسی بنادر	سازمان بنادر و دریانوردی
محمدامین شریفیان	کارشناس اداره مهندسی بنادر	سازمان بنادر و دریانوردی
رضا نایی	کارشناس اداره کل مهندسی سواحل و بنادر	سازمان بنادر و دریانوردی
ارسلان پناهی	کارشناس اداره مهندسی سواحل	سازمان بنادر و دریانوردی

اعضای کارگروه ضوابط و معیارهای فنی و اجرایی سازه‌های ساحلی و دریایی کشور:

علی فتحی	معاون مهندسی و توسعه امور زیربنایی	سازمان بنادر و دریانوردی
مهدی نیکوکار	مدیر کل مهندسی سواحل و بنادر	سازمان بنادر و دریانوردی
محمد شاکری‌نیا	معاون اداره کل مهندسی عمران و نظارت بر طرح‌ها	سازمان بنادر و دریانوردی
شایان کوچکیان صبور	رئیس اداره مهندسی بنادر	سازمان بنادر و دریانوردی
فرزانه آقامضانعلی	رئیس گروه امور نظام فنی و اجرایی	سازمان برنامه و بودجه کشور
محمدامیر طبخها	کارشناس امور راه و ترابری و مدیریت عمران شهری و روستایی	سازمان برنامه و بودجه کشور

سازمان برنامه و بودجه کشور

کارشناس امور نظام فنی و اجرایی
مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی
دانشگاه تربیت مدرس
جامعه مهندسان مشاور ایران
انجمن مهندسی دریایی ایران
پژوهشگاه ملی اقیانوس‌شناسی و علوم جوی
پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله

حمیدرضا خاشعی
سیده معصومه صدیقی
مهدی شفیع‌فر
مجید جندقی
محمد دقیق
محمودرضا اکبریور جنت
اکبر واثقی

اعضای گروه هدایت و راهبری (سازمان برنامه و بودجه کشور):

سازمان برنامه و بودجه کشور
سازمان برنامه و بودجه کشور
سازمان برنامه و بودجه کشور

معاون امور نظام فنی و اجرایی
رئیس گروه امور نظام فنی و اجرایی
کارشناس امور راه و ترابری و مدیریت عمران
شهری و روستایی

علیرضا توتونچی
فرزانه آقارمضانعلی
محمدامیر طباخها

فهرست مطالب

فصل اول- مقدمه و معرفی

- ۱-۱- هدف و محدوده راهنمای حاضر..... ۳
- ۱-۱-۱- هدف..... ۳
- ۱-۱-۲- محدوده کاربرد..... ۴
- ۱-۲- معرفی سازه‌های مورد بررسی در راهنما..... ۴
- ۱-۲-۱- اسکله‌های وزنی بلوکی..... ۴
- الف- اسکله بلوکی پشت قائم..... ۵
- ب- اسکله بلوکی پشت پلکانی..... ۵
- ج- اسکله بلوکی پشت شکسته (گوژپشتی)..... ۶
- ۱-۲-۲- موج‌شکن‌های شیب‌دار یا توده سنگی..... ۷
- ۱-۳- یکاها..... ۸
- ۱-۴- ساختار راهنما..... ۸
- ۱-۵- مراجع..... ۸

فصل دوم- تأثیر زلزله بر سازه‌های ساحلی

- ۲-۱- حرکات سنگ بستر..... ۱۳
- ۲-۲- اثرات محلی ساختگاه..... ۱۴
- ۲-۳- روان‌گرایی..... ۱۵
- ۲-۴- سونامی..... ۱۶
- ۲-۵- مثال‌هایی از آسیب لرزه‌ای سازه‌های ساحلی در طی زلزله‌های گذشته..... ۱۷
- ۲-۵-۱- اسکله وزنی بندر کوبه در ژاپن..... ۱۷
- ۲-۵-۲- اسکله وزنی بلوکی بندر والپارایسو در شیلی..... ۱۸
- ۲-۵-۳- موج‌شکن مرکب بندر کوبه در ژاپن..... ۱۹
- ۲-۵-۴- موج‌شکن توده سنگی بندر پاتراس در یونان..... ۱۹

۲-۶-۲- مراجع ۱۹

فصل سوم- بارهای وارده

۳-۱- مقدمه ۲۳

۳-۲- بارهای قائم ۲۳

۳-۲-۱- بارهای استاتیکی ۲۳

۳-۲-۲- بارهای زنده ۲۳

۳-۳- وزن سازه ۲۴

۳-۴- سربار ۲۴

الف- بارهای استاتیکی در شرایط عادی ۲۴

ب- بارهای استاتیکی در طی زلزله ۲۵

۳-۵- بارهای جانبی ۲۶

۳-۶- فشار جانبی خاک ۲۶

۳-۶-۱- فشار جانبی خاک در شرایط بارگذاری استاتیکی ۲۶

الف- خاک‌های ماسه‌ای ۲۶

فشار جانبی محرک و زاویه صفحه گسیختگی نسبت به صفحه افقی ۲۷

فشار جانبی مقاوم و زاویه صفحه گسیختگی نسبت به صفحه افقی ۲۷

ب- خاک‌های چسبنده ۲۹

فشار جانبی محرک ۲۹

فشار جانبی مقاوم ۲۹

۳-۶-۲- فشار جانبی در شرایط بارگذاری لرزه‌ای ۳۰

الف- خاک‌های ماسه‌ای ۳۰

فشار جانبی محرک و زاویه صفحه گسیختگی نسبت به صفحه افقی ۳۰

فشار جانبی مقاوم و زاویه صفحه گسیختگی نسبت به صفحه افقی ۳۰

ب- خاک‌های چسبنده ۳۳

۳۳	فشار جانبی محرک
۳۳	فشار جانبی مقاوم
۳۴	ج- ضریب لرزه‌ای ظاهری
۳۵	۳-۷- فشار آب
۳۵	۳-۷-۱- فشار هیدرواستاتیکی
۳۷	۳-۷-۲- فشار هیدرودینامیکی
۴۰	۳-۸- بار زلزله
۴۰	۳-۸-۱- زلزله سطح ۱
۴۰	۳-۸-۲- زلزله سطح ۲
۴۰	۳-۹- لحاظ کردن اثر روان‌گرایی
۴۰	۳-۹-۱- انتشار اضافه فشار آب منفذی به داخل ناحیه بهسازی شده
۴۱	۳-۹-۲- فشار اعمالی توسط لایه ماسه روان‌گرا
۴۱	۳-۹-۳- از بین رفتن مقاومت برشی در لایه ماسه روان‌گرا
۴۴	۳-۱۰- مراجع

فصل چهارم- روش‌های تحلیل

۴۷	۴-۱- تحلیل لرزه‌ای
۴۷	۴-۱-۱- روش شبه‌استاتیکی
۴۷	الف- اصول روش شبه‌استاتیکی
۴۸	۴-۱-۲- روش شبه‌دینامیکی
۴۸	الف- روش‌های مبتنی بر روش بلوک لغزنده نیومارک برای اسکله‌های بلوکی
۵۲	ب- روش بلوک لغزنده اصلاح شده برای اسکله‌های بلوکی
۵۳	۴-۱-۳- روش دینامیکی
۵۴	الف- روش خطی معادل

۵۴	ب- روش غیرخطی
۵۵	ج- تحلیل مزدوج کامل
۵۶	د- تحلیل شبه مزدوج
۵۷	ه- شبیه سازی عددی
۵۷	۴-۲- آزمون های مدلی
۵۷	۴-۲-۱- آزمون میز لرزه
۵۸	۴-۲-۲- آزمون سانتریفیوژ
۵۹	۴-۳- معرفی نرم افزارهای موجود برای انجام تحلیل های عددی
۵۹	۴-۳-۱- نرم افزار آباکوس
۶۰	۴-۳-۲- نرم افزار فلک
۶۰	۴-۳-۳- نرم افزار پلکسیس
۶۰	۴-۳-۴- نرم افزار میداس
۶۱	۵-۳-۴- نرم افزار دیانا
۶۱	۴-۳-۶- نرم افزار ژئو استودیو
۶۱	۷-۳-۴- نرم افزار زدسویل
۶۲	۴-۳-۸- نرم افزار ژئو فایو
۶۲	۴-۴- مراجع

فصل پنجم- بررسی پایداری موج شکن توده سنگی

۶۵	۵-۱- مقدمه
۶۵	۵-۲- بارهای وارده
۶۵	۵-۳- ارزیابی عملکرد اولیه (تحلیل پایداری شبه استاتیکی شیروانی)
۶۶	۵-۳-۱- روش های تحلیل پایداری شیب
۶۷	۵-۳-۲- روش معمولی قطعات

۶۸۵-۳-۳- روش بیشاپ ساده شده
۶۸۵-۴- ارزیابی عملکرد تحت زلزله‌های سطح ۱ و ۲
۶۹۵-۵- مراجع
فصل ششم- بررسی پایداری اسکله وزنی بلوکی	
۷۳۱-۶- مقدمه
۷۴۶-۲- بارهای وارده
۷۴۶-۳- ضریب لرزه‌ای
۷۴۶-۳-۱- تعیین مقدار تغییرشکل مجاز
۷۶۶-۳-۲- تعیین جرم اسکله
۷۶الف- بررسی لغزش
۷۶ب- بررسی واژگونی
۷۷ج- بررسی ظرفیت باربری
۷۷۶-۳-۳- سربار اسکله
۷۷۶-۳-۴- شناوری
۷۷۶-۳-۵- فشار جانبی خاک
۷۸۶-۳-۶- فشار دینامیکی آب
۷۸۶-۳-۷- کاهش فشار جانبی با بهسازی مصالح خاکریز
۷۸الف- الگوی مثلثی
۷۹ب- الگوی چهارضلعی
۷۹۶-۴- بررسی پایداری
۷۹۶-۴-۱- بررسی پایداری کلی سازه‌ها در حالت استاتیکی تحت وزن سازه
۷۹الف- بررسی گسیختگی لغزشی
۸۰۶-۴-۲- بررسی پایداری کلی سازه‌ها در حالت فشار جانبی استاتیکی و تحت زلزله سطح ۱
۸۰الف- بررسی لغزش اسکله

- ب- بررسی واژگونی اسکله ۸۳
- ج- بررسی ظرفیت باربری شالوده اسکله ۸۴
- د- بررسی نشست اسکله ۸۶
- ۳-۴-۶- بررسی پایداری کلی سازه‌ها تحت زلزله سطح ۲ ۸۶
- الف- ارزیابی عملکرد براساس برآورد تغییرشکل لرزه‌ای به روش عددی ۸۶
- ب- آزمون مدل در میدان گرانشی ۱g ۸۷
- ج- آزمون مدل با استفاده از دستگاه سانتریفیوژ ۸۷
- د- آزمون لرزش میدانی ۸۸
- ۴-۴-۶- ارزیابی عملکرد بلوک‌های سلولی ۸۸
- ۵-۶- مراجع ۸۹

فصل هفتم- طراحی بر مبنای عملکرد

- ۱-۷- مقدمه ۹۳
- ۲-۷- طراحی بر مبنای عملکرد لرزه‌ای ۹۳
- ۳-۷- معیار آسیب ۹۵
- ۱-۳-۷- اسکله بلوکی ۹۵
- ۲-۳-۷- موج‌شکن توده سنگی ۹۶
- ۴-۷- تحلیل لرزه‌ای ۹۷
- ۵-۷- منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای ۹۸
- ۶-۷- مراجع ۱۰۰

فصل هشتم- طراحی بر مبنای قابلیت اطمینان

- ۱-۸- مقدمه ۱۰۵
- ۲-۸- طبقه‌بندی روش طراحی بر مبنای قابلیت اطمینان ۱۰۵
- ۱-۲-۸- سطح ۳ ۱۰۵

۱۰۵	۸-۲-۲- سطح ۲
۱۰۵	۸-۲-۳- سطح ۱
۱۰۶	۸-۳- مفهوم پایه احتمال گسیختگی و سطح ایمنی هدف
۱۰۶	۸-۳-۱- نکاتی در مورد تحلیل قابلیت اطمینان
۱۰۷	۸-۳-۲- مفهوم احتمال گسیختگی به عنوان معیار مطلق پایداری سازه
۱۰۷	۸-۳-۳- روش های اصلی تعیین سطح ایمنی هدف
۱۰۸	۴-۸- اتخاذ طراحی ضریب بار و مقاومت برای روش طراحی مبتنی بر قابلیت اطمینان سطح ۱
۱۰۸	۸-۴-۱- مقدمه
۱۰۸	۲-۴-۸- روش ضریب جزئی
۱۰۸	الف- روش ضریب جزئی با استفاده از طراحی ضریب مصالح
۱۰۹	ب- روش ضریب جزئی با استفاده از طراحی ضریب بار و مقاومت
۱۱۰	۸-۴-۳- مزایا و معایب روش ضریب جزئی با استفاده از طراحی ضریب مصالح
۱۱۱	۸-۴-۴- مزایا و معایب روش ضریب جزئی با استفاده از طراحی ضریب بار و مقاومت
۱۱۱	۵-۴-۸- دلایل اتخاذ روش ضریب جزئی با استفاده از طراحی ضریب بار و مقاومت
۱۱۱	۵-۸- نظریه تحلیل قابلیت اطمینان
۱۱۱	۱-۵-۸- احتمال گسیختگی و شاخص قابلیت اطمینان
۱۱۴	۲-۵-۸- روش محاسبه ضرایب جزئی با روش ارزش طراحی
۱۱۶	۳-۵-۸- نظریه محاسبه ساده ضرایب جزئی
۱۱۷	۶-۸- شبیه سازی مونت کارلو (MCS) به عنوان ابزاری برای تحلیل قابلیت اطمینان
۱۱۷	۱-۶-۸- مزایای استفاده از MCS
۱۱۸	۲-۶-۸- تعیین ضرایب جزئی توسط MCS
۱۱۹	۳-۶-۸- زمان آزمایشی MCS
۱۱۹	۴-۶-۸- نکات تکمیلی
۱۱۹	۸-۷- مراجع

فصل نهم- مثال‌های طراحی

- ۹-۱- اسکله بلوکی ۱۲۳
- ۹-۱-۱- هندسه اسکله ۱۲۳
- ۹-۱-۲- محاسبه ضریب لرزه‌ای ۱۲۴
- ۹-۱-۳- بررسی گسیختگی لغزشی در حالت استاتیکی ۱۲۴
- ۹-۱-۴- بررسی گسیختگی لغزشی تحت زلزله سطح ۱ ۱۲۵
- ۹-۱-۵- بررسی واژگونی اسکله تحت زلزله سطح ۱ ۱۲۶
- ۹-۲- موج‌شکن توده سنگی ۱۲۷
- ۹-۳- بررسی عملکرد لرزه‌ای موج‌شکن توده سنگی و اسکله بلوکی با انجام تحلیل دینامیکی ۱۲۹
- ۹-۳-۱- روند مدل‌سازی ۱۲۹
- ۹-۳-۲- مدل‌های رفتاری مورد استفاده ۱۳۰
- ۹-۳-۳- موج‌شکن توده سنگی ۱۳۲
- ۹-۳-۳- اسکله بلوکی ۱۳۴
- واژه‌نامه ۱۳۹

فصل اول

مقدمه و معرفی

۱-۱- هدف و محدوده راهنمای حاضر

۱-۱-۱- هدف

راهنمای حاضر که بر مبنای آئین‌نامه‌ها، توصیه‌نامه‌ها و دستورالعمل‌های فنی بین‌المللی معتبر در حوزه طراحی لرزه‌ای اسکله‌ها و سامانه‌های محافظت از اسکله‌ها تهیه شده است، از این پس با عنوان «راهنمای فنی» مورد اشاره قرار می‌گیرد. هدف از تهیه راهنمای فنی حاضر، فراهم آوردن مرجعی برای تحلیل و طراحی لرزه‌ای موج‌شکن‌های توده سنگی و اسکله‌های وزنی بلوکی بر مبنای به‌روزترین روش‌ها و ضوابط فنی موجود و همچنین کاهش آسیب‌پذیری تجهیزات و تأسیسات پهلوگیری شناورها در طی وقوع زلزله است. بر این مبناء، آئین‌نامه‌ها و دستورالعمل‌های فنی دریایی بین‌المللی و داخلی ارائه شده در جدول (۱-۱) بررسی و بخش‌های مرتبط با راهنمای حاضر در تهیه این سند، به‌طور مستقیم و غیرمستقیم به‌کار گرفته می‌شوند. علاوه بر این مستندات، از مطالب مرتبط کتاب‌ها و مقالات معتبر جدید موجود در ادبیات فنی برای تکمیل مفاهیم ارائه شده و انسجام بیش‌تر راهنمای فنی حاضر استفاده می‌شوند.

جدول ۱-۱- آئین‌نامه‌ها و دستورالعمل‌های بین‌المللی و داخلی مورد استفاده در تهیه راهنمای حاضر.

سال انتشار	مرجع پیشنهاد دهنده	عنوان
۲۰۲۰	موسسه توسعه مناطق ساحلی فرامرزی ژاپن ^۱	استانداردهای فنی و تفسیرها برای تجهیزات و تأسیسات بندری و لنگرگاهی در ژاپن ^۱
۲۰۰۱	انجمن جهانی زیرساخت‌های حمل و نقل آبی ^۲	دستورالعمل‌های طراحی لرزه‌ای سازه‌های بندری ^۲
۲۰۱۰	مؤسسه استانداردهای بریتانیا ^۳	آئین‌نامه بریتانیا برای طراحی دیوارهای ساحلی، اسکله‌ها و دلفین‌ها ^۳ (BS 6349-2-2010)
۱۹۹۱	مؤسسه استانداردهای بریتانیا	راهنمای طراحی و ساخت موج‌شکن‌ها ^۴ (BS 6349-7-1991)
۲۰۱۴	جامعه مهندسان عمران ایالات متحده ^۵	طراحی لرزه‌ای باراندازها و اسکله‌ها ^۵ (ASCE/COPRI 61-14)
۲۰۱۲	انجمن تحقیقات و اطلاعات صنعت ساخت ^۶	دست‌نامه سنگ: استفاده از سنگ در مهندسی هیدرولیک (ویرایش ۲) ^۶

^۱ Technical Standards and Commentaries for Port and Harbour Facilities in Japan

^۲ Overseas Coastal Area Development Institute of Japan (OCDI)

^۳ Seismic Design Guidelines for Port Structures

^۴ World Association for Waterborne Transport Infrastructure (PIANC)

^۵ BS 6349-2-2010 - Code of Practice for the Design of Quay Walls, Jetties and Dolphins

^۶ British Standards Institution (BSI)

^۷ BS 6349-7-1991 - Guide to the Design and Construction of Breakwaters

^۸ Seismic Design of Piers and Wharves (ASCE/COPRI 61-14)

^۹ American Society of Civil Engineers (ASCE)

^{۱۰} The rock manual the use of rock in hydraulic engineering (2nd edition)

^{۱۱} Construction Industry Research and Information Association (CIRIA)

جدول ۱-۱- آئین‌نامه‌ها و دستورالعمل‌های بین‌المللی و داخلی مورد استفاده در تهیه راهنمای حاضر.

عنوان	مرجع پیشنهاد دهنده	سال انتشار
توصیه‌های کمیته سازه‌های ساحلی و آبراه‌ها ^۱	کمیته سازه‌های ساحلی انجمن فناوری بندری آلمان و انجمن ژئوتکنیک آلمان ^۲	۲۰۱۵
نشریه شماره ۶۲۹: راهنمای طراحی و اجرای سازه‌های حفاظت سواحل	معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رییس جمهور	۱۳۹۲
نشریه ۶۳۶: دستورالعمل طراحی سازه‌های ساحلی - بخش هفتم - تجهیزات محافظت بندر	معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رییس جمهور	۱۳۹۲
راهنمای طراحی لرزه‌ای اسکله‌ها	وزارت راه و ترابری - پژوهشکده حمل و نقل	۱۳۸۸
نشریه ۵-۳۰۰: آیین‌نامه طراحی بندر و سازه‌های دریایی ایران - موج‌شکن‌ها و سازه‌های حفاظتی	سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور	۱۳۸۵

طراحی لرزه‌ای سازه‌های ساحلی شامل موج‌شکن‌های توده سنگی و اسکله‌های وزنی بلوکی که موضوع این راهنمای فنی هستند، عمدتاً به معنای ارزیابی عملکرد لرزه‌ای موج‌شکن‌های توده سنگی و اسکله‌های بلوکی با استفاده از روش‌های تحلیل و طراحی مناسب هستند به نحوی که بتوان از حفظ پایداری این سازه‌ها در شرایط لرزه‌ای اطمینان حاصل نمود و ضوابط و معیارهای آئین‌نامه‌ای مربوطه ارضا شوند.

۲-۱-۱- محدوده کاربرد

راهنمای فنی حاضر برای تحلیل و طراحی لرزه‌ای موج‌شکن‌های توده سنگی و اسکله‌های وزنی بلوکی تهیه و تدوین می‌شود. ولی به واسطه تشابه روند تحلیل و طراحی سازه‌های ساحلی، از برخی ضوابط و روش‌های پیشنهادی در این راهنما، هم‌چنین می‌توان برای سایر سیستم‌های اسکله وزنی و سایر انواع موج‌شکن‌ها استفاده نمود.

۲-۱- معرفی سازه‌های مورد بررسی در راهنما

۱-۲-۱- اسکله‌های وزنی بلوکی

اسکله‌های بلوکی احتمالاً قدیمی‌ترین سازه‌های نگهدارنده وزنی هستند [۱ و ۲]. این اسکله‌ها از بر روی هم چیده شدن بلوک‌های بتنی غیرمسلح پیش‌ساخته یا سنگی ساخته می‌شوند. بلوک‌ها می‌توانند به صورت توپیر یا مجوف باشند. در صورت مجوف بودن بلوک‌ها، داخل آن‌ها را می‌توان با مصالح خاکی مناسب پر کرد. به منظور کاهش نشست‌ها و بهبود توزیع تنش قائم در زیر اسکله، معمولاً یک شالوده سنگریزه‌ای در زیر بلوک تحتانی اجراء می‌شود. پایداری بلوک‌ها به واسطه کلیدهای

^۱ Recommendations of the Committee for Waterfront Structures, Harbours and Waterways: EAU 2012

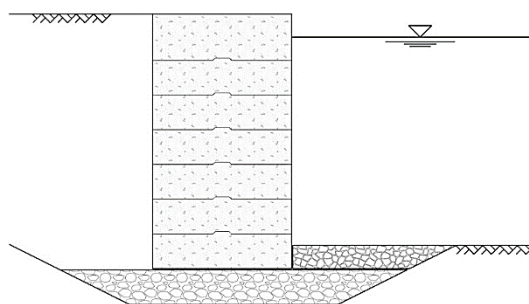
^۲ The Committee for Waterfront Structures of the German Port Technology Association and the German Geotechnical Society

برشی و ساز و کار اصطکاکی میان آن‌ها و پایداری کلی سیستم از طریق وزن اسکله و اصطکاک میان اسکله و شالوده سنگریزه‌ای زیر آن تامین می‌شوند. این اسکله‌ها در سه نوع پشت قائم، پشت پلکانی و پشت شکسته مورد استفاده قرار می‌گیرند.

مهم‌ترین مزیت اسکله‌های بلوکی، صرفه اقتصادی آن‌ها به علت غیرمسلح بودن بلوک‌ها (به جزء بلوک تحتانی) است. همچنین به واسطه پیش‌ساخته بودن بلوک‌ها، کیفیت ساخت اسکله و دوام آن در برابر عوامل خوردنده بالا است. اما وزن بالای بلوک‌ها موجب می‌شود که استفاده از آن‌ها در بسترهای دانه‌ای سست و خاک‌های چسبنده مستلزم بهسازی مصالح ژئوتکنیکی بستر باشد. اسکله بندر پتروشیمی پارس در منطقه عسلویه، اسکله بندر شهید بهشتی چابهار و چند اسکله در بندر تجاری کیش نمونه‌هایی از اجرای این نوع اسکله‌ها در ایران هستند. اسکله بندر جبل‌علی در امارات متحد عربی و اسکله بندر صحار در عمان نیز نمونه‌هایی از این سیستم در سایر کشورهای منطقه هستند.

الف- اسکله بلوکی پشت قائم

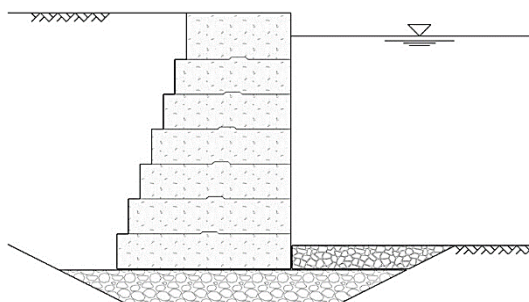
در این اسکله‌ها، بلوک‌ها که دارای طول یکسانی هستند، بر روی یکدیگر چیده می‌شوند و اسکله پشت قائم مطابق شکل (۱-۱) را تشکیل می‌دهند. این نوع اسکله‌ها که نخستین نوع از اسکله‌های بلوکی محسوب می‌شوند، فاقد راهکاری برای کاهش فشار جانبی خاک وارد بر اسکله و تقلیل نیروی اینرسی لرزه‌ای وارد بر آن هستند و نیروی افقی وارد بر آن‌ها مشابه با دیگر اسکله‌های پشت قائم است.



شکل ۱-۱- اسکله وزنی بلوکی پشت قائم.

ب- اسکله بلوکی پشت پلکانی

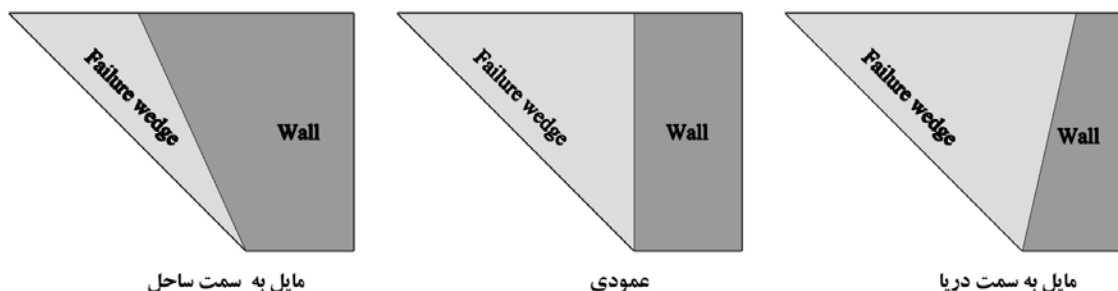
در این اسکله‌ها، طول بلوک‌ها از بستر به سمت بالا کاهش می‌یابند و شکل پشت اسکله مطابق شکل (۲-۱) به صورت مایل به سمت دریا است. این چیدمان بلوک‌ها موجب متمایل شدن مرکز جرم اسکله به سمت پایین اسکله و مشارکت وزن مصالح خاکی قرار گرفته بر پشت اسکله در تامین پایداری می‌شود. اما در عین حال فشار جانبی وارد بر اسکله افزایش می‌یابد و مرکز جرم اسکله به سمت دریا متمایل می‌شود. از این رو، این تغییر هندسه از پشت قائم به پلکانی مایل به سمت دریا تأثیر چندانی مثبتی بر عملکرد لرزه‌ای اسکله ندارد و حتی در برخی موارد عملکرد اسکله پشت قائم مطلوب‌تر از پشت پلکانی است.



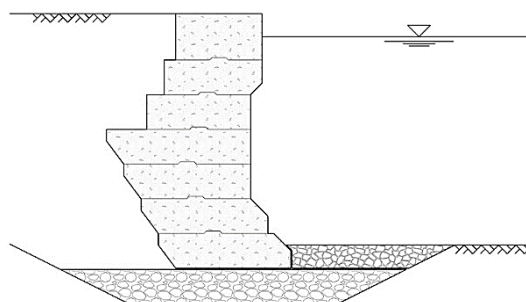
شکل ۱-۲- اسکله وزنی بلوکی پشت پلکانی.

ج- اسکله بلوکی پشت شکسته (گوژپستی)

با توجه به شکل (۱-۳)، گوه گسیختگی تشکیل شده در پشت اسکله مایل به سمت خشکی و در نتیجه فشار جانبی خاک وارد بر آن کوچک‌تر از یک اسکله پشت عمودی است [۳]. به‌طور مشابه، گوه گسیختگی و فشار جانبی برای یک اسکله مایل به سمت دریا بزرگ‌تر از اسکله پشت قائم است. با این حال، در مقایسه با اسکله قائم، اسکله مایل به سمت خشکی بسیار گران‌تر خواهد بود، زیرا برای ساخت آن به مقادیر قابل توجهی مصالح سازه‌ای نیاز است و ممکن است مشکلات ظرفیت باربری خاک به سبب وزن سنگین اسکله به وجود آید. همچنین، به واسطه حجم بزرگ‌تر و وزن بیش‌تر این اسکله، نیروی اینرسی وارد بر آن در طی زلزله بزرگ‌تر خواهد بود [۴]. یک راه‌حل برای رفع این محدودیت و استفاده از فشار جانبی کاهش یافته خاک در اسکله مایل به سمت ساحل، استفاده از یک اسکله پشت شکسته است [۵]. در یک اسکله پشت شکسته مطابق شکل (۱-۴)، به واسطه شکل مایل به سمت خشکی اسکله، افزایش فشارهای جانبی خاک در بخش پائین اسکله که مقادیر فشار جانبی وارد بر اسکله بزرگ می‌شوند، کاهش می‌یابد، در حالی که به سبب تمایل شکل پشت اسکله به سمت دریا در بخش بالای اسکله که فشار جانبی کوچک‌تر است، هزینه، وزن و حجم مصالح اسکله کاهش می‌یابند [۶]. همچنین به موجب جابجایی مرکز جرم اسکله بلوکی پشت شکسته به سمت خاکریز، پایداری این نوع اسکله در برابر واژگونی در مقایسه با یک اسکله پشت قائم متناظر، افزایش می‌یابد. این رویکرد کاهش فشار جانبی که کوچک‌سازی گوه گسیختگی خاک پشت اسکله را نیز به همراه دارد، سبب بهبود رفتار لرزه‌ای و افزایش بازده اسکله بلوکی پشت شکسته می‌شود.



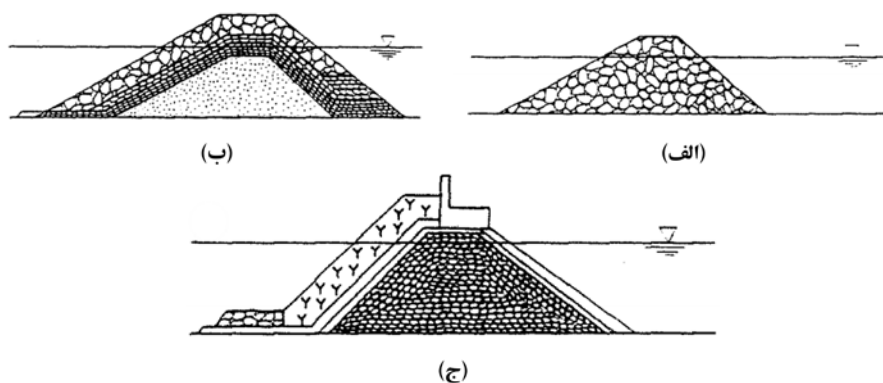
شکل ۱-۳- انواع شکل پشت اسکله وزنی بلوکی و گوه گسیختگی پشت آن‌ها.



شکل ۱-۴- اسکله وزنی بلوکی پشت شکسته.

۱-۲-۲- موج شکن‌های شیب‌دار یا توده سنگی

موج شکن‌های شیب‌دار یا توده سنگی مطابق شکل (۱-۵) شامل یک بخش توده سنگی هستند. در عمده این موج شکن‌ها، استقرار سنگ‌ها به صورت تصادفی و نامنظم است (شکل (۱-۵-الف)) [۷ و ۸]. برای افزایش پایداری، کاهش انتقال موج و نیز کاهش هزینه مصالح، از موج شکن توده سنگی چند لایه با هسته سنگی مطابق شکل (۱-۵-ب) استفاده می‌شود [۹]. پایداری لایه حفاظتی موسوم به «آرمور^۱» با استفاده از بلوک‌های بتنی شکل دار افزایش می‌یابد، در حالی که انتشار موج را نیز می‌توان با استفاده از سازه فوقانی موسوم به دیواره موج کاهش داد. این دیواره می‌تواند به‌عنوان راه دسترسی به موج شکن نیز استفاده شود (شکل (۱-۵-ج)).



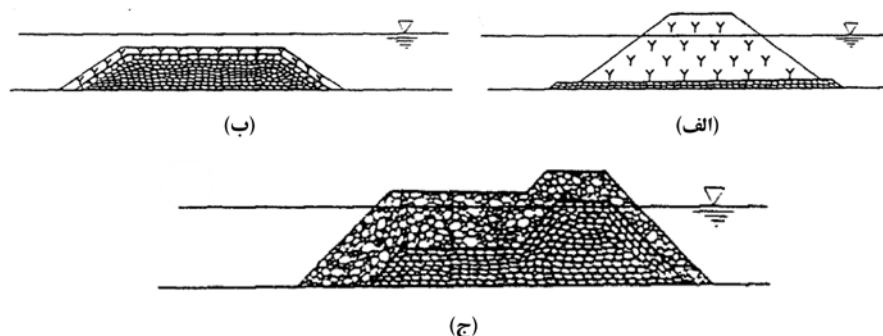
شکل ۱-۵- انواع موج شکن شیب‌دار: (الف) موج شکن با استقرار تصادفی سنگ‌ها، (ب) موج شکن با هسته سنگی و (ج) موج شکن با آرمور و دیواره موج.

موج شکن‌هایی که تنها از بلوک‌های بتنی تشکیل می‌شوند نیز احداث می‌شوند، به‌ویژه برای استفاده به‌عنوان موج شکن منفصل حفاظت ساحلی (شکل (۱-۶-الف)). علی‌رغم ناچیز بودن کاهش انتشار موج در این نوع از موج شکن‌ها، به‌واسطه ساخت آسان و نفوذپذیری نسبتاً بالای بدنه آن‌ها، از این نوع موج شکن‌ها استفاده می‌شود. اخیراً، موج شکن‌های مستغرق^۲ مطابق شکل (۱-۶-ب) که زیبایی بصری و چشم‌انداز دریا را مختل نمی‌سازند نیز برای حفاظت دریایی احداث می‌شوند.

^۱ Armor

^۲ Reef breakwaters or submerged breakwaters

در موج‌شکن‌های شکل‌پذیر^۱ مفهوم اصلی برقراری تعادل میان شیب توده سنگ و عملکرد موج است. در این موج‌شکن‌ها، با به‌کارگیری شیب نهایی توده سنگ مطابق شکل (۱-۶-ج)، آن‌ها را در برابر نیروی امواج تثبیت می‌نمایند. این موج‌شکن دارای سکویی بزرگ در جلو است، که نهایتاً تحت اثر نیروی امواج تغییر شکل خواهد داد. از این‌رو، موج‌شکن سکویی^۲ یا پایدار دینامیکی خوانده می‌شود.



شکل ۱-۶- موج‌شکن‌های: (الف) ساخته شده از بلوک‌های بتنی، (ب) مستغرق و (ج) سکویی.

۱-۳- یکاها

کلیه یکاهای مورد استفاده در راهنمای حاضر و تمامی روابط و مقادیر ارائه شده در راهنما بر اساس دستگاه بین‌المللی یکاها (SI) هستند. در صورت استفاده از یکایی خارج از این سیستم، یکای مربوطه قید شده است.

۱-۴- ساختار راهنما

راهنمای فنی حاضر در نه فصل تهیه و تدوین شده است. در فصل اول، سازه‌های مورد بحث در راهنمای فنی حاضر معرفی و همچنین محدوده و هدف راهنما تبیین می‌شوند. در فصل دوم، تأثیر زلزله بر سازه‌های ساحلی بررسی می‌شود. در فصل سوم، بارهای وارد بر سازه‌های مورد بررسی در شرایط مختلف بارگذاری ارائه می‌شوند. فصل چهارم به ارائه روش‌های تحلیل سازه‌های مورد بحث می‌پردازد. در فصل‌های پنجم و ششم، روابط طراحی مربوط به موج‌شکن‌های توده سنگی و اسکله‌های بلوکی ارائه می‌شوند. در فصول هفتم و هشتم، اصول طراحی بر مبنای عملکرد و طراحی بر مبنای قابلیت اطمینان بحث می‌شوند. در نهایت در فصل نهم، مثال‌هایی از طراحی لرزه‌ای موج‌شکن‌های توده سنگی و اسکله‌های بلوکی ارائه می‌شوند.

¹ Reshaping breakwaters

² Berm breakwater

۵-۱- مراجع

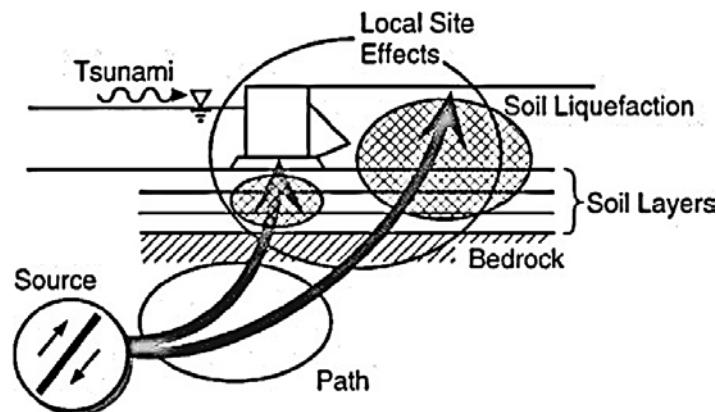
- [۱] ابراهیمیان، ب.، و زرنوشه فراهانی، ا.، (۱۴۰۳). بهینه‌سازی هندسه اسکله‌های وزنی بلوکی گوزپشتی با استفاده از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی و روش یادگیری ماشین نظارت شده. *مجله مهندسی عمران شریف*: -. doi: 10.24200/j30.2023.61126.3150
- [2] Pasquali, R., Lai, C. G., & Corigliano, M., (2009), Some issues in seismic analysis and design of blockwork wharves. *Journal of Earthquake Engineering* 14(1), pp. 102-130.
- [3] Farahani, A. Z., Ebrahimian, B., & Noorzad, A. (2018), Considering the geometry effect on the seismic behavior of block type gravity quay walls. In *Proceeding of 3rd Iranian Conference on Geotechnical Engineering*, Tehran, Iran.
- [4] Sadrekarimi, A., (2011), Seismic displacement of broken-back gravity quay walls. *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering* 137(2). pp. 75-84.
- [5] Sadrekarimi, A., Ghalandarzadeh, A., and Sadrekarimi, J. (2008), Static and dynamic behavior of hunchbacked gravity quay walls. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 28(2), pp. 99-117.
- [6] Ebrahimian, B., & Farahani, A. R. Z. (2023), Mitigation of deformations of a hunchbacked block-type gravity quay wall subjected to dynamic loading through optimizing its back-face configuration. In *Seismic Evaluation, Damage, and Mitigation in Structures*. Woodhead Publishing. pp. 365-380
- [7] Ebrahimian, B., & Panahi, A. H. (2019), Numerical investigation of seismic behavior of rubble mound breakwaters rested on liquefiable seabed foundations. In *Proceeding of 4th Iranian National Conference on Geotechnical Engineering, Tehran, Iran*.
- [8] Najma, A., and Ghalandarzadeh, A. (2019), Experimental study on the seismic behavior of composite breakwaters located on liquefiable seabed. *Ocean Engineering*, 186, pp. 106127.
- [9] Ebrahimian, B., and Panahi, A. H. (2019), Numerical evaluation of seismic behavior of rubblemound breakwaters rested on a liquefiable seabed soil layer. In *Proceeding of 8th International Conferences of Seismology and Earthquake Engineering (SEE8), Tehran, Iran*.

فصل دوم

تأثیر زلزله بر سازه‌های ساحلی

۱-۲- حرکت سنگ بستر

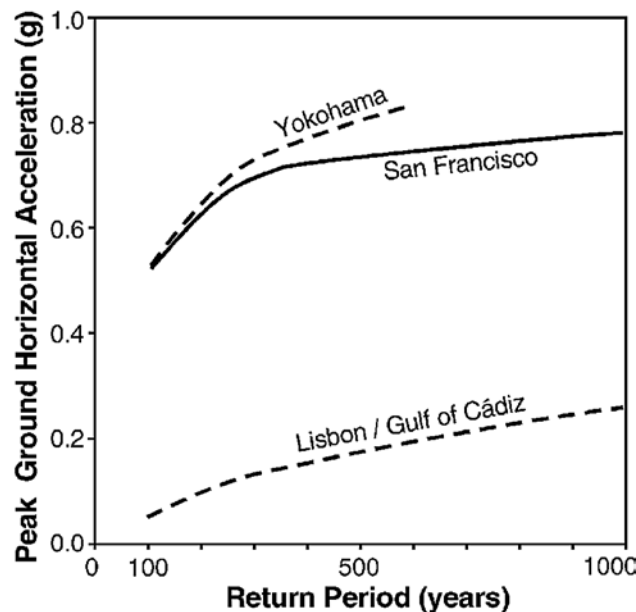
در این فصل، به تشریح موضوعات بنیادی مربوط به اثرات بارگذاری لرزه‌ای بر روی سازه‌های ساحلی پرداخته می‌شود. مطابق با شکل (۱-۲)، امواج لرزه‌ای در امتداد گسل پوسته زمین ایجاد می‌شوند و در داخل سنگ‌های پوسته فوقانی انتشار می‌یابند تا به سطح سنگ بستر ساختمان مورد نظر می‌رسند. در ادامه، امواج درون نهشته‌های خاک محل منتشر می‌شوند و با رسیدن به سطح زمین، سازه‌ها را تحت تأثیر قرار می‌دهند. بسته به شدت ارتعاش و شرایط خاک، روان‌گرایی خاک‌های نزدیک سطح زمین و گسیختگی‌های احتمالی مرتبط با آن می‌تواند تأثیر قابل توجهی بر سازه‌های ساحلی بگذارد. اگر حرکات لرزه‌ای ناشی از گسیختگی یک گسل در فراساحل موجب جابجایی قائم شود، وقوع سونامی محتمل خواهد بود. جنبه‌های مهندسی این پدیده‌ها مجموعاً در ارزیابی اثرات لرزه‌ای بر سازه‌های بندری مهم هستند.



شکل ۱-۲- نمایش شماتیک انتشار امواج از محل گسل تا سطح زمین و اثرات محلی ساختمان.

یکی از پارامترهای کلیدی در طراحی‌های مهندسی در کارهای عملی، شدت زمین لرزه در سنگ بستر است، که بر اساس بیشینه شتاب افقی زمین (PGA) یا در برخی موارد بیشینه سرعت زمین (PGV) تعریف می‌شود. این پارامتر به صورت مستقیم یا با مقیاس کردن مشخصه‌های مرتبط با زمین لرزه، شامل طیف پاسخ یا تاریخچه زمانی، استفاده می‌شود. در تحلیل خطر لرزه‌ای احتمالاتی^۱ (PSHA)، سطح زمین لرزه در سنگ بستر به‌عنوان تابعی از دوره بازگشت یا احتمال فراگذشت از یک مدت زمان مواجهه معین تعریف می‌شود. یک نمونه در شکل (۲-۲) نشان داده شده است، که در آن PGAهای سنگ بستر براساس داده‌های زمین‌شناسی، زمین‌ساختی و تاریخچه فعالیت لرزه‌ای موجود برای منطقه به‌دست آمده‌اند. شایان توجه است، نتایج تحلیل خطر لرزه‌ای، مانند شکل (۲-۲)، به میزان آگاهی در خصوص شرایط زمین‌ساختی منطقه، کیفیت بانک اطلاعاتی زلزله و روش‌های احتمالاتی مورد استفاده بستگی دارد. از این‌رو، مطالعات خطر لرزه‌ای معمولاً براساس جدیدترین تحقیقات به‌روز می‌شوند. زمین لرزه سنگ بستر برای یک دوره بازگشت معین و یک ناحیه مشخص اغلب در آئین‌نامه‌ها و استانداردها مشخص می‌شود.

^۱ Probabilistic seismic hazard analysis



شکل ۲-۲- بیشینه شتاب افقی در سنگ بستر در دوره بازگشت‌های مختلف.

۲-۲- اثرات محلی ساختگاه

ممکن است نهشته‌های خاک در یک ساختگاه خاص، زمین لرزه سنگ بستر را به‌طور قابل توجهی دگرگون نمایند و دامنه، محتوای فرکانس و مدت زمان آن را تغییر دهند. این مسئله به‌علت مشخصات پاسخ دینامیکی خاک‌ها است که به آن « اثرات محلی ساختگاه » گفته می‌شود. اثرات محلی ساختگاه به خواص خاک زیرین و چینه‌شناسی و همچنین مشخصات شدت و فرکانس زمین لرزه سنگ بستر بستگی دارد.

با انتشار امواج زلزله به‌سمت سطح زمین، کاهش مقاومت و سختی نهشته‌های خاک موجب تشدید امواج می‌شود. لایه‌های نرم خاک بسته به عمق و ویژگی‌هایشان قادرند فرکانس‌های خاصی از زلزله را به‌شدت تقویت کنند. برای خاک‌های بسیار نرم، ارتعاشات ضعیف می‌شوند و در جایی که تنش‌های برشی چرخه‌ای اعمالی، به مقاومت نهشته‌ها نزدیک می‌شوند، کرنش‌های بزرگی ایجاد می‌شود. تحلیل پاسخ ساختگاه باید متناسب با سطوح کرنش خاک باشد.

در کارهای عملی، اثرات محلی ساختگاه با استفاده از ضرایب تشدید توصیه شده برای ساختگاه براساس تحلیل آماری داده‌های موجود یا تحلیل پاسخ ویژه ساختگاه ارزیابی می‌شود [۱ و ۲]. ضرایب تشدید ساختگاه اغلب در آئین‌نامه‌ها و استانداردها مشخص می‌شوند و برای مقیاس PGA یا PGV سنگ بستر به‌منظور به‌دست آوردن مقادیر متناظر در سطح زمین یا مقیاس طیف پاسخ سنگ بستر برای تعریف طیف پاسخ سطح زمین استفاده می‌شوند. تحلیل پاسخ ساختگاه برای خاک زیرین با لایه‌بندی افقی عموماً با استفاده از یک مدل تک‌بعدی و به‌منظور به‌دست آوردن تاریخچه زمانی زمین لرزه در سطح زمین انجام می‌شود. رفتار غیرخطی خاک اغلب از طریق مدل خطی معادل ایده‌آل می‌شود. در این مدل، پارامترهای وابسته به کرنش مصالح، نظیر مدول برشی و نسبت میرایی، برای ایده‌آل کردن پاسخ غیرخطی و اتلاف انرژی اعمال شده توسط زلزله طرح تعریف می‌شوند.

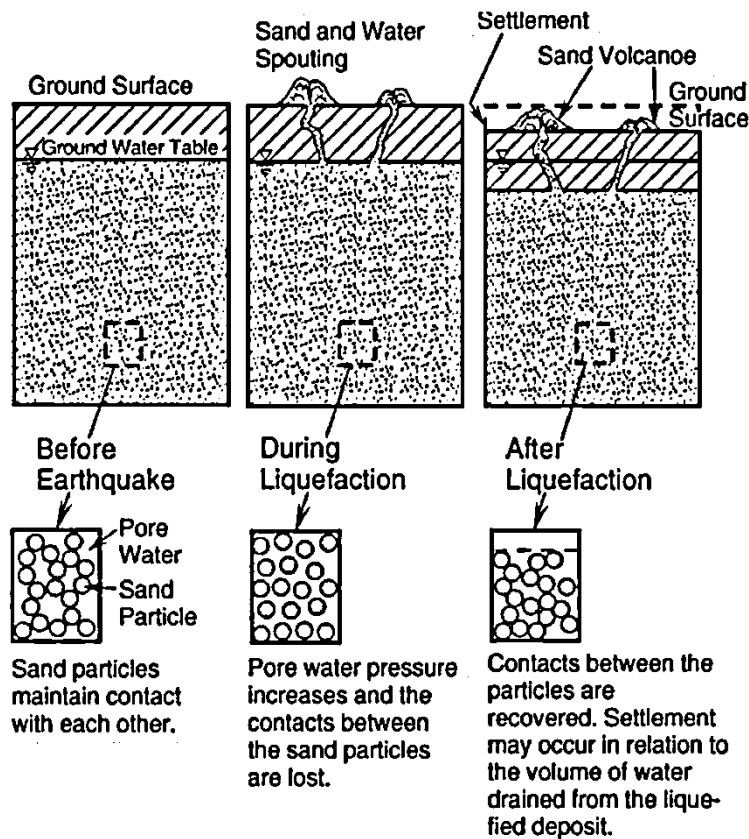
۳-۲- روان‌گرایی

از آنجایی که ارتعاشات زلزله موجب جلو و عقب رفتن سریع نهشته‌های اشباع خاک و ایجاد برش در آن‌ها می‌شوند، فشار آب در منافذ خاک شروع به افزایش می‌کند. در خاک‌های غیرچسبنده سست اشباع، فشار آب منفذی می‌تواند به سرعت افزایش یابد و به حدی برسد که ذرات برای مدت کوتاهی از هم جدا شوند و سختی خاک به طور موقت، کاملاً از میان برود. این حالت که به صورت نموداری در شکل (۲-۳) نشان داده شده است، روان‌گرایی خاک نامیده می‌شود. استحکام خاک در نتیجه اصطکاک و همبندی میان ذرات خاک به وجود می‌آید. در هر عمق از زمین، پیش از زلزله، بخشی از وزن خاک و دیگر بارهای اعمالی، توسط نیروی بین ذرات خاک و بخش دیگر توسط آب منفذی حمل می‌شود. هنگامی که به خاک سست ارتعاش وارد می‌شود، سعی می‌نماید متراکم یا فشرده شود. حضور آب از تراکم آنی خاک جلوگیری می‌کند و جهت فراهم شدن امکان تراکم، لازم است آب منفذی زهکشی شود. در نتیجه، وزن بالا به طور فزاینده به آب منفذی منتقل می‌شود و نیروهای بین ذرات خاک کاهش می‌یابند. سرانجام، فشار آب منفذی به حدی می‌رسد که فوران آب از داخل لایه‌های بالایی عبور می‌کند و کل وزن مصالح بالایی به آب منفذی منتقل می‌شود. در این شرایط، خاک روان‌گرا شده مانند یک سیال سنگین رفتار می‌کند و جابجایی‌های بزرگی در زمین قابل وقوع است. این شرایط روان‌گرایی تا زمانی که فشارهای آب منفذی که مقادیر بالایی دارند، زهکشی شوند و تماس بین ذرات برقرار شود، ادامه می‌یابد. در نتیجه این فرآیند، برخی از لایه‌های زمین متراکم می‌شوند و نشست‌هایی در زمین مشاهده می‌شود. دیگر لایه‌ها در شرایط بسیار سست باقی می‌مانند و در زلزله‌های آینده مجدداً مستعد روان‌گرایی خواهند بود.

پتانسیل روان‌گرایی ناشی از زلزله به مقاومت خاک در برابر ایجاد اضافه فشار آب منفذی و بزرگی و مدت تنش‌ها/ کرنش‌های برشی چرخه‌ای که خاک تحت آن‌ها قرار می‌گیرد، مرتبط است. مقاومت چرخه‌ای خاک غیرچسبنده در درجه اول تابعی از چگالی، نفوذپذیری و تنش‌های موثر همه‌جانبه وارد بر مصالح است. با توجه به تأثیر این عوامل بر نتایج آزمون‌های درجا نظیر آزمون نفوذ استاندارد (SPT)، نفوذ مخروط (CPT) و سرعت موج برشی (V_s)، از این کاوش‌های ژئوتکنیکی برای مشخص کردن مقاومت چرخه‌ای خاک استفاده می‌شود. از آزمون‌های آزمایشگاهی، که شامل بارگذاری چرخه‌ای زهکشی نشده بر روی نمونه‌های با کیفیت بالا هستند نیز برای تعیین مقاومت روان‌گرایی خاک استفاده می‌شود. به منظور ارزیابی مناسب استعداد روان‌گرایی خاک، باید مقاومت چرخه‌ای مصالح و اثر لرزه‌ای وارد بر خاک در سطح زلزله طرح تعیین شوند. اثر لرزه‌ای بر حسب شدت و مدت حرکات زلزله ارائه می‌شود. این اطلاعات از تحلیل پاسخ ساختگاه که پیش‌تر مورد بحث قرار گرفت، به دست می‌آید. در پیشرفته‌ترین تحلیل‌های روان‌گرایی خاک، اثرات آن از طریق فرمول‌بندی تنش مؤثر مسئله، در ترکیب با مدل‌های تولید و ائتلاف فشار منفذی در داخل یک مدل محاسباتی اجزاء محدود یا تفاضل محدود در نظر گرفته می‌شود.

از آنجایی که فشارهای منفذی دینامیکی ناشی از زلزله منجر به ایجاد گرادیان‌های هیدرولیکی در داخل توده خاک می‌شوند، حائز اهمیت هستند. در نتیجه گرادیان هیدرولیکی، آب منفذی شروع به جابجایی کرده و به سرعت به سطوح

زهکشی آزاد منتقل می‌شود. این جنبه از روان‌گرایی، علت شواهد روان‌گرایی در سطح زمین، نظیر جوشش ماسه^۱ (شکل ۲-۴)، چشمه‌های آب^۲ و انکسارهای دریچه^۳ است. سایر پدیده‌های مرتبط با روان‌گرایی، گسترش جانبی^۴ و گسیختگی جریانی^۵ خاک هستند که نشانه وجود یک لایه ماسه روان‌گرا در برخی عمق‌های بستر یا خاکریز هستند [۱].



شکل ۲-۳- سازوکار روان‌گرایی خاک.

۲-۴- سونامی

سونامی امواج بسیار بزرگ و قدرتمند آب است، که در پی رانش صفحات پوسته زمین بر اثر وقوع زلزله یا فوران آتشفشان ایجاد می‌شود. این امواج اغلب با گسیختگی‌های گسل لرزه‌ای و گاهی با زمین لغزه‌های بستر دریا همراه هستند. اگرچه ممکن است دامنه موج در داخل اقیانوس کوتاه باشد، اما با نزدیک شدن سونامی به اعماق کم‌تر، ارتفاع موج افزایش می‌یابد و گاهی اوقات در خط ساحلی به ده‌ها متر می‌رسد. دوره تناوب موج غالب سونامی بین پنج تا ده دقیقه است که توسط زمین لرزه‌های نزدیک ایجاد می‌شود. سونامی می‌تواند به راحتی در فواصل طولانی مانند سراسر اقیانوس آرام منتشر

^۱ sand boils
^۲ water springs
^۳ vent fractures
^۴ lateral spreading
^۵ flow failure

شود. در این حالت، دوره موج غالب معمولاً از چهل دقیقه تا دو ساعت متغیر است. زمان رسیدن از پنج دقیقه برای سونامی‌های محلی ایجاد شده تا یک روز برای سونامی‌های دور دست که در سراسر اقیانوس آرام سفر می‌کنند، متغیر است. نیروهای مخرب ناشی از سونامی می‌تواند بسیار زیاد باشد.



شکل ۲-۴- شواهدی از جوشش ماسه ناشی از روان‌گرایی در بندر هاکوداته^۱ ژاپن در طی زلزله هوکایدونانسی-اوکه^۲ در سال ۱۹۹۳.

۲-۵- مثال‌هایی از آسیب لرزه‌ای سازه‌های ساحلی در طی زلزله‌های گذشته

۲-۵-۱- اسکله وزنی بندر کوبه^۳ در ژاپن

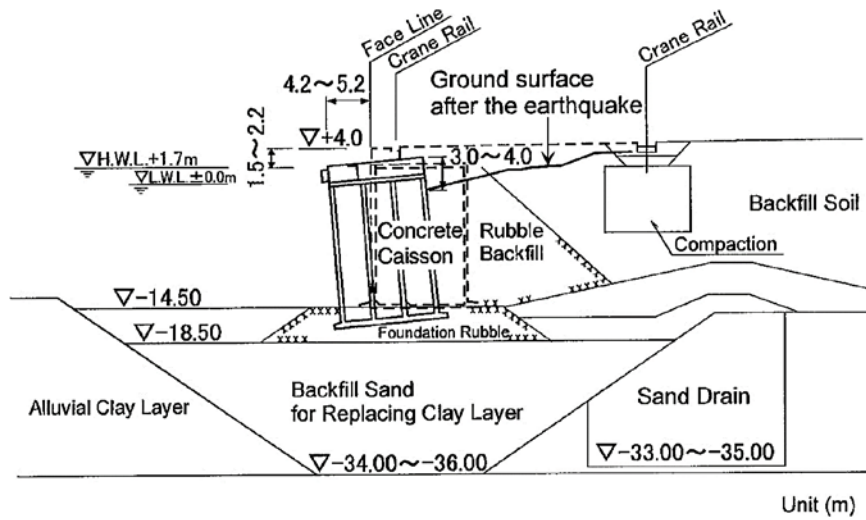
مقطع عرضی اسکله وزنی بندر کوبه در ژاپن و وضعیت آن پس از زلزله بزرگ هانشین^۴ با بزرگای گشتاوری ۶/۹ در سال ۱۹۹۵، در شکل (۲-۵) نشان داده شده است. آسیب وارد بر دیوار شامل تغییر مکان، نشست و واژگونی زیاد به سمت دریا است. آسیب عمدتاً به علت تغییر شکل نهشته سست خاک شالوده زیر دیوار کیسونی ایجاد شد.

^۱ Hakodate Port

^۲ HokkaidoNansei-oki

^۳ Kobe

^۴ Great Hanshin earthquake



(الف)



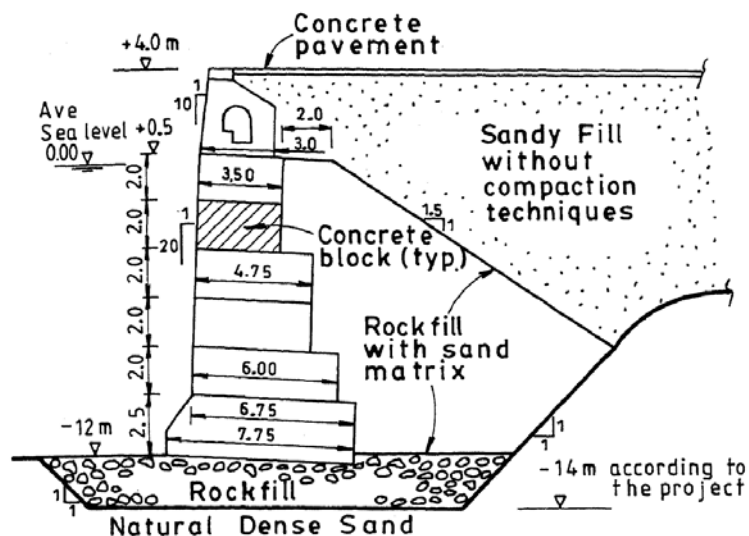
(ب)

شکل ۲-۵- اسکله وزنی کیسونی بندر کوبه: (الف) مقطع عرضی دیوار و (ب) وضعیت آن پس از زلزله بزرگ هانشین در سال ۱۹۹۵.

۲-۵-۲- اسکله وزنی بلوکی بندر والپارایسو^۱ در شیلی

مقطع عرضی اسکله بلوکی بندر والپارایسو در شیلی در شکل (۲-۶) نشان داده شده است. دیوار این بندر متشکل از بلوک‌های بتنی غیر مسلح چیده شده بر روی یکدیگر، بدون کلید برشی میان بلوک‌ها بود. آسیب وارد بر دیوار در طی زلزله سال ۱۹۸۵ با بزرگای گشتاوری ۸ عمدتاً به واسطه تغییر مکان افقی دیوار و همچنین جابجایی نسبی میان بلوک‌های بتنی تشکیل دهنده دیوار بود.

^۱ Valparaiso



شکل ۲-۶- شمای مقطع عرضی اسکله وزنی بلوکی بندر والپارایسو در شیلی.

۳-۵-۲- موج‌شکن مرکب بندر کوبه در ژاپن

شمای تغییرشکل یافته مقطع عرضی موج‌شکن مرکب بندر کوبه پس از زلزله بزرگ هانشین با بزرگای گشتاوری ۶/۹ در سال ۱۹۹۵ در شکل (۷-۲) نشان داده شده است. عمده آسیب وارد بر این موج‌شکن به علت تغییرشکل قابل توجه نهشته سست زیر موج‌شکن بود.

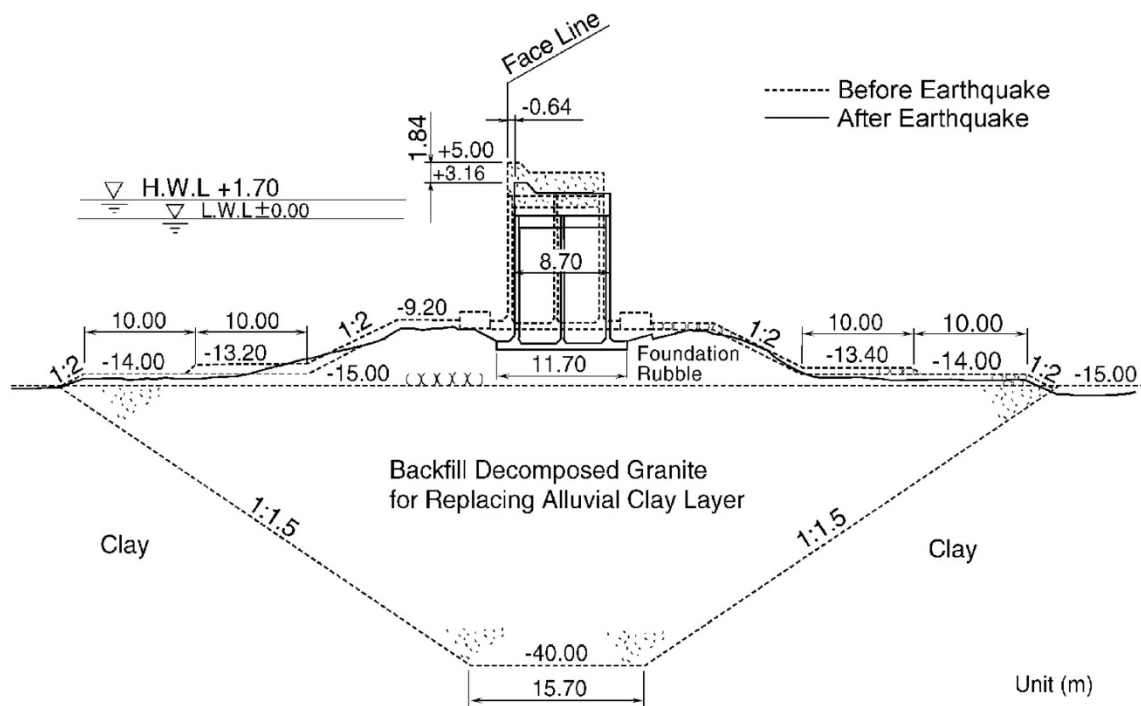
۴-۵-۲- موج‌شکن توده سنگی بندر پاتراس^۱ در یونان

مقطع عرضی موج‌شکن توده سنگی بندر پاتراس یونان پیش از بارگذاری لرزه‌ای و پس از زلزله‌های سال ۱۹۸۴ با بزرگای ۵/۶ در شکل (۸-۲) نشان داده شده است. تغییرشکل‌ها شامل نشست‌های بزرگ ۳ تا ۴ متری بود که به واسطه یک مجموعه زلزله متوسط در سال ۱۹۸۴ که توسط شرایط ژئوتکنیکی محل به‌طور قابل توجهی تشدید شده بودند، ایجاد شد. آسیب عمدتاً به‌صورت پهن‌شدگی مقطع عرضی و نفوذ مصالح زیرین به داخل رس نرم بستر بود.

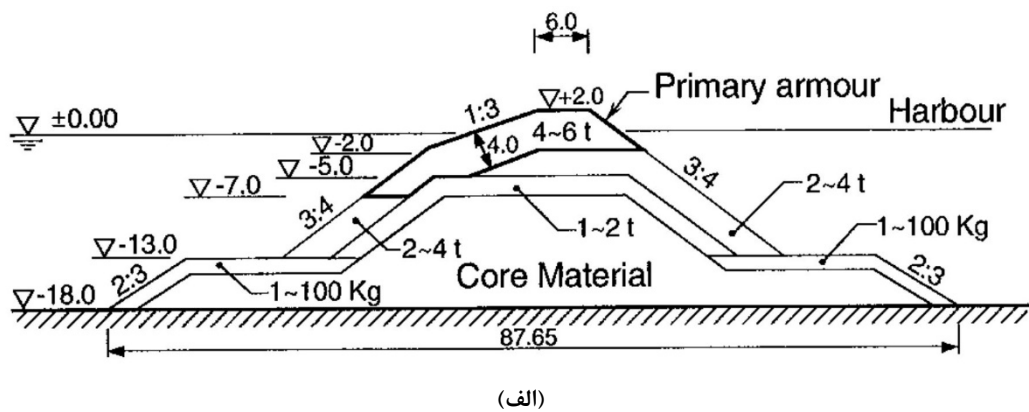
۶-۲- مراجع

- [1] Kramer, S.L. (1996), *Geotechnical Earthquake Engineering*, Prentice Hall, pp. 653.
- [2] ISSMGE (TC4) (1999), *Manual for Zonation on Seismic Geotechnical Hazards (Revised Version)*, Technical Committee for Earthquake Geotechnical Engineering (TC4), International Society of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Japanese Geotechnical Society, Tokyo, Japan. pp. 209.
- [3] Ortigosa, P., Retamal, E., and Whitman, R. V., (1993), Failures of quay walls during Chilean earthquake of March 1985. *3rd Conference of the International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering*. University of Missouri-Rolla. St. Louis, Missouri, USA.

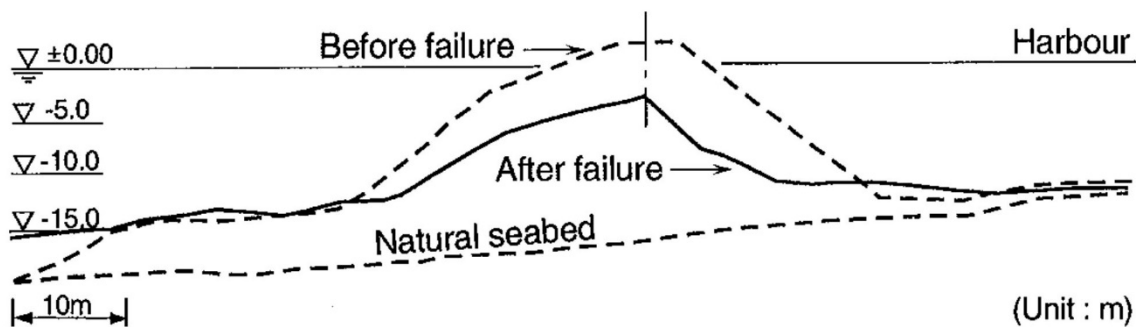
^۱ Patras Port



شکل ۲-۷- شمای تغییر شکل یافته مقطع عرضی موج‌شکن مرکب بندر کوبه پس از زلزله بزرگ هانشین در سال ۱۹۹۵.



(الف)



(Unit : m)

(ب)

شکل ۲-۸- شمای مقطع عرضی موج‌شکن توده سنگی بندر پاتراس یونان: (الف) پیش از بارگذاری لرزه‌ای و (ب) پس از زلزله‌های سال

فصل سوم

بارهای وارده

۱-۳- مقدمه

بارهای وارده در خصوص سازه‌های مورد بحث در راهنمای فنی حاضر، شامل بارهای قائم و جانبی و زلزله هستند که در ادامه شرح داده می‌شوند.

۲-۳- بارهای قائم

هنگام کنترل عملکرد لرزهای تجهیزات و تأسیسات بندری، در صورت لزوم، وزن سازه، تجهیزات و تأسیسات و سربار آن در نظر گرفته می‌شود.

وزن سازه و سربار به ترتیب به شرح زیر تعریف می‌شوند:

- وزن سازه: وزن خود سازه.
- سربار: سربار ذکر شده در این جا به عنوان بارهای ساکن یا بارهای زنده طبقه بندی می‌شوند و به بارهای ساکن، بار برف، بار قطار، بارهای وسایل نقلیه، بارهای تجهیزات حمل بار، بار زنده پیاده‌رو و سایر بارها اشاره دارند. هنگام تعیین سربار، لازم است شرایط بهره‌برداری از تجهیزات و تأسیسات به طور مناسب در نظر گرفته شوند. مقدار ویژه سربار باید با در نظر گرفتن شرایط استفاده از تجهیزات و تأسیسات بندری، مانند نوع و حجم محموله‌ها و کالاهای جابه‌جا شده و نحوه جابه‌جایی، تعیین شود.

۱-۲-۳- بارهای استاتیکی

بارهای استاتیکی توسط محموله‌ها و کالاهای عمومی و محموله‌های فله بارگیری شده روی خاکریز، سوله، انبارها و سایر تجهیزات اعمال می‌شوند. در مناطقی که بارش برف سنگین است و در نواحی برف‌خیز، بار برف نیز در بارهای استاتیکی لحاظ می‌شود.

۲-۲-۳- بارهای زنده

در صورت لزوم، بارهای دینامیکی زیر باید در کنترل عملکرد لرزهای سامانه‌های بندری به عنوان بارهای زنده در نظر گرفته شوند:

- (۱) بار قطار
- (۲) بار وسیله نقلیه
- (۳) بار تجهیزات حمل و نقل
- (۴) بارگذاری زنده پیاده‌رو

وزن سازه و سربار که در کنترل عملکرد لرزه‌ای در نظر گرفته می‌شوند، باید با توجه به نوع اقدامات و شرایط بارگیری تعیین شوند. به‌طور خاص، وزن سازه و سربار اثرات زیادی بر بررسی گسیختگی لغزش دایره‌ای دیوارهای ساحلی دارد. بنابراین، در تعیین انواع و مقدار وزن سازه و سربار باید دقت کافی صورت گیرد.

۳-۳- وزن سازه

وزن سازه در کنترل عملکرد لرزه‌ای باید بر اساس وزن مخصوص هر مصالح تعیین شود. به‌استثنای مواردی که وزن مخصوص در بررسی‌های اولیه یا با روش‌های دیگر تعیین می‌شود، مقادیر ارائه شده در جدول (۳-۱) را می‌توان به‌عنوان مقادیر مشخصه وزن مخصوص در محاسبه وزن سازه در نظر گرفت [۱]. وزن مخصوص سنگ، ماسه، شن و قلوه سنگ به کیفیت مصالح بستگی دارد، در حالی که وزن مخصوص فلزات، مانند فولاد و آلومینیوم، مورد به مورد متفاوت است. هنگام استفاده از این مصالح، مقادیر مشخصه وزن مخصوص باید با دقت تعیین شود.

جدول ۳-۱- مقادیر مشخصه وزن مخصوص.

مقدار مشخصه وزن مخصوص (کیلو نیوتن بر مترمکعب)	مصالح
۷۷	فولاد و فولاد ریختگی
۷۱	چدن
۲۷/۵	آلومینیوم
۲۴	بتن مسلح
۲۲/۶	بتن غیرمسلح
۷/۸	الوار
۲۲/۶	بتن آسفالتی
۲۶	گرانیت
۲۵	ماسه سنگ
۱۶	ماسه، شن و قلوه سنگ (خشک)
۱۸	ماسه، شن و قلوه سنگ (مرطوب)
۲۰	ماسه، شن و قلوه سنگ (اشباع)

۳-۴- سربار

الف- بارهای استاتیکی در شرایط عادی

هنگام تعیین مقادیر مشخصه بارهای ساکن، ترجیح داده می‌شود که عواملی مانند نوع حمل بار، نوع بسته‌بندی، حجم، روش‌های جابه‌جایی و زمان بارگیری در نظر گرفته شوند.

به‌طور کلی، در کنترل عملکرد لرزه‌ای تأسیسات و تجهیزاتی مانند خاکریز اسکله، سوله یا انبار، از مقدار میانگین بار ساکن در یک ناحیه از سامانه^۱ استفاده می‌شود. با این حال، در تأیید عملکرد یک عضو سازه، بار استاتیکی روی آن اغلب به‌طور مستقیم استفاده می‌شود. بار استاتیکی که بر روی خاکریز تأثیر می‌گذارد، تأثیر زیادی در بررسی پایداری تجهیزات پهلوگیری دارد. بنابراین، لازم است آن را جدا از بارهای ساکن سایر تأسیسات و تجهیزات مانند سوله و انبار در نظر گرفت. برای خاکریز اسکله، مقدار میانگین بار استاتیکی در هر منطقه معمولاً به مقیاس تجهیزات پهلوگیری و نوع محموله و کالای مورد استفاده بستگی دارد. در مورد اسکله‌های چند منظوره، مقادیر تقریباً ۱۰ تا ۳۰ کیلونیوتن بر متر مربع اغلب به‌عنوان مقادیر مشخصه بارهای ساکن بر روی خاکریز استفاده می‌شود. برای خاکریزهایی که در آن‌ها محموله‌ها و کالاهای سنگین مانند کانتینر یا فولاد حمل می‌شود، ترجیحاً مقدار بار استاتیکی بر اساس مطالعه شرایط موجود تعیین می‌شود. مقادیر مشخصه وزن مخصوص برای محموله‌ها و کالاهای فله بر اساس بررسی شرایط واقعی گذشته، در جدول (۲-۳) فهرست شده‌اند [۲].

جدول ۲-۳- مقادیر مشخصه وزن مخصوص برای محموله فله

نوع محموله	مقدار مشخصه وزن مخصوص (کیلونیوتن بر مترمکعب)
کک	۴/۹
زغال سنگ (درشت)	۹/۸ - ۸/۸
زغال سنگ (ریز)	۱۱ - ۹/۸
کانه آهن	۲۹ - ۲۰
سیمان	۱۵
ماسه، شن و قلوه سنگ	۲۰ - ۱۶

ب- بارهای استاتیکی در طی زلزله

برای تأسیسات و تجهیزاتی مانند سوله‌ها، انبارها و محوطه‌های باز انبار، بارهای ساکن در طول حرکت لرزه‌ای زمین ممکن است با توجه به شرایط استفاده از آن‌ها تعیین شوند. برعکس، برای مواردی که به‌عنوان تجهیزات جابه‌جایی کالا و محموله استفاده می‌شوند، مانند خاکریز اسکله، که در آن محموله یا کالا فقط به‌طور موقت بر روی آن قرار می‌گیرد، بارهای ساکن از نظر اندازه و حالت بسته به این‌که کشتی در اسکله در حال بارگیری/تخلیه شدن باشد، به‌میزان قابل توجهی متفاوت خواهد بود. موریئا و ناگائو^۲ (۲۰۰۳) اندازه‌گیری‌های میدانی را برای مطالعه تغییرات لحظه به لحظه بار استاتیکی محموله‌های فله‌ای که روی یک خاکریز اسکله قرار گرفته‌اند، انجام دادند و مقدار طراحی بار استاتیکی را در طول حرکت لرزه‌ای زمین مطالعه کردند [۳]. با توجه به نتایج آن‌ها، مقدار طراحی بار استاتیکی در هنگام حرکت لرزه‌ای زمین صفر کیلونیوتن بر متر مربع است که مطابق با استانداردهای ISO 2394 و کدهای اروپایی^۳ است.

^۱ system

^۲ Moriyia and Nagao

^۳ European codes

بنابراین، ترجیحاً محاسبه بار استاتیکی در حین حرکت لرزه‌ای زمین با فرض مقدار میانگین بار استاتیکی در حالت عادی به‌عنوان مقدار مشخصه و اعمال ضریب ۰/۵ انجام می‌شود.

۳-۵- بارهای جانبی

بارهای جانبی شامل فشار جانبی خاک و فشار آب هستند. در تعیین فشار جانبی خاک باید به حالت فشار جانبی (محرک یا مقاوم بودن)، وضعیت طراحی (بسته به نوع خاک که ماسه‌ای است یا چسبنده) و مشخصات سازه‌ای توجه شود. منظور از فشار آب ماندگار در این‌جا، فشار آب ناشی از اختلاف سطح آب بین دو طرف جلو و پشت سازه است. این تفاوت باید در تعیین فشار آب ماندگار در نظر گرفته شود.

۳-۶- فشار جانبی خاک

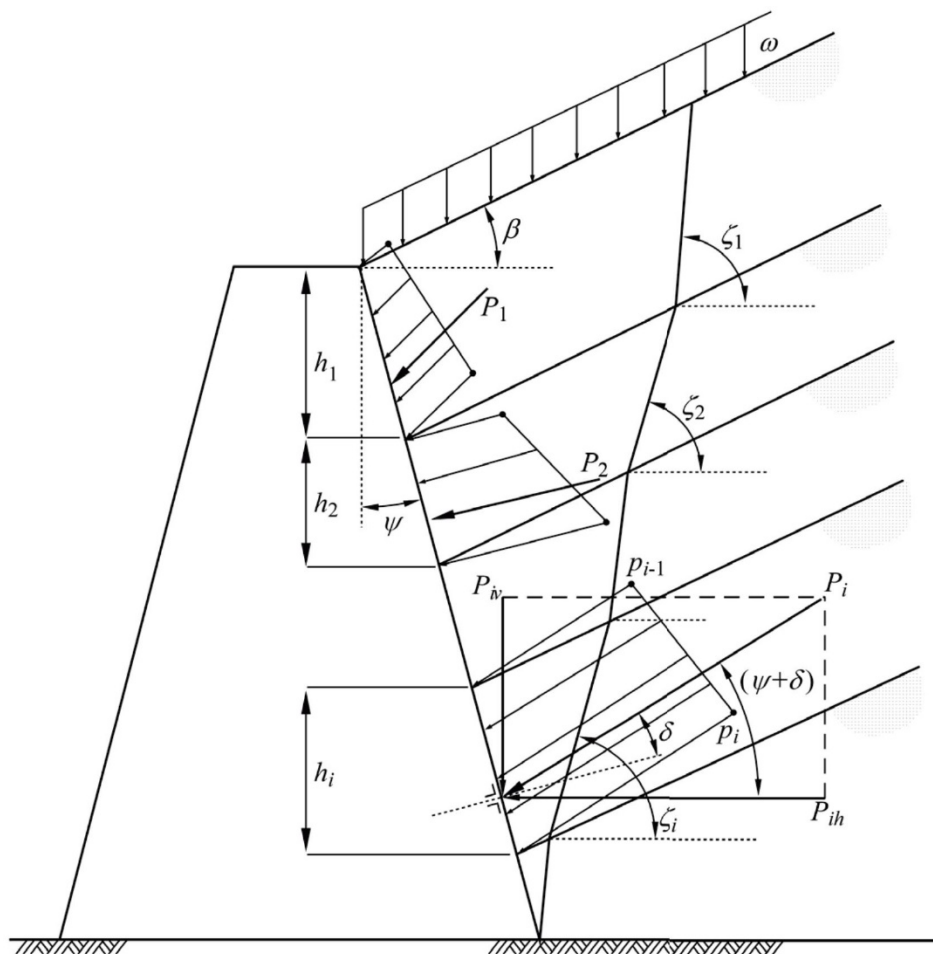
رفتار خاک با شرایط فیزیکی، مانند اندازه ذرات، نسبت تخلخل و درصد رطوبت و با تاریخچه تنش و شرایط مرزی، تغییر می‌کند، و این شرایط بر فشار جانبی خاک تأثیر می‌گذارند. در این فصل، در خصوص فشارهای جانبی اعمالی از جانب خاک طبیعی بحث می‌شود. فشار جانبی اعمال شده از سوی خاک بهسازی شده یا خاک مسلح نیاز به بررسی‌های جداگانه دارد. فشار جانبی در طی زلزله، اشاره شده در این راهنما، بر اساس مفهوم روش ضریب لرزه‌ای است و به‌واسطه اندرکنش دینامیکی میان سازه، خاک و آب، با فشار جانبی واقعی ایجاد شده در طی زلزله متفاوت است. با این وجود، براساس تحلیل آسیب‌های ناشی از فشار جانبی خاک در طی زلزله‌های گذشته، فشار جانبی مورد بحث در این‌جا به‌طور کلی می‌تواند در صحت‌سنجی عملکرد لرزه‌ای سازه استفاده شود. فشارهای هیدرواستاتیک و دینامیکی وارد بر سازه باید به‌طور جداگانه محاسبه شوند.

۳-۶-۱- فشار جانبی خاک در شرایط بارگذاری استاتیکی

الف- خاک‌های ماسه‌ای

مطابق با شکل (۳-۱)، فشار جانبی وارد بر دیوار حائل از جانب خاک ماسه‌ای و زاویه صفحه گسیختگی نسبت به صفحه افقی براساس نظریه کولمب^۱ [۵] با استفاده از روابط زیر محاسبه می‌شوند:

^۱ Coulomb



شکل ۳-۱- فشار جانبی خاک وارد بر دیوار حائل.

فشار جانبی محرک و زاویه صفحه گسیختگی نسبت به صفحه افقی

$$p_{ai} = K_{ai} \left[\sum_{j=1}^i \gamma_j h_j + \frac{\omega \cos \Psi}{\cos(\Psi - \beta)} \right] \cos \Psi \tag{۳-۱}$$

$$\cot(\zeta_i - \beta) = -\tan(\phi_i + \delta + \Psi - \beta) + \sec(\phi_i + \delta + \Psi - \beta) \sqrt{\frac{\cos(\Psi + \delta) \sin(\phi_i + \delta)}{\cos(\Psi - \beta) \sin(\phi_i - \beta)}} \tag{۳-۲}$$

که

$$K_{ai} = \frac{\cos^2(\phi_i - \Psi)}{\cos^2 \Psi \cos(\delta + \Psi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_i + \delta) \sin(\phi_i - \beta)}{\cos(\delta + \Psi) \cos(\Psi - \beta)}} \right]^2} \tag{۴-۳}$$

فشار جانبی مقاوم و زاویه صفحه گسیختگی نسبت به صفحه افقی

$$p_{pi} = K_{pi} \left[\sum_{j=1}^i \gamma_j h_j + \frac{\omega \cos \Psi}{\cos(\Psi - \beta)} \right] \cos \Psi \tag{۳-۴}$$

$$\cot(\zeta_i - \beta) = -\tan(\phi_i - \delta - \Psi + \beta) + \sec(\phi_i - \delta - \Psi + \beta) \sqrt{\frac{\cos(\Psi + \delta) \sin(\phi_i - \delta)}{\cos(\Psi - \beta) \sin(\phi_i + \beta)}} \quad (3-5)$$

که

$$K_{pi} = \frac{\cos^2(\phi_i + \Psi)}{\cos^2 \Psi \cos(\delta + \Psi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_i - \delta) \sin(\phi_i + \beta)}{\cos(\delta + \Psi) \cos(\Psi - \beta)}} \right]^2} \quad (3-6)$$

که در این روابط:

p_{pi} و p_{ai} به ترتیب فشار جانبی محرک و مقاوم وارد بر پایین سطح لایه i ام خاک (kN/m^2)

ϕ_i : زاویه اصطکاک داخلی لایه i ام خاک ($^\circ$)

γ_j : وزن مخصوص لایه i ام خاک (kN/m^3)

h_j : ضخامت لایه i ام خاک (m)

K_{pi} و K_{ai} : به ترتیب ضریب فشار جانبی محرک و مقاوم در لایه i ام خاک

Ψ : زاویه شیب سطح پشت دیوار نسبت به راستای قائم ($^\circ$)

β : زاویه سطح خاکریز نسبت به راستای افقی ($^\circ$)

δ : زاویه اصطکاک بین مصالح خاکریز و سطح پشت دیوار ($^\circ$)

ζ_i : زاویه صفحه گسیختگی لایه i ام خاک نسبت به راستای افقی ($^\circ$)

ω : سربار یکنواخت سطح واحد بر روی سطح زمین (kN/m^2)

برای شرایطی است که به علت مقید شدن، دیوار متحمل جابجایی کمی می‌شود، فشار جانبی در حالت سکون به صورت

زیر محاسبه می‌شود:

$$p = K_0 \left(\sum_{j=1}^i \gamma_j h_j + \omega \right) \quad (3-7)$$

که در آن:

K_0 : ضریب فشار جانبی خاک در حالت سکون

زاویه اصطکاک بین مصالح خاکریز و سطح پشت دیوار معمولاً بین ۱۵ تا ۲۰ درجه است. این زاویه را می‌توان برابر

نصف زاویه اصطکاک مصالح خاکریز در نظر گرفت. در خصوص وزن مخصوص خاکریز، برای مصالح بالای سطح آب باید از

وزن مخصوص مرطوب (γ_t) و برای مصالح زیر سطح آب باید از وزن مخصوص موثر (γ') استفاده کرد.

نیروی برآیند فشار جانبی برای لایه i ام خاک با استفاده از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$P_i = \frac{p_{iu} + p_{il}}{2} \frac{h_i}{\cos \Psi} \quad (3-8)$$

که در آن:

P_i : نیروی برآیند فشار جانبی لایه i ام خاک (kN/m)

p_{iu} : فشار جانبی وارد بر دیوار حائل در تراز بالایی لایه i ام خاک (kN/m^2)

p_{il} : فشار جانبی وارد بر دیوار حائل در تراز پایینی لایه i ام خاک (kN/m^2)

h_i : ضخامت لایه i ام خاک (m)

علاوه بر این، مولفه‌های افقی و قائم نیروی برآیند فشار جانبی با استفاده از روابط (۳-۹) و (۳-۱۰) محاسبه می‌شوند:

$$P_{ih} = P_i \cos(\Psi + \delta) \quad (3-9)$$

$$P_{iv} = P_i \sin(\Psi + \delta) \quad (3-10)$$

که در آن‌ها:

P_{ih} : مولفه افقی نیروی برآیند فشار جانبی

P_{iv} : مولفه قائم نیروی برآیند فشار جانبی

ب- خاک‌های چسبنده

فشار جانبی وارد بر دیوار حائل از جانب خاک چسبنده با استفاده از روابط زیر محاسبه می‌شوند:

فشار جانبی محرک

$$p_{ai} = \sum_{j=1}^i \gamma_j h_j + \omega - 2c_u \quad (3-11)$$

فشار جانبی مقاوم

$$p_{pi} = \sum_{j=1}^i \gamma_j h_j + \omega - 2c_u \quad (3-12)$$

که در آن‌ها:

p_{pi} و p_{ai} : به ترتیب فشار جانبی محرک و مقاوم وارد بر پایین سطح لایه i ام خاک (kN/m^2)

γ_j : وزن مخصوص لایه i ام خاک (kN/m^3)

h_j : ضخامت لایه i ام خاک (m)

ω : سربار یکنواخت سطح واحد بر روی سطح زمین (kN/m^2)

c_u : مقاومت برشی زهکشی نشده خاک چسبنده (kN/m^2)

فشار جانبی محرک با استفاده از رابطه (۳-۱۱) محاسبه می‌شود. چنانچه مقدار فشار جانبی محاسبه شده، منفی شود

(یعنی در خاک کشش ایجاد شود)، در محاسبات پایداری دیوار، باید فشار برابر صفر در نظر گرفته شود. در خاک چسبنده،

اصولاً از نیروی اصطکاک ناشی از چسبندگی میان خاک و دیوار حائل صرف نظر می‌شود.

در خصوص وزن مخصوص خاکریز، به‌مانند خاک‌های غیرچسبنده، برای مصالح بالای سطح آب باید از وزن مخصوص مرطوب (γ_t) و برای مصالح زیر سطح آب باید از وزن مخصوص موثر (γ') استفاده کرد.

۲-۶-۳- فشار جانبی در شرایط بارگذاری لرزه‌ای

الف- خاک‌های ماسه‌ای

فشار جانبی وارد بر دیوار حائل از جانب خاک ماسه‌ای و زاویه صفحه گسیختگی نسبت به صفحه افقی، براساس نظریه مونونوبه-اوکابه^۱ [۶ و ۷]، به‌صورت زیر محاسبه می‌شوند:

فشار جانبی محرک و زاویه صفحه گسیختگی نسبت به صفحه افقی

$$p_{ai} = K_{ai} \left[\sum_{j=1}^i \gamma_j h_j + \frac{\omega \cos \Psi}{\cos(\Psi - \beta)} \right] \cos \Psi \quad (3-13)$$

$$\cot(\zeta_i - \beta) = -\tan(\phi_i + \delta + \Psi - \beta) + \sec(\phi_i + \delta + \Psi - \beta) \sqrt{\frac{\cos(\Psi + \delta + \theta) \sin(\phi_i + \delta)}{\cos(\Psi - \beta) \sin(\phi_i - \beta - \theta)}} \quad (3-14)$$

که

$$K_{ai} = \frac{\cos^2(\phi_i - \Psi - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \Psi \cos(\delta + \Psi + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_i + \delta) \sin(\phi_i - \beta - \theta)}{\cos(\delta + \Psi + \theta) \cos(\Psi - \beta)}} \right]^2} \quad (3-15)$$

فشار جانبی مقاوم و زاویه صفحه گسیختگی نسبت به صفحه افقی

$$p_{pi} = K_{pi} \left[\sum_{j=1}^i \gamma_j h_j + \frac{\omega \cos \Psi}{\cos(\Psi - \beta)} \right] \cos \Psi \quad (3-16)$$

$$\cot(\zeta_i - \beta) = -\tan(\phi_i - \delta - \Psi + \beta) + \sec(\phi_i - \delta - \Psi + \beta) \sqrt{\frac{\cos(\Psi + \delta - \theta) \sin(\phi_i - \delta)}{\cos(\Psi - \beta) \sin(\phi_i + \beta - \theta)}} \quad (3-17)$$

که

$$K_{pi} = \frac{\cos^2(\phi_i + \Psi - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \Psi \cos(\delta + \Psi - \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_i - \delta) \sin(\phi_i + \beta - \theta)}{\cos(\delta + \Psi - \theta) \cos(\Psi - \beta)}} \right]^2} \quad (3-18)$$

^۱ Mononobe-Okabe

که در این روابط:

θ : زاویه لرزه‌ای مرکب^۱ (°) است و به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$\theta = \tan^{-1} k$$

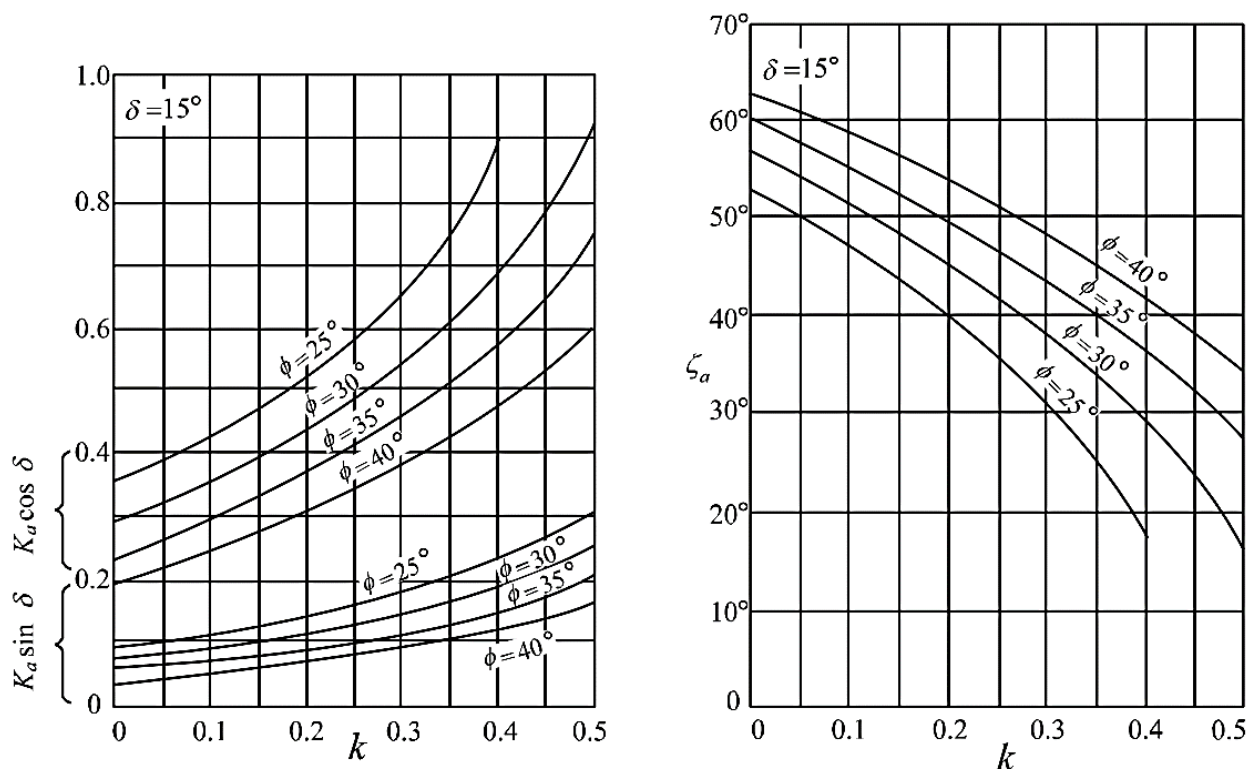
$$\theta = \tan^{-1} k'$$

k : ضریب لرزه‌ای

k' : ضریب لرزه‌ای ظاهری^۲

سایر پارامترها مشابه با پارامترهای تعریف شده برای روابط (۱-۳) تا (۶-۳) هستند. در تعیین فشار جانبی در طی زلزله، زاویه اصطکاک دیوار و مصالح خاکریز (δ) باید کوچک‌تر یا مساوی با ۱۵ درجه در نظر گرفته شود. این زاویه را می‌توان برابر نصف زاویه اصطکاک خاکریز در نظر گرفت.

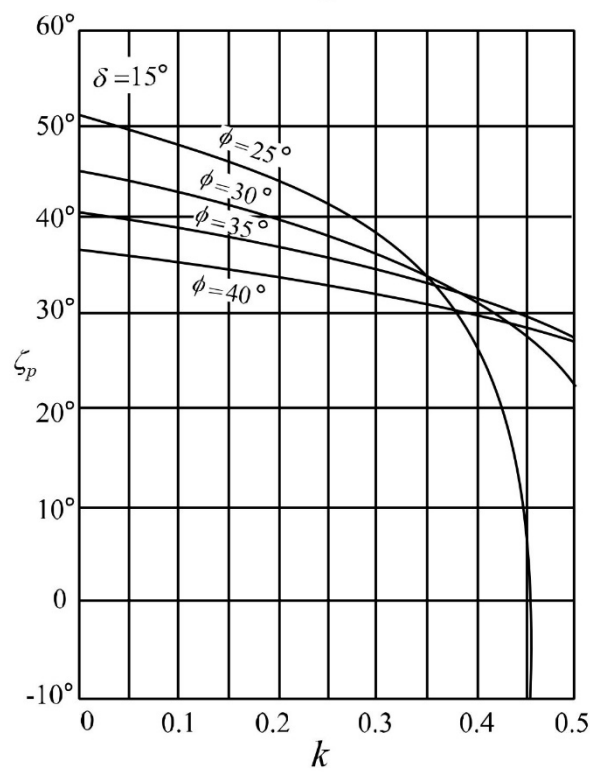
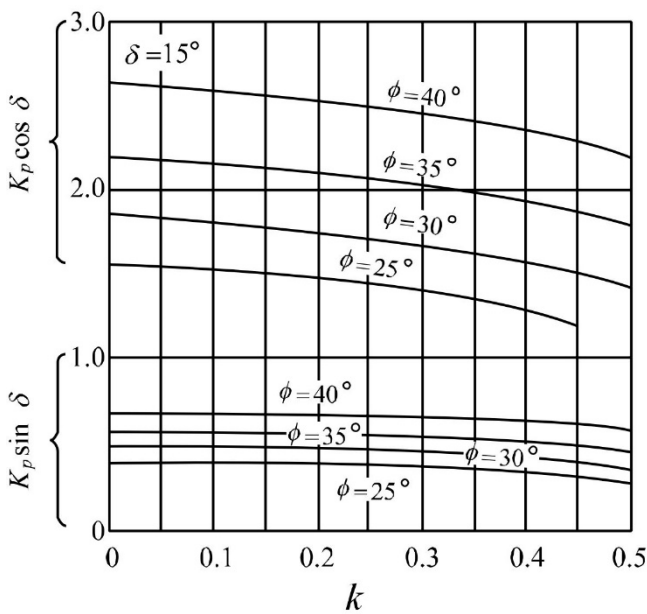
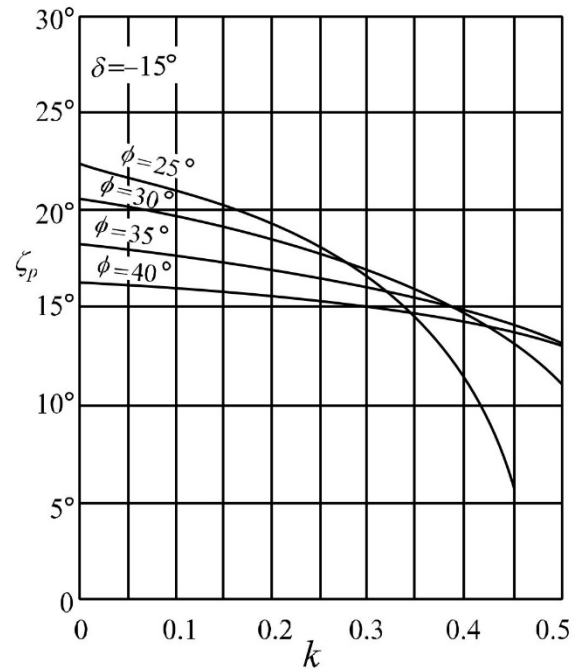
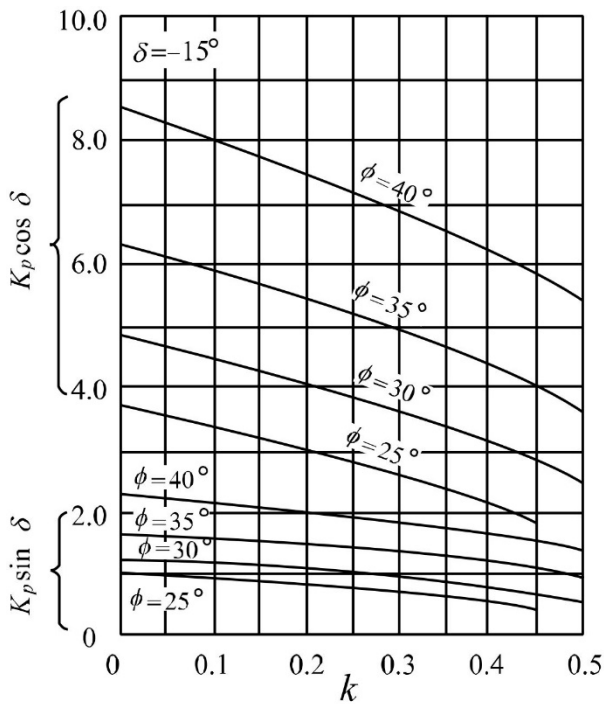
برای محاسبه فشار جانبی در طی زلزله در بالا و پایین سطح آب زیرزمینی به ترتیب از ضریب لرزه‌ای و ضریب لرزه‌ای ظاهری استفاده می‌شود. روش محاسبه ضریب لرزه‌ای ظاهری در ادامه شرح داده می‌شود. ضریب فشار جانبی و زاویه صفحه گسیختگی را می‌توان با استفاده از منحنی‌های شکل (۲-۳) به دست آورد.



شکل ۲-۳- ضریب فشار جانبی و زاویه صفحه گسیختگی.

^۱ composite seismic angle

^۲ apparent horizontal seismic coefficient



شکل ۳-۲- ضریب فشار جانبی و زاویه صفحه گسیختگی (ادامه).

فرض حاکم در نظریه مونونوبه- اوکابه، رفتار یکپارچه خاک و آب منفذی است. بنابراین، روابط بالا برای خاک روان‌گرا شده قابل اعمال نیست. برای خاک روان‌گرا شده، لازم است پایداری لرزه‌ای سازه‌ها و زمین با استفاده از تحلیل دینامیکی تنش موثر یا آزمون‌های مدل ارزیابی شود.

ب- خاک‌های چسبنده

فشار جانبی وارد بر دیوار حائل از جانب خاک چسبنده با استفاده از روابط زیر محاسبه می‌شود:

فشار جانبی محرک

فشار جانبی محرک باید با در نظر گرفتن ضریب لرزه‌ای محاسبه شود تا پایداری سازه در طی زلزله حفظ شود. فشار جانبی محرک برای مصالح خاکی چسبنده و زاویه سطح گسیختگی نسبت به افق با استفاده از روابط (۳-۱۹) و (۳-۲۰) محاسبه می‌شوند:

$$p_{ai} = \frac{(\sum_{j=1}^i \gamma_j h_j + \omega) \sin(\zeta_{ai} + \theta)}{\cos \theta \sin \zeta_{ai}} - \frac{c_u}{\cos \zeta_{ai} \sin \zeta_{ai}} \quad (3-19)$$

$$\zeta_{ai} = \tan^{-1} \sqrt{1 - \left(\frac{\sum_{j=1}^i \gamma_j h_j + 2\omega}{2c_u} \right) \tan \theta} \quad (3-20)$$

که در آن‌ها:

p_{ai} : فشار جانبی محرک وارد بر پایین سطح لایه i ام خاک (kN/m^2)

γ_j : وزن مخصوص لایه i ام خاک (kN/m^3)

h_j : ضخامت لایه i ام خاک (m)

ω : سربار یکنواخت سطح واحد به صورت افقی (kN/m^2)

c_u : مقاومت برشی زهکشی نشده خاک چسبنده (kN/m^2)

θ : زاویه لرزه‌ای مرکب که به صورت $\theta = \tan^{-1} k$ یا $\theta = \tan^{-1} k'$ به دست می‌آید ($^\circ$).

k : ضریب لرزه‌ای

k' : ضریب لرزه‌ای ظاهری

ζ_{ai} : زاویه صفحه گسیختگی لایه i ام خاک نسبت به راستای افقی ($^\circ$)

فشار جانبی مقاوم

فشار جانبی مقاوم باید با در نظر گرفتن ضریب لرزه‌ای محاسبه شود تا پایداری سازه در طی زلزله حفظ شود. در خصوص فشار جانبی مقاوم خاک‌های چسبنده در طی زلزله عوامل ناساخته زیادی وجود دارند. از این رو، عمدتاً از رابطه ارائه شده برای شرایط استاتیکی (رابطه (۳-۱۲)) برای برآورد فشار جانبی مقاوم در طی زلزله استفاده می‌شود. برای محاسبه فشار جانبی خاک در زیر سطح آب دریا در طی زلزله، بایستی از ضریب لرزه‌ای ظاهری استفاده نمود. این ضریب را می‌توان در عمق‌های بزرگ‌تر یا مساوی ۱۰ متر برابر صفر در نظر گرفت. اما اگر فشار جانبی در عمق ۱۰ متری کم‌تر از فشار جانبی در کف دریا شود، این ضریب باید اعمال شود.

ج- ضریب لرزه‌ای ظاهری

ضریب لرزه‌ای ظاهری که در محاسبه فشار جانبی در طی زلزله برای خاک‌های ماسه‌ای و چسبیده استفاده می‌شود، مطابق شکل (۳-۳) به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$k' = \frac{2(\sum \gamma_{ti} h_i + \sum \gamma_{satj} h_j + \omega) + \gamma_{sat} h}{2\{\sum \gamma_{ti} h_i + \sum (\gamma_{satj} - 10) h_j + \omega\} + (\gamma_{sat} - 10) h} k \quad (3-21)$$

که در آن:

k' : ضریب لرزه‌ای ظاهری

γ_{ti} : وزن مخصوص لایه i ام خاک بالای سطح آب ماندگار (kN/m^3)

h_i : ضخامت لایه i ام خاک بالای سطح آب ماندگار (m)

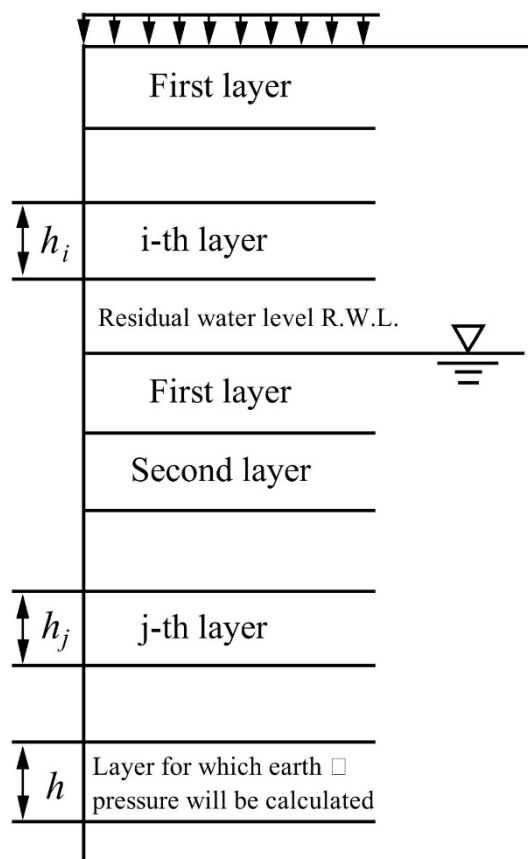
γ_{satj} : وزن مخصوص اشباع لایه j ام خاک بالای لایه محاسبه فشار که در زیر سطح آب ماندگار قرار دارد (kN/m^3)

h_j : ضخامت لایه j ام خاک بالای لایه محاسبه فشار که در زیر سطح آب ماندگار قرار دارد (m)

ω : سربار یکنواخت سطح واحد بر روی سطح زمین (kN/m^2)

γ_{sat} : وزن مخصوص اشباع خاک لایه محاسبه فشار جانبی که در زیر سطح آب ماندگار قرار دارد (kN/m^3)

h : ضخامت خاک لایه محاسبه فشار جانبی که در زیر سطح آب ماندگار قرار دارد (m)



شکل ۳-۳- پارامترهای ضریب لرزه‌ای ظاهری.

اگر این لایه خاک، بدون تغییر خواص، تا پایین دیوار حائل امتداد یافته باشد، ضخامت قسمت زیر کف دیوار نباید در محاسبه فشار جانبی لحاظ شود.

k : ضریب لرزه‌ای

از رابطه (۳-۲۱) برای محاسبه ضریب لرزه‌ای ظاهری، علاوه بر برآورد فشار جانبی خاک در طی زلزله، می‌توان برای مصالح پرکننده سبک‌وزن و سایر مصالح جدید استفاده نمود. این روش منطقی‌ترین روش موجود برای برآورد فشار جانبی ناشی از این‌گونه مصالح است.

با فرض جابه‌جایی یکپارچه دانه‌های خاک و آب در طی زلزله، در خاک زیر سطح آب، نیروی اعمالی زلزله بر روی خاک برابر حاصل ضرب وزن اشباع خاک در ضریب لرزه‌ای خواهد بود. علاوه بر این، از آنجایی که خاک زیر سطح آب در معرض شناوری قرار دارد، نیروی قائم وارد بر خاک، برابر وزن خاک زیر آب خواهد بود. بنابراین، برآیند نیروی وارد بر خاک زیر سطح آب با نیروی وارد بر خاک در معرض هوا متفاوت است. برای محاسبه فشار جانبی در طی زلزله برای خاک زیر سطح دریا، می‌توان از روابط تعیین فشار جانبی و ضریب لرزه‌ای ظاهری استفاده کرد.

نیروی قائم وارد بر خاک زیر آب شامل وزن لایه‌های خاک فوقانی و سربار است. از این رو، این عوامل در ضریب لرزه‌ای ظاهری اثرگذارند.

۳-۷- فشار آب

۳-۷-۱- فشار هیدرواستاتیکی

هنگامی که تجهیزات پهلوگیری یا تجهیزات مشابه دارای سازه‌های آب‌بند^۱ هستند یا مصالح خاکریز نفوذپذیری پایینی دارند، یک تأخیر زمانی در تغییرات سطح آب در پشت و جلو سازه به وجود می‌آید. مسئله‌ای که باید در صحت‌سنجی عملکرد تجهیزات پهلوگیری یا تجهیزات مشابه بررسی شود، بالاتر بودن قابل توجه سطح آب خاکریز نسبت به جلوی دیوار است. فشار آب ماندگار به فشار آبی که در چنین شرایطی به تجهیزات اعمال می‌شود، اطلاق می‌شود. مقدار اختلاف سطح آب ماندگار بسته به نفوذپذیری دیوار و مصالح مجاور آن و همچنین دامنه تغییرات جزر و مد، متفاوت است. مقدار مشخصه فشار آب ماندگار ناشی از اختلاف سطح آب بین دو طرف جلو و پشت دیوار را می‌توان مطابق با شکل (۳-۴) با استفاده از روابط زیر محاسبه کرد:

هنگامی که l کم‌تر از h_w است:

$$p_{wk} = \rho_w g l \quad (۳-۲۲)$$

هنگامی که l بزرگ‌تر یا مساوی با h_w است:

$$p_{wk} = \rho_w g h_w \quad (۳-۲۳)$$

^۱ watertight structures

که در آن‌ها:

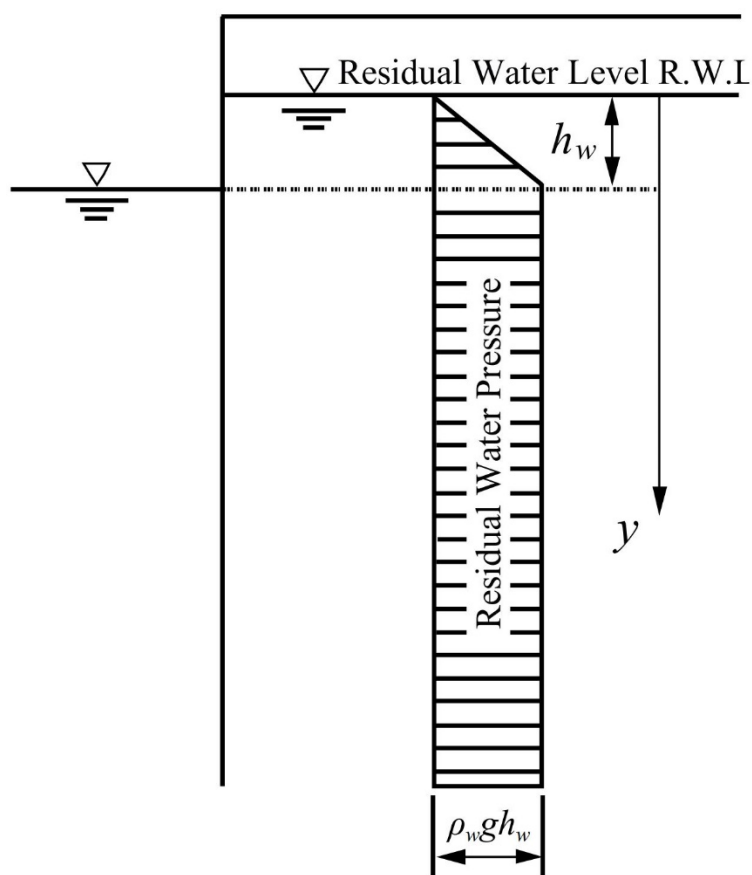
ρ_w : فشار آب ماندگار (kN/m^2)

$\rho_w g$: وزن مخصوص آب (kN/m^3)

y : عمق لایه خاک از سطح آب ماندگار در پشت سازه تا سطح محاسبه فشار آب ماندگار (m)

h_w : اختلاف سطح آب بین سطح آب ماندگار در پشت سازه و سطح آب در جلوی سازه هنگامی که سطح اول بالاتر از

سطح دوم باشد (m)



شکل ۳-۴- فشار آب ماندگار.

اختلاف سطح آب ماندگار با در نظر گرفتن مطلوب بودن یا ضعیف بودن زهکشی دیوار و همچنین دامنه تغییرات جزر و مد تعیین می‌شود. به‌طور معمول ارتفاع h_w بین یک سوم تا دو سوم دامنه تغییرات جزر و مد جلوی دیوار خواهد بود. پس از تکمیل ساخت دیوار، ممکن است با گذشت زمان، نفوذپذیری دیوار یا مصالح مجاور آن کاهش یابد. بنابراین، هنگامی که دامنه تغییرات جزر و مد جلوی دیوار قابل توجه است، ترجیح بر این است که این مسئله در تعیین اختلاف سطح آب ماندگار در نظر گرفته شود.

۲-۷-۳- فشار هیدرو دینامیکی

به طور معمول، از روش‌های مبتنی بر فشار دینامیکی آب در نوسان پایدار^۱ [۸]، برای محاسبه مقدار مشخصه فشار دینامیکی آب استفاده می‌شود. با این وجود، با توجه به رابطه فاز سایر کنش‌ها، در شرایط خاص، فشار دینامیکی آب در نوسان نامنظم^۲ محاسبه می‌شود.

هم‌چنین، در صورتی که فضاهای داخل سازه توسط یک سیال اشغال شده باشد، فشار دینامیکی سیال باید در نظر گرفته شود. اگر فشار دینامیکی آب بر دو طرف سازه اعمال شود، مجموع نیروی برآیند حاصل از فشار دینامیکی آب دو برابر می‌شود. در موارد زیر نیازی به در نظر گرفتن فشار دینامیکی آب نیست:

- هنگامی که بتوان به واسطه مشخصات سازه‌ای، صحت‌سنجی عملکرد را بدون در نظر گرفتن فشار دینامیکی آب به صورت مستقیم انجام داد.
- هنگامی که روش‌های صحت‌سنجی، فشار دینامیکی آب را مستقیماً در نظر نمی‌گیرند. این حالت مستلزم سوابق کافی از نتایج است.

این موارد به طور دقیق شامل حالت‌های زیر است:

- فشار دینامیکی آب ناشی از آب منفذی موجود در مصالح داخل کیسون
- فشار دینامیکی آب ناشی از آب منفذی موجود در مصالح خاگریز اسکله‌ها یا سامانه‌های مشابه
- فشار آب دینامیکی در طراحی چیدمان آرماتور دال‌های کف کیسون

فشار دینامیکی آب وارد بر دیوار قائم یک سازه در زیر آب در طی زلزله به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$p_{dw} = \pm \frac{7}{8} k_h \rho_w g \sqrt{Hy} \quad (3-24)$$

که در آن:

p_{dw} : فشار دینامیکی آب (kN/m^2)

k_h : ضریب لرزه‌ای

$\rho_w g$: وزن مخصوص آب (kN/m^3)

y : عمق سطح محاسبه فشار دینامیکی آب نسبت به تراز آب ساکن (m)

H : عمق آب (m)

نیروی برآیند فشار دینامیکی آب و ارتفاع اثر آن با استفاده از روابط زیر محاسبه می‌شوند:

$$P_{dw} = \pm \frac{7}{12} k_h \rho_w g H^2 \quad (3-25)$$

$$h_{dw} = \frac{3}{5} H \quad (3-26)$$

^۱ steady oscillation

^۲ irregular oscillation

که در آن‌ها:

P_{aw} : نیروی برآیند فشار دینامیکی آب (kN/m)

h_{aw} : عمق نقطه اثر نیروی برآیند فشار دینامیکی آب نسبت به تراز آب ساکن (m)

در حالتی که مطابق با شکل (۳-۵)، آب موجود در یک فضای مکعبی، در معرض زلزله قرار گیرد و زلزله موجب ایجاد ارتعاش در آب در راستای موازی با یک طرف مکعب شود، فشار دینامیکی آب وارد بر سطح دیوار، عمود بر جهت ارتعاش، با در نظر گرفتن شکل مکعب به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$p_{aw} = \pm \frac{7}{8} c k_h \rho_w g \sqrt{Hy} \quad (3-27)$$

که در آن:

p_{aw} : فشار دینامیکی آب (kN/m²)

k_h : ضریب لرزه‌ای

$\rho_w g$: وزن مخصوص آب (kN/m³)

y : عمق سطح محاسبه فشار دینامیکی آب نسبت به تراز آب ساکن (m)

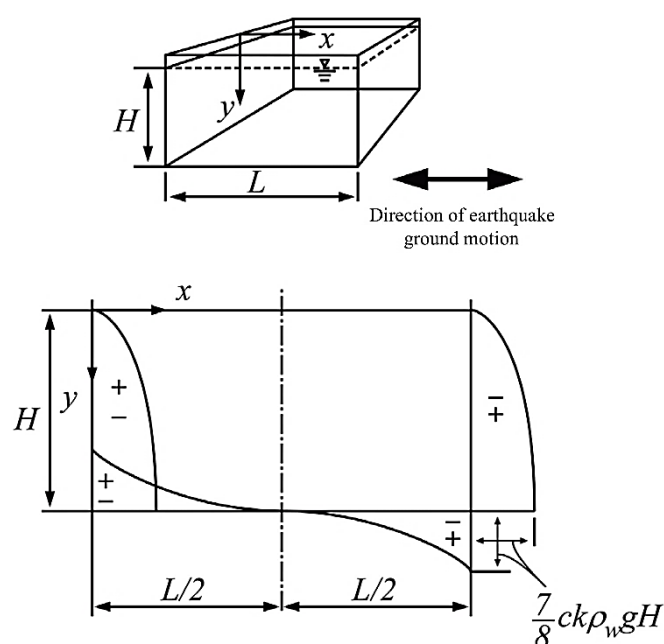
H : عمق آب (m)

c : ضریب تصحیح

هنگامی که $\frac{L}{1.5H}, \frac{L}{H} < 1.5$

هنگامی که $\frac{L}{H} \geq 1.5$

L : طول فضای اشغال شده توسط آب در راستای ارتعاش



شکل ۳-۵- فشار دینامیکی اعمالی توسط آب در یک حفره مکعبی.

فشار دینامیکی آب وارد بر کف با استفاده از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$p_{dw} = \pm \frac{7}{8} c k_h \rho_w g H \frac{\cosh\left(\frac{\pi x}{2H}\right) - \cosh\left(\frac{\pi L - x}{2H}\right)}{1 - \cosh\left(\frac{\pi L}{2H}\right)} \quad (3-28)$$

که در آن:

x : فاصله از سطح دیوار عمود بر راستای ارتعاش تا نقطه محاسبه فشار دینامیکی آب (m)

راستای فشار دینامیکی آب در جلو و پشت دیوار، به سمت دریا است. در هنگام استفاده از ضریب لرزه‌ای ظاهری برای یک سازه (رابطه (۳-۲۱))، فشار دینامیکی آب در سمت جلوی دیوار، در جهت دریا اعمال می‌شود، در حالی که فشار دینامیکی آب در پشت دیوار اعمال نمی‌شود.

در خصوص دیوار مایل، فشار دینامیکی آب وارد بر سطح، کوچک‌تر از دیوار قائم است. علت این مسئله، انحراف ذرات آب به سمت سطح دیوار، به صورت مورب و به سمت بالا، در امتداد سطح شیب‌دار است. در این شرایط، می‌توان از روش پیشنهادی زنگر و همکاران^۱ [۹] برای محاسبه فشار دینامیکی آب استفاده کرد.

فشار دینامیکی آب وارد بر سازه‌ای با هندسه پیچیده که دارای دیواری شیب‌دار و یا غوطه‌ور است، با حل معادله حرکتی که در آن تراکم‌پذیری آب در نظر گرفته می‌شود، قابل تعیین است. معادله حرکت ذرات آب در دو بعد به صورت زیر است:

$$\left. \begin{aligned} -\frac{\partial \sigma}{\partial x} &= \rho_w \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \\ -\frac{\partial \sigma}{\partial y} &= \rho_w \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} \end{aligned} \right\} \quad (3-29)$$

که در آن:

u : تغییر مکان ذرات آب در جهت x

v : تغییر مکان ذرات آب در جهت y

σ : فشار دینامیکی آب

ρ_w : چگالی آب

رابطه میان کرنش حجمی آب $\left(\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y}\right)$ و فشار دینامیکی آب به صورت زیر است:

$$\sigma = -E_v \left(\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} \right) \quad (3-30)$$

که در آن:

E_v : مدول حجمی آب

فشار دینامیکی آب تحت شرایط مختلف با حل معادلات (۳-۲۹) و (۳-۳۰) تحت شرایط مرزی محاسبه می‌شود.

^۱ Zanger et al.

۸-۳- بار زلزله

در بررسی پایداری لرزه‌ای سازه‌های ساحلی مورد بحث، باید زلزله‌های سطح ۱ و ۲ به‌طور مناسب و با در نظر گرفتن مشاهدات زلزله‌های گذشته و مشخصات ژئوتکنیکی ساختگاه پروژه، در قالب تاریخچه‌های زمانی شتاب، سرعت یا جابجایی در سنگ بستر مهندسی تعیین شوند.

۱-۸-۳- زلزله سطح ۱

زلزله سطح ۱ باید با فرض وقوع زلزله در نواحی ساحلی، مطابق با فرآیند پواسون ثابت، تعیین شود. فرآیند پواسون ثابت به معنی تصادفی در نظر گرفتن وقوع زلزله، بدون توجه به سوابق تاریخی است. بنابراین، براساس این تعریف از زلزله سطح ۱، حتی زلزله‌هایی که براساس سوابق تاریخی، وقوع آن‌ها در آینده‌ای نزدیک محتمل است نیز اگر دوره بازگشت آن‌ها طولانی‌تر از دوره تناوب زلزله سطح ۱ باشد، در تعیین زلزله سطح ۱ در نظر گرفته نمی‌شوند. دوره بازگشت زلزله سطح ۱ برابر ۷۵ سال است.

۲-۸-۳- زلزله سطح ۲

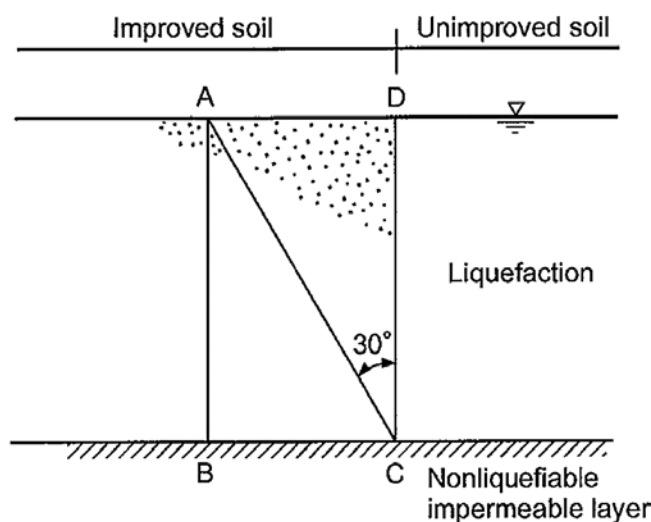
برای تعیین زلزله سطح ۲ باید از شش نوع زمین لرزه مختلف استفاده شود. مبنای انتخاب زلزله‌ها حداکثر دامنه، محتوای فرکانسی و مدت زمان تاریخچه زمانی آن‌ها و همچنین آثار بالقوه زلزله بر سازه مورد بررسی است. دوره بازگشت زلزله سطح ۲ برابر ۴۷۵ سال است.

۹-۳- لحاظ کردن اثر روان‌گرایی

۱-۹-۳- انتشار اضافه فشار آب منفذی به داخل ناحیه بهسازی شده

در خارج از ناحیه بهسازی شده، اضافه فشار آب منفذی از فشار داخل این ناحیه بیشتر خواهد بود. در نتیجه گرادیان هیدرولیکی، سیال به ناحیه بهسازی شده هدایت می‌شود. این یک مسئله پیچیده است، زیرا ویژگی‌های تغییرشکلی ماسه اشباع مترکم بسیار غیرخطی هستند. به‌عنوان یک روش ساده، این پدیده می‌تواند به‌صورت زیر در طراحی‌ها لحاظ شود: برای نسبت اضافه فشار آب منفذی (u/σ'_v) کوچک‌تر از ۰/۵، اثر افزایش اضافه فشار آب منفذی در نظر گرفته نمی‌شود، زیرا داده‌های آزمایشگاهی، تولید کرنش بسیار کوچک را نشان می‌دهند. با این حال، برای u/σ'_v بزرگ‌تر از ۰/۵، باید اثر افزایش فشار آب منفذی اضافی در نظر گرفته شود. آزمون‌های میز لرزه و تحلیل‌های جریان تراوش نشان می‌دهند که نسبت اضافه فشار آب منفذی u/σ'_v بزرگ‌تر از ۰/۵ در ناحیه‌ای است که با مربع ABCD در شکل (۳-۶) تعریف شده است. در این ناحیه، باید مقاومت برشی خاک کاهش یابد. آزمون‌ها همچنین نشان می‌دهند که ناحیه‌ای که توسط مثلث ACD تعریف شده است، شرایط ناپایدار را نشان می‌دهند. بنابراین، این ناحیه باید در طراحی به عنوان روان‌گرا در نظر

گرفته شود و بر این اساس بهسازی شود. اما زمانی که یک زهکش یا سپری یا ناحیه غیرقابل نفوذ در محیط ناحیه بهسازی شده قرار داده شود تا جریان آب منفذی را از خارج ناحیه بهسازی شده به داخل آن مسدود کند، مساحت مربوط به مربع ABCD به عنوان بخشی از طرح بهسازی در نظر گرفته نمی شود.



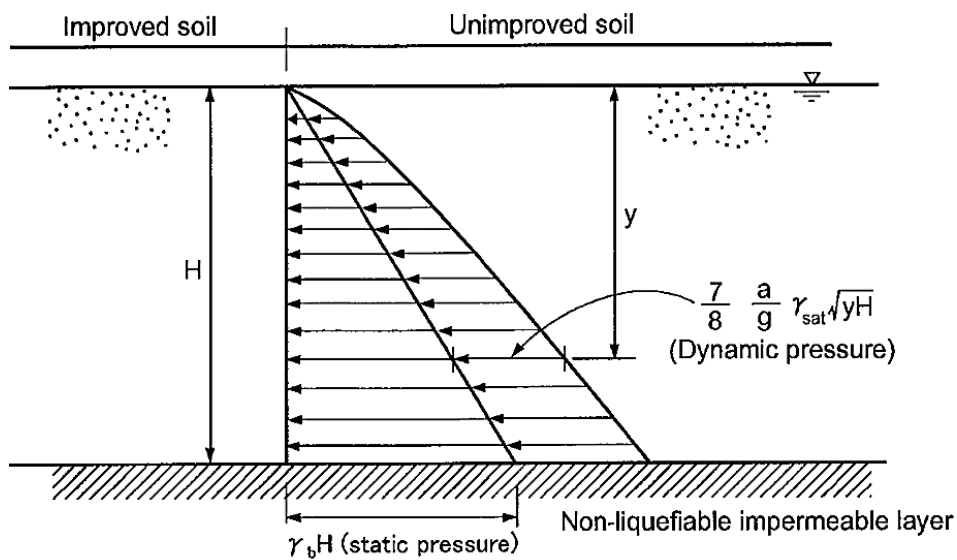
شکل ۳-۶- ناحیه نرم‌شدگی ناشی از تراوش.

۳-۹-۲- فشار اعمالی توسط لایه ماسه روان گرا

در مرز بین زمین روان گرا و غیر روان گرا، نیروی دینامیکی مطابق شکل (۳-۷) است. در این شرایط یک فشار استاتیکی مربوط به ضریب فشار جانبی $K=1$ ، ناشی از روان‌گرایی زمین وجود دارد که بر مرز زمین بهسازی شده اعمال می شود. برای یک سازه حائل تحت فشارهای جانبی استاتیکی و دینامیکی فعال مطابق شکل (۳-۸)، ناحیه بهسازی شده باید به اندازه کافی بزرگ باشد تا روان‌گرایی تأثیری بر گوه گسیختگی فعال نداشته باشد.

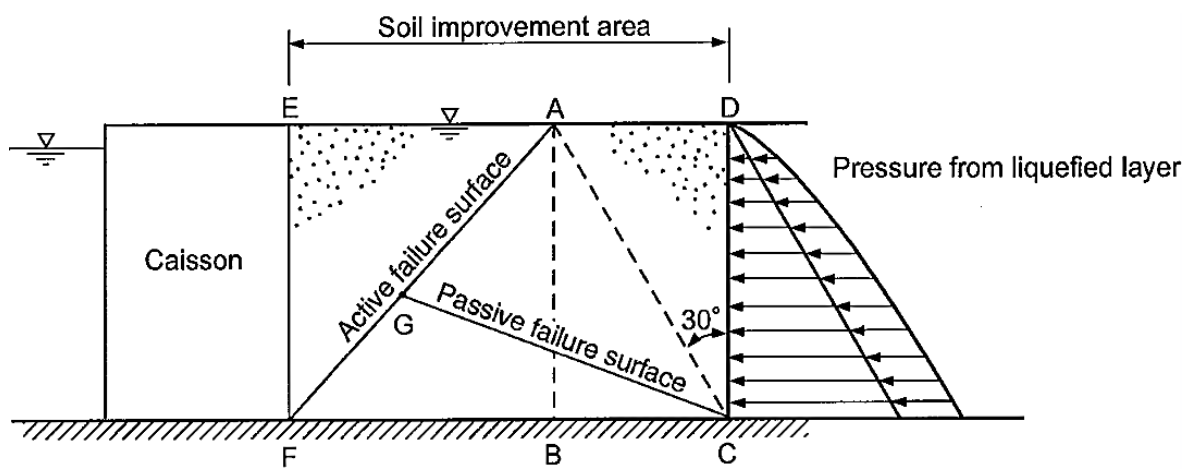
۳-۹-۳- از بین رفتن مقاومت برشی در لایه ماسه روان گرا

در روش طراحی ساده، باید مقاومت برشی خاک بهسازی نشده با چگالی نسبی پایین تا متوسط پس از روان‌گرایی ناچیز در نظر گرفته شود (یعنی خاک به عنوان یک سیال سنگین در نظر گرفته شود). از آنجایی که همان‌طور که پیش‌تر گفته شد، مقاومت برشی ناحیه بهسازی شده در مثلث ACD نیز قابل اطمینان نیست، باید ناحیه بهسازی به اندازه کافی وسیع باشد تا ظرفیت باربری کافی از مقاومت برشی در امتداد خطوط EFG و HI در شکل (۳-۹) تأمین شود. شکل (۳-۹) نشان می‌دهد که چگونه فشار جانبی دینامیکی از فشار جانبی استاتیکی افزایش یافته (بر اساس ضریب فشار زمین $K=1$) در محاسبات پایداری کم می‌شود. قسمتی که فشار ماسه روان گرا بر آن اعمال می‌شود را می‌توان در امتداد خطوط GG یا II فرض کرد. اگرچه این شکل تنها پنج نمونه از انواع پی را نشان می‌دهد، اما همین اصول را می‌توان برای سایر سازه‌ها نیز اعمال کرد.

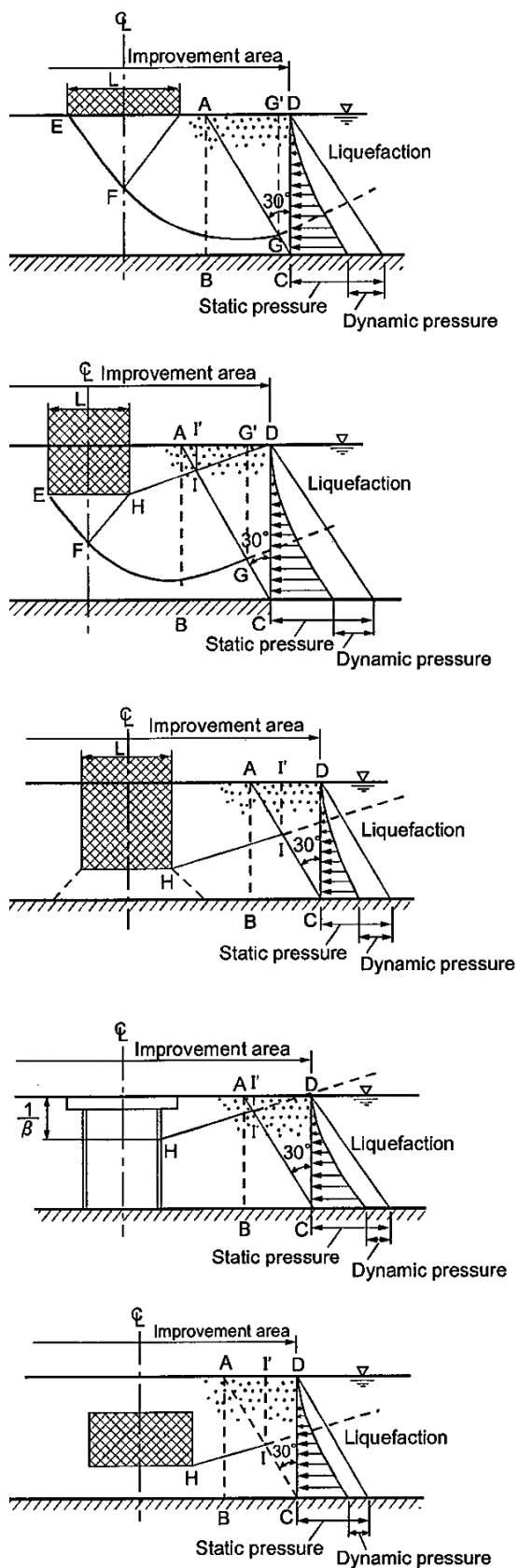


- a_{max} = Maximum acceleration
- g = Acceleration of gravity (980 gal)
- γ_{sat} = Unit weight of saturated sand
- γ_b = Buoyant unit weight of saturated sand

شکل ۳-۷- فشار اعمالی بر مرز ناحیه بهسازی شده.



شکل ۳-۸- نمودار شماتیک برای بررسی پایداری با در نظر گرفتن فشار اعمالی ماسه روان‌گرا.



شکل ۳-۹- نمودارهای شماتیک بررسی پایداری با در نظر گرفتن فشار اعمالی ماسه روان گرا برای تعیین سطح بهسازی خاک برای شالوده سطحی، نیمه عمیق، عمیق، شمع و سازه زیرزمینی.

۱۰-۳- مراجع

- [1] Japan Port Association., (1959), *Handbook of Construction of Port Facilities*. Japan Port Association Tokyo, Japan. pp. 140.
- [2] Japan Port Association., (1959), *Handbook of Construction of Port Facilities*. Japan Port Association Tokyo, Japan. pp. 303-304.
- [3] Moriya, Y., and Nagao, T., (2003), Earthquake loads of reliability design of mooring facilities, *Proceedings of Offshore Development Vol. 19*, pp. 713-718.
- [4] Railway Technical Research Institute., (2004), *Standard and Commentary of Design of Railway Structures—Concrete Structures*, Maruzen Publishing, pp. 58-59.
- [5] Coulomb, C. A. (1776), Essai sur une application des regles de maximis et minimis a quelques problemes de statique relatifs a l'architecture (essay on maximums and minimums of rules to some static problems relating to architecture). *Academie Royale Des Sciences*, Paris, France.
- [6] Mononobe, N., (1929), On determination of earth pressure during earthquake. In Proc. *World Engineering Congress* (Vol. 9), pp. 177-185.
- [7] Okabe, S. (1924), General theory on earth pressure and seismic stability of retaining wall and dam. Proc. *Civil Engrg. Soc.*, Japan, 10(6), pp. 1277-1323.
- [8] Westergaard, H., M., (1933), Water pressures on dams during earthquakes. *Transactions of the American society of Civil Engineers*, 98(2), pp. 418-433.
- [9] Zangar, C., N., (1953), Hydrodynamic pressures on dams due to horizontal earthquakes. *Proc. of Soc. for Experimental Stress Analysis*, 1953, 10, pp. 93-102.
- [10] Iai, S., Matsunaga, Y., and Kameoka, T. (1992), Strain space plasticity model for cyclic mobility. *Soils and foundations*, 32(2), pp. 1-15.
- [11] Zienkiewicz, O. C., & Taylor, R. L. (1977). *The Finite Element Method*, Third, fourth and fifth editions. Published with the cooperation of CIMNE, the International Centre for Numerical Methods in Engineering, Barcelona, Spain.

فصل چهارم

روش‌های تحلیل

۴-۱- تحلیل لرزه‌ای

روش‌های تحلیل مختلفی برای بررسی پایداری لرزه‌ای سازه‌های ساحلی موجود هستند که هر یک دارای مزایا و معایب مختص به خود هستند. روش‌های قابل استفاده برای تحلیل لرزه‌ای موج‌شکن‌های توده سنگی و اسکله‌های وزنی بلوکی در جدول (۴-۱) ارائه شده‌اند.

جدول ۴-۱- روش‌های قابل استفاده برای تحلیل لرزه‌ای موج‌شکن‌های توده سنگی و اسکله‌های وزنی بلوکی

تحلیل دینامیکی		تحلیل ساده شده دینامیکی	تحلیل ساده شده	نوع تحلیل
مدل‌سازی ژئوتکنیکی	مدل‌سازی سازه‌ای			
روش‌های تفاضل محدود و اجزاء محدود	روش‌های تفاضل محدود و اجزاء محدود	تحلیل‌های نیومارک و چارت‌های طراحی مبتنی بر مطالعات پارامتری	روش‌های تجربی و یا شبه‌استاتیکی با یا بدون در نظر گرفتن روان‌گرایی	اسکله وزنی بلوکی
تحلیل‌های خطی (خطی معادل) یا غیرخطی دو بعدی یا سه بعدی	تحلیل‌های خطی یا غیرخطی دو بعدی یا سه بعدی	تحلیل‌های نیومارک	تحلیل شبه‌استاتیکی	موج‌شکن

۴-۱-۱- روش شبه‌استاتیکی

روش‌های شبه‌استاتیکی جزء با سابقه‌ترین روش‌های نظری تحلیل سازه‌های ژئوتکنیکی هستند. مهم‌ترین مزیت این روش‌ها، سادگی آن‌ها است که می‌توانند با مشخصاتی محدود از مصالح و محاسباتی ساده، برآوردی از نیروهای وارد بر اسکله در هنگام زلزله ارائه دهند و پایداری شبه‌استاتیک آن را بررسی نمایند.

الف- اصول روش شبه‌استاتیکی

در روش شبه‌استاتیکی، مبنای بارگذاری، قرار دادن یک نیروی شبه‌استاتیکی فرضی در مرکز ثقل سازه مورد بررسی است. در حقیقت، این نیروی شبه‌استاتیکی که حاصل ضرب ضریب شتاب افقی یا قائم زلزله در جرم مؤثر سازه است، جایگزین نیروی وارد بر سازه در هنگام زلزله می‌شود.

در تحلیل‌های شبه‌استاتیکی، علاوه بر اعمال نیروی شبه‌استاتیکی بر سازه، اثر زلزله با افزایش دیگر نیروهای وارد بر اسکله مانند فشار جانبی خاک وارد بر دیوار، فشار هیدرودینامیکی آب و فشار آب منفذی وارد بر دیوار نیز به کمک روابط نظری یا تجربی در محاسبات اعمال می‌شوند. با وجود ساده‌سازی‌های صورت گرفته در این روش تحلیلی و دقت پائین‌تر آن نسبت به روش‌های تحلیل دینامیکی، تحلیل شبه‌استاتیکی مبنای طراحی بسیاری از اسکله‌ها در نقاط زلزله‌خیز جهان بوده است.

۲-۱-۴- روش شبه‌دینامیکی

روش‌های تعادل حدی از جمله روش‌های شبه‌استاتیکی، صرفاً شاخصی از پایداری سازه را ارائه می‌دهند و هیچ تخمینی از میزان جابجایی‌های سازه و سازوکار تغییرشکلی آن در طی زلزله ارائه نمی‌دهند. همچنین عدم قطعیت نتایج حاصل از این روش‌ها سبب می‌شود به‌کارگیری آن‌ها صرفاً برای برآوردهای اولیه و سازه‌های با درجه اهمیت پایین قابل قبول باشد. بنابراین، برای برآورد مقادیر جابجایی دیوار بایستی روش‌های شبه‌دینامیکی و دینامیکی استفاده شوند. روش‌های شبه‌دینامیکی که سازه را به‌صورت بلوک‌های صلب لغزنده در نظر می‌گیرند، قادر به تخمین جابجایی‌های دیوار هستند. تاکنون، چندین روش ساده و مستقیم تعیین تغییرمکان‌های ماندگار پس از زلزله برای اسکله‌های وزنی ارائه شده که مبنای تمامی آن‌ها روش بلوک لغزشی نیومارک^۱ است.

الف- روش‌های مبتنی بر روش بلوک لغزنده نیومارک برای اسکله‌های بلوکی

یک روش ساده برای تخمین میزان تغییرمکان‌های ماندگار اسکله‌های وزنی پس از زلزله، استفاده از تئوری بلوک لغزنده نیومارک است، که از فرضیاتی مشابه تحلیل شبه‌استاتیکی این نوع اسکله‌ها، استفاده می‌نماید [۱]. در این روش، دیوار و بخشی از خاکریز پشت آن به‌صورت یک بلوک صلب لغزنده در نظر گرفته می‌شوند. در طول مدت زلزله، لحظاتی وجود دارند که در آن‌ها، شتاب و در نتیجه نیروی لرزه‌ای وارده بر بلوک بیش از توان مقاومت در سطح لغزش آن است. اما از آن‌جا که این حالت تنها در لحظات بسیار کوتاهی رخ می‌دهد، سازه پایدار باقی می‌ماند، ولی مقداری تغییرمکان لغزشی ماندگار در آن به‌وجود می‌آید. مبنای روش بلوک لغزنده نیومارک، محاسبه این تغییرمکان‌ها در طول تاریخچه زمانی شتاب زلزله و سطوح لغزش مختلف است.

بر اساس روش‌های تعادل حدی، ضریب اطمینان کم‌تر از ۱ مبین لغزش سازه در سطح لغزش مورد بررسی است. به این ترتیب، با در نظر گرفتن ضریب اطمینان ۱ برای بلوک لغزنده متشکل از دیوار و بخشی از خاکریز آن، شتاب آستانه یا بحرانی^۲ برای سطح لغزش مفروض به‌دست می‌آید و در صورتی که شتاب زلزله وارد به بلوک لغزشی از مقدار شتاب آستانه آن بیشتر شود، بلوک شروع به حرکت خواهد نمود. به‌عبارت دیگر در طی زلزله، توده لغزشی از لحظه‌ای که ضریب اطمینان به کم‌تر از یک کاهش می‌یابد در طول سطح گسیختگی حرکت می‌کند و در زمان و محلی که تنش حاصل از زلزله، از مقاومت سطح لغزش کم‌تر شود، توقف می‌نماید و مجدداً تعادل برقرار می‌شود و بر اساس مقادیر تجمعی تغییرمکان نسبی سطح لغزش، تغییرمکان کل دیوار محاسبه می‌شود. شتاب آستانه برای یک اسکله قائم با استفاده از رابطه زیر محاسبه می‌شود [۲]:

$$a_t = \left(f - \frac{P_{ae} \cos \delta - f P_{ae} \sin \delta}{W_g} \right) g \quad (4-1)$$

که در آن:

^۱ Newmark sliding block

^۲ threshold (critical) acceleration

a_t : شتاب آستانه

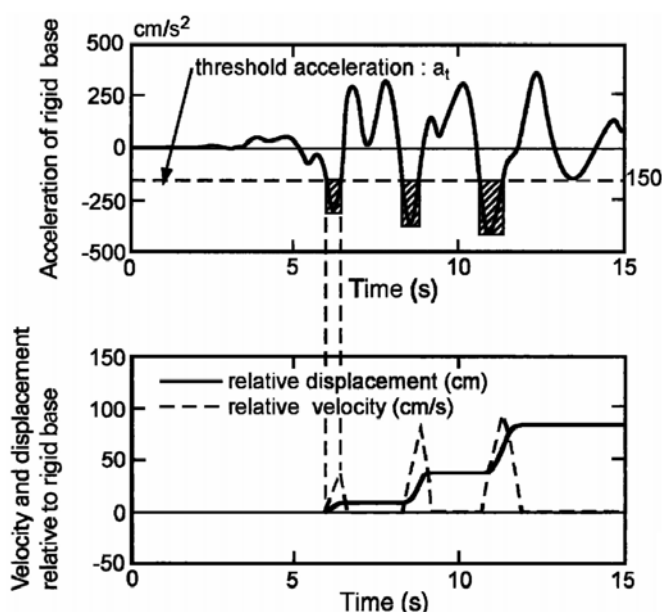
f : ضریب اصطکاک بین دیوار و خاک زیر آن

P_{ae} : فشار جانبی لرزه‌ای فعال خاک وارد بر دیوار (به‌دست آمده از روش مونونوبه-اوکابه)

δ : زاویه اصطکاک بین دیوار و خاک

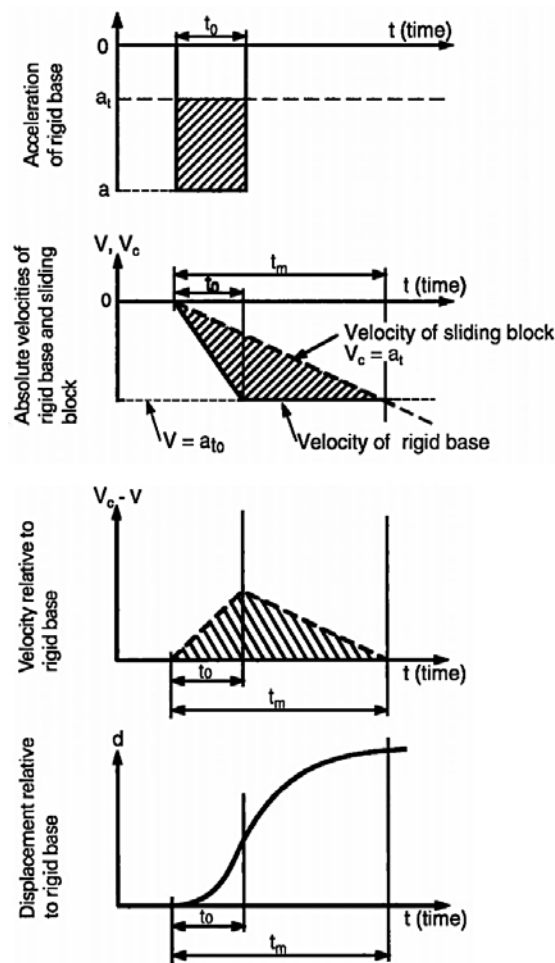
W_g : وزن واحد طول دیوار

شایان توجه است که P_{ae} در رابطه فوق تابع شتاب آستانه (a_t) بوده و تعیین آن مستلزم انجام آزمون و خطا است. پس از محاسبه شتاب آستانه، مجموعه‌ای از رکوردهای تاریخچه زمانی شتاب زلزله که به لحاظ دوره تناوب و محتوای فرکانسی بر شرایط منطقه مورد بررسی منطبق هستند، به‌عنوان زلزله طرح انتخاب می‌شوند. با دو بار انتگرال‌گیری زمانی از تفاضل رکورد شتاب ورودی زلزله و شتاب آستانه و تجمیع مقادیر تغییرمکان حاصل از بخش‌های مختلف تاریخچه زمانی، مقدار تغییرمکان لغزشی ماندگار دیوار به‌دست می‌آید. روند محاسبه تغییرمکان ماندگار سازه با استفاده از روش بلوک لغزنده نیومارک در شکل‌های (۱-۴) و (۲-۴) نشان داده شده‌اند.



شکل ۴-۱- نمونه‌ای از تحلیل بلوک لغزنده در روش نیومارک.

تاکنون، چندین مطالعه عددی بر مبنای نظریه بلوک لغزنده نیومارک، برای به‌دست آوردن رابطه‌ای ساده برای تخمین تغییرمکان افقی ماندگار دیوارهای وزنی انجام شده است. در شکل (۳-۴)، نمودار حاصل از تعدادی از این روابط بر مبنای شتاب حداکثر (a_{max}) برابر $g/5$ و سرعت حداکثر ۷۶ سانتیمتر بر ثانیه ارائه شده است. علی‌رغم این‌که بر طبق نظریه بلوک لغزنده نیومارک، مؤلفه قائم شتاب زلزله موجب تغییر میزان تغییرمکان محاسباتی می‌شود، اما یک مطالعه پارامتریک انجام شده بر روی رکوردهای ثبت شده زلزله کوبه، نشان داد اثر شتاب قائم زلزله بر روی جابجایی ناچیز و قابل صرف‌نظر کردن است [۳].



شکل ۴-۲- نحوه محاسبه سرعت و تغییر مکان در روش بلوک لغزنده نیومارک.

یکی از روابط ساده ارائه شده برای محاسبه تغییر مکان افقی ماندگار دیوار بر مبنای روش نیومارک، رابطه ریچاردز و

المز^۱ (۱۹۷۹) است:

$$d = 0.087 \frac{V_{max}^2 \cdot a_{max}^3}{a_t^4} \quad (۴-۲)$$

که در آن:

d : تغییر مکان لغزشی ماندگار دیوار (cm)

a_{max} : شتاب حداکثر زلزله ورودی ($\frac{cm}{s^2}$)

V_{max} : سرعت حداکثر زلزله ورودی ($\frac{cm}{s}$)

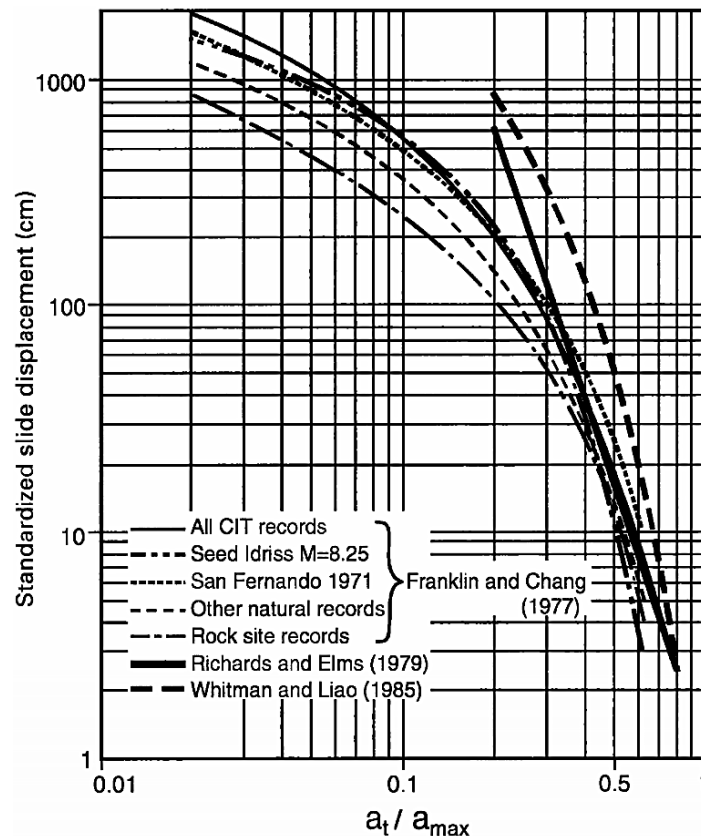
رابطه فوق برای $\frac{a_t}{a_{max}} \geq 0.3$ معتبر بوده و نتایج حاصل از آن به متغیرهای تأثیرگذار در مقدار شتاب آستانه و ماهیت

شتاب زلزله ورودی حساس است. از این رو، برای کاهش پراکندگی نتایج، ویتمن و لیائو (۱۹۸۵) اثر پاسخ دینامیکی خاکریز،

^۱ Richards & Elms

سینماتیک گوه‌های گسیختگی خاکریز، دوران دیوار و شتاب قائم را بر روی جابجایی دیوار لحاظ نمودند و رابطه زیر را ارائه کردند:

$$\bar{d} = \left(\frac{37V_{max}^2}{a_{max}} \right) \exp \left(-\frac{9.4a_t}{a_{max}} \right) \quad (4-3)$$



شکل ۴-۳- نتایج روابط شبه‌دینامیکی برای تعیین تغییرمکان لغزشی دیوار.

با انجام یک تحلیل آماری بر روی عوامل ایجاد خطا در رابطه فوق، منحنی طراحی شکل (۴-۳) با احتمال عدم وقوع ۹۵٪ (ضریب اطمینان ۴) حاصل می‌شود.

$$\frac{a_t}{a_{max}} = 0.66 - \frac{1}{9.4} \ln \left(\frac{da_{max}}{V_{max}^2} \right) \quad (4-4)$$

علی‌رغم سادگی روش بلوک لغزنده نیومارک، استفاده از آن برای تخمین جابجایی دیوارهای مستقر بر روی بسترهای سست و نرم که دارای تغییرمکان‌های دورانی بزرگ هستند، منجر به تخمین نادرست میزان جابجایی دیوار می‌شود. در صورت روانگرا بودن خاکریز دیوار نیز شتاب آستانه بایستی بر مبنای یک روش مناسب، براساس تئوری تعادل حدی تعیین شود. به‌طور کلی، استفاده از این روش برای تخمین تغییرمکان لغزشی دیوارهای وزنی در بسترهای متراکم که حالت ناپایداری دیوار از نوع لغزش باشد، مناسب است.

ب- روش بلوک لغزنده اصلاح شده برای اسکله‌های بلوکی

در این روش، مشابه با روش بلوک لغزنده نیومارک، اسکله به صورت جسمی صلب در نظر گرفته می‌شود که دچار یک لغزش صلب کاملاً مومسان بر روی یک سطح لغزش مشخص، می‌شود [۴]. شکل (۴-۴) مولفه‌های مختلف نیروی وارد بر یک اسکله وزنی بلوکی را نشان می‌دهد. نیروی هیدرواستاتیکی آب در هر دو طرف دیوار اعمال می‌شود و راستای این نیرو در هر دو طرف دیوار یکسان در نظر گرفته می‌شود (یعنی دو نیرو یکدیگر را خنثی نمی‌کنند). از سوی دیگر، به موجب ضخامت کم بخش پنجه دیوار از نیروی مقاوم این بخش در برابر جابجایی دیوار صرف نظر می‌شود (در شرایطی که ضخامت این بخش بیشتر باشد بایستی تأثیر این نیرو نیز در محاسبات لحاظ شود).

بر اساس نیروی‌های محرک و مقاوم وارد بر دیوار، شتاب نسبی دیوار (a_{rel}) به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$a_{rel} = \frac{P'_{ae,h} + 2F_{wd} + ma \pm F_r}{m} \quad (4-5)$$

که در آن:

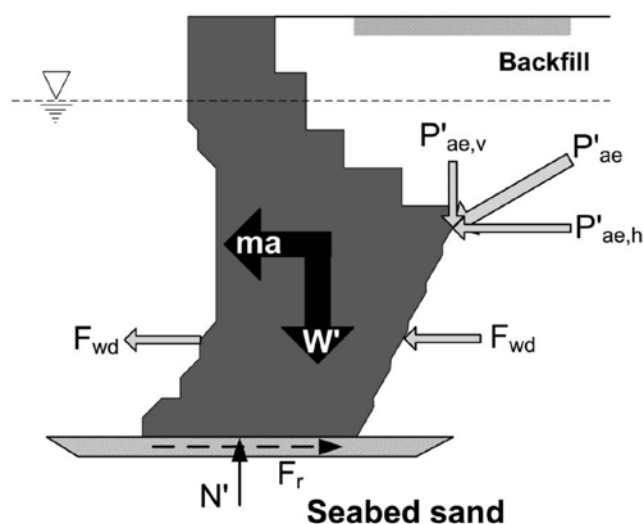
$P'_{ae,h}$: مولفه افقی فشار موثر جانبی فعال (P'_{ae}) وارد بر دیوار

F_{wd} : نیروی هیدرودینامیکی آب وارد بر جلو و پشت اسکله

m : جرم دیوار

a : شتاب در تراز کف اسکله

F_r : مقاومت لغزشی بستر



شکل ۴-۴- مولفه‌های مختلف نیروی‌های وارد بر یک اسکله (a): شتاب در تراز کف اسکله؛ F_r : مقاومت لغزشی بستر؛ F_{wd} : نیروی

هیدرودینامیکی آب وارد بر جلو و پشت اسکله؛ m : جرم دیوار؛ ma : نیروی اینرسی دیوار؛ N' : نیروی قائم موثر وارد بر بستر دیوار؛ P'_{ae} :

فشار موثر جانبی فعال وارد بر دیوار که $P'_{ae,v}$ و $P'_{ae,h}$ به ترتیب مولفه‌های افقی و قائم آن هستند؛ W' : وزن موثر دیوار).

شتاب نسبی در ارتفاع دیوار ثابت در نظر گرفته می‌شود. هنگامی که نیروهای وارد بر دیوار از مقاومت بستر بزرگ‌تر باشند و $a_{rel} > 0$ باشد، دیوار شروع به لغزش می‌نماید. با فرض تشابه مقاومت استاتیکی و دینامیکی خاک، نیروی مقاومت اصطکاکی بسیج شده بین اسکله و بستر (F_r) به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$F_r = (W' + P'_{ae,v}) \tan(\phi'_b) \quad (۴-۶)$$

که در آن:

ϕ'_b : زاویه اصطکاک سطح مشترک زیر دیوار و بستر

W' : وزن موثر دیوار

$P'_{ae,v}$: مولفه قائم فشار موثر جانبی فعال (P'_{ae}) وارد بر دیوار

F_r در جهت مخالف جابجایی دیوار عمل می‌نماید. بنابراین، بسته به جهت حرکت دیوار در معادله (۴-۶) در فرم مثبت و یا منفی وارد می‌شود.

فشار موثر جانبی فعال (P'_{ae}) با استفاده از روش شبه‌استاتیکی مونونوبه- اوکابه محاسبه می‌شود [۵]. نیروی هیدرودینامیکی آب (F_{wd}) نیز با استفاده از رابطه ارائه شده در فصل ۳ محاسبه می‌شود. سرعت و تغییرمکان افقی لغزشی دیوار در روش بلوک لغزنده اصلاح شده به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$V_i = \frac{a_{rel,i} + a_{rel,i-1}}{2} \times (t_i - t_{i-1}) + V_{i-1} \quad (۴-۷)$$

$$d_i = \frac{V_i + V_{i-1}}{2} \times (t_i - t_{i-1}) + d_{i-1} \quad (۴-۸)$$

که $a_{rel,i}$ ، V_i ، d_i و t_i به ترتیب شتاب نسبی، سرعت، تغییرمکان افقی و گام زمانی در گام i و $a_{rel,i-1}$ ، V_{i-1} ، d_{i-1} و t_{i-1} به ترتیب شتاب نسبی، سرعت، تغییرمکان افقی و گام زمانی در گام $i-1$ هستند.

۳-۱-۴- روش دینامیکی

همان‌گونه که پیش‌تر اشاره شد، روش‌های شبه‌استاتیکی صرفاً شاخصی از پایداری سازه را ارائه می‌دهند و هیچ تخمینی از میزان جابجایی‌های دیوار و سازوکار تغییرشکل آن در طی زلزله ارائه نمی‌کنند. همچنین به واسطه ساده‌سازی ماهیت نیرو دینامیکی زلزله و در نظر گرفتن آن به‌عنوان یک نیروی شبه‌استاتیکی معادل در این روش‌ها، اثرات اختلاف فازها و تشدید بار سیکلی در داخل خاکریز در نظر گرفته نمی‌شود [۶]. روش‌های شبه‌دینامیکی نیز صرفاً قادر به تخمین تغییرمکان‌های لغزشی دیوار هستند و توانایی تخمین تغییرشکل‌های دورانی سازه را ندارند. به‌علاوه، کاربرد آن‌ها نیز صرفاً به بسترهای متراکم محدود می‌شود. کامل‌ترین روش موجود برای تحلیل رفتار لرزه‌ای سازه‌های ساحلی و اسکله‌ها، روش‌های دینامیکی هستند که بر اساس بررسی کل سیستم خاک و دیوار و ارزیابی تأثیر اندرکنش خاک و سازه بر پاسخ سازه انجام می‌شوند و علاوه بر تخمین مقادیر تغییرمکان‌ها، کرنش‌ها و تنش‌ها، سازوکار رفتاری دیوار را نیز شبیه‌سازی می‌نمایند. برخی از مزایای این تحلیل‌ها عبارتند از:

۱- توانایی مدل‌سازی شکل‌های هندسی پیچیده

۲- امکان انجام تحلیل‌های حساسیت‌سنجی برای تعیین میزان اثر متغیرهای مختلف

۳- بررسی واقع‌بینانه‌تر رفتار دینامیکی خاک

۴- امکان مدل‌سازی افزایش فشار آب منفذی و پدیده روان‌گرایی با انجام تحلیل‌های مزدوج^۱

۵- اعمال بار زلزله به‌صورت تاریخچه زمانی به سازه

۶- امکان مدل‌سازی مراحل ساخت و اجرای سازه و لحاظ نمودن آن در نتایج تحلیل‌های بعدی

به‌واسطه پیچیدگی بالای روش‌های دینامیکی به‌کارگیری آن‌ها مستلزم استفاده از روش‌های عددی مانند اجزای محدود یا تفاضل محدود است. بسته به سطح کرنش مورد انتظار از خاک، مدل‌سازی رفتار مصالح می‌تواند به‌صورت خطی و یا غیرخطی و در فضای تنش کل یا تنش مؤثر انجام شود. در تحلیل تنش کل، خاک به‌صورت محیط تک‌فازی در نظر گرفته می‌شود و تخمین پاسخ بخش سیال خاک و به‌عبارت دیگر تغییرات فشار آب منفذی امکان‌پذیر نیست. در مقابل در تحلیل تنش مؤثر، خاک به‌صورت محیط دوفازی مدل‌سازی می‌شود و پاسخ هر دو فاز به‌طور هم‌زمان به‌دست می‌آید. هر دو روش خطی و غیرخطی قابل انجام در فضای تنش کل و تنش مؤثر هستند. با توجه به حساسیت بالای نتایج تحلیل‌های دینامیکی نسبت به متغیرهای ورودی، لازم است نتایج حاصل از این روش‌ها با مشاهدات تجربی و آزمایشگاهی اعتبارسنجی شوند.

الف- روش خطی معادل

استفاده از تحلیل خطی معادل در مسائل ژئوتکنیکی بسیار متداول است. در این تحلیل، مدول برشی و میرایی با سطح کرنش تغییر می‌کند و در هر مرحله یک تحلیل خطی صورت می‌پذیرد. از مهم‌ترین محدودیت‌های این روش می‌توان به موارد زیر اشاره نمود:

۱- عدم محاسبه تغییر مکان‌های پسماند سیستم خاک و سازه

۲- عدم اطمینان از صحت نتایج مدل‌سازی در کرنش‌های بزرگ‌تر از ۱٪

۳- ایجاد تشدیدهای مصنوعی در مدل

برای رفع معایب و محدودیت‌های فوق، تغییراتی در تحلیل تنش کل ایجاد شده است، به‌نحوی که می‌توان با در نظر گرفتن اثر افزایش فشار آب حفره‌ای، مدول برشی خاک را در تحلیل خطی معادل کاهش داد و یا این‌که در یک تحلیل غیرخطی تنش کل، مقاومت خاک را تغییر داد. اما این تغییرات نیز نمی‌تواند مشکل اثرات افزایش تجمعی فشار آب منفذی را برطرف نماید. بنابراین، تنها تحلیلی که توانایی رفع این موارد را دارد، تحلیل غیرخطی تنش مؤثر است.

ب- روش غیرخطی

در این روش، با انتگرال‌گیری مستقیم در حوزه زمان به‌صورت عددی، تحلیل بر مبنای پاسخ غیرخطی واقعی خاک انجام می‌شود. انتگرال‌گیری از معادله حرکت در گام‌های زمانی کوچک، به‌کارگیری تمامی مدل‌های تنش-کرنش خطی

^۱ couple

یا غیرخطی و همچنین مدل‌های رفتاری پیچیده را در مدل‌سازی رفتار خاک امکان‌پذیر می‌نماید. در ابتدای هر گام زمانی با استفاده از رابطه تنش- کرنش، مشخصات خاکی مورد نیاز آن گام تعیین می‌شود. تحلیل غیرخطی در هر دو فضای تنش کل و یا تنش مؤثر قابل انجام است. همان‌گونه که پیش‌تر اشاره شد، بزرگ‌ترین مشکل روش خطی معادل عدم توانایی تخمین افزایش فشار آب منفذی در طی بارگذاری چرخه‌ای است. از این‌رو، تحلیل غیرخطی معمولاً در فضای تنش مؤثر انجام می‌شود که در آن چگونگی ایجاد، توزیع مجدد و زائل شدن اضافه فشار آب منفذی خاک در طی و پس از اعمال بار چرخه‌ای قابل مدل‌سازی است. به‌کارگیری روش‌های غیرخطی برای مدل‌سازی رفتار خاک مستلزم یک رابطه تنش-کرنش منطقی و یا یک مدل رفتاری قابل اعتماد مبتنی بر نظریه مومسانی در خاک‌ها است. در تحلیل غیرخطی تنش مؤثر، تمامی متغیرهای اصلی مؤثر بر پاسخ، در یک تحلیل واحد در نظر گرفته می‌شوند. این نوع تحلیل شامل تعیین اضافه فشار آب منفذی، نرم‌شدگی کرنشی^۱ و کاهش مقاومت خاک تحت شرایط بارگذاری چرخه‌ای است. جریان آب منفذی نیز ممکن است، در نظر گرفته شود. انجام تحلیل غیرخطی تنش مؤثر به دو صورت مزدوج کامل^۲ و شبه‌مزدوج^۳ امکان‌پذیر است.

ج- تحلیل مزدوج کامل

در تحلیل مزدوج کامل، اندرکنش دینامیکی آب منفذی و بخش جامد خاک به‌طور مستقیم لحاظ می‌شود و معادله‌های مربوط به تعادل مکانیکی و جریان به‌طور هم‌زمان حل می‌شوند. در این تحلیل لازم است مدل‌های رفتاری پیشرفته استفاده شوند. شایان توجه است که دقیق‌ترین روش‌های مدل‌سازی رفتار خاک، روش‌های مبتنی بر مدل‌های رفتاری پیشرفته هستند که در آن‌ها از اصول پایه مکانیک برای در نظر گرفتن شرایط اولیه تنش، محدوده وسیعی از مسیرهای تنش، چرخش محورهای اصلی، بارگذاری چرخه‌ای یا استاتیکی، نرخ کرنش کم یا زیاد و شرایط زهکشی شده و یا زهکشی نشده، استفاده می‌شوند. همان‌گونه که اشاره شد، چنین مدل‌هایی براساس نظریه مومسانی در خاک گسترش یافته‌اند، به‌طوری‌که عموماً نیازمند یک سطح تسلیم برای توصیف محدوده شرایط تنش در وضعیت رفتار کشسانی، یک قانون سخت‌شوندگی برای تعیین تغییرات اندازه و شکل سطح تسلیم در هنگام وقوع تغییرشکل‌های پلاستیک و یک قانون جریان برای ایجاد ارتباط بین نمو کرنش مومسان و نمو تنش هستند. با وجود این که مدل‌های رفتاری پیشرفته عمومیت و انعطاف‌پذیری بیشتری در مدل‌سازی رفتار خاک‌ها تحت بارگذاری چرخه‌ای دارند، اما تعریف آن‌ها معمولاً مستلزم تعداد بسیار بیشتری متغیر نسبت به مدل‌های خطی معادل یا مدل‌های غیرخطی چرخه‌ای است. مدل کشسانی-مومسانی مناسب باید در عین سادگی از لحاظ عددی توانمند و به حد کافی پیچیده باشد تا بتواند مشخصه‌های اساسی رفتار خاک را لحاظ نماید. به‌طور کلی، مدل رفتاری مورد استفاده بایستی قادر باشد تمامی مشخصه‌های پدیده روان‌گرایی، شامل نرم‌شدگی کرنش قسمت

^۱ Softening strain

^۲ fully coupled

^۳ pseudo coupled

جامد خاک، چرخه‌های پسماند تنش- کرنش و اندرکنش میان فاز جامد و سیال خاک را در نظر بگیرد. مهم‌ترین ملاحظات برای مدل‌های رفتاری عبارتند از:

- ۱- دنبال کردن مسیر تنش نزدیک سطح تسلیم برشی در حین بارگذاری چرخه‌ای ماسه متراکم اشباع
- ۲- توصیف چرخه پسماند از نوع فنر سخت‌شونده^۱
- ۳- تخمین افزایش پیش‌رونده^۲ دامنه کرنش برشی
- ۴- تحلیل رفتار چرخه‌ای ماسه تحکیم شده تحت تنش‌های غیر همسان‌گرد

د- تحلیل شبه‌مزدوج

در تحلیل شبه‌مزدوج، الگوریتم حل، اندرکنش دو فاز جامد خاک و سیال را به‌طور مستقیم برقرار نمی‌کند و ساده‌سازی‌هایی صورت می‌گیرد. برای نمونه، در بعضی از این نوع روش‌ها، ابتدا معادله‌های تعادل مکانیکی حل می‌شوند و سپس با استفاده از یک رابطه تجربی، کرنش حجمی مومسان به‌وسیله کرنش برشی به‌دست آمده در مرحله اول، محاسبه می‌شود. کرنش حجمی مومسان به‌دست آمده مجدداً به سیستم اعمال می‌شود تا موجب افزایش فشار آب منفذی شود. این مرحله از محاسبات در هر گام زمانی به تعداد مورد نیاز تکرار می‌شود. در این نوع تحلیل، مدل‌سازی رفتار تنش- کرنش خاک با استفاده از مدل‌های رفتاری ساده‌تر مانند مدل موهر- کولمب^۳ و یا مدل‌های غیرخطی چرخه‌ای که غالباً رفتار تنش- کرنش آن‌ها به‌صورت هذلولی است، انجام می‌شود. مدل‌های غیرخطی چرخه‌ای متعددی ارائه شده‌اند که در همه آن‌ها یک منحنی اصلی و مجموعه‌ای از قوانین شامل رفتار باربرداری- بارگذاری، تغییرات سختی و سایر موارد به‌چشم می‌خورند. ساده‌ترین مدل‌ها دارای منحنی‌های اصلی نسبتاً ساده و دارای تنها چند قانون پایه هستند. مدل‌های پیچیده‌تر ممکن است دارای قوانین اضافه‌زیادی باشند، که آن‌ها را قادر می‌سازد اثرات بارگذاری غیرمنظم، متراکم شدن، تولید اضافه فشار آب منفذی و سایر عوامل را بهتر بیان نمایند. شایان توجه است که مدل‌های رفتاری ساده و مدل‌های غیرخطی چرخه‌ای به‌تنهایی قادر به تخمین مقادیر فشار آب منفذی نیستند و لازم است همراه مدل تنش - کرنش، یک مدل مناسب برای تخمین اضافه فشار آب منفذی استفاده شود.

به‌طور کلی، لحاظ شدن اندرکنش قسمت جامد خاک و آب منفذی به‌طور مستقیم در روش مزدوج کامل این روش را به کامل‌ترین روش تحلیلی موجود، مبدل می‌سازد؛ اما دشواری تعیین برخی از متغیرهای مورد نیاز برای توصیف اندرکنش دو فاز جامد خاک و سیال و مدل‌سازی رفتار کلی خاک، استفاده از این روش را دشوار می‌سازد. در مقابل، متغیرهای مورد نیاز برای روش شبه‌مزدوج به آسانی قابل تعیین هستند، اما همین سادگی می‌تواند سبب کاهش دقت نتایج حاصل از این روش شود.

^۱ hardening

^۲ progressive

^۳ Mohr-coulomb constitutive model

ه- شبیه‌سازی عددی

همان‌گونه که پیش‌تر اشاره شد، به‌سبب پیچیدگی معادله‌های موجود در روش‌های دینامیکی، به‌کارگیری آن‌ها صرفاً با به‌کارگیری روش‌های حل عددی امکان‌پذیر است. این روش‌ها انواع مختلفی دارند که برای مسائل و شرایط گوناگون استفاده می‌شوند. برخی از مزایای این روش‌ها برای مسائل ژئوتکنیکی عبارتند از:

- امکان تحلیل مسائل با تغییرات نامنظم شکل هندسی، بارگذاری، خواص مصالح، شرایط مرزی و سایر مشخصات

- امکان تغییر دقت تحلیل در بخش‌های مختلف مدل عددی

- سهولت اعمال تغییرات در مدل تحلیل شده

در خصوص مسائل ژئوتکنیک دریایی به‌واسطه ماهیت مسئله و دقت مورد انتظار، روش‌های عددی اجزای محدود و تفاضل محدود، دارای بیشترین کاربرد هستند. تاکنون چندین نرم‌افزار عددی براساس این روش‌ها توسعه یافته‌اند که هر یک از آن‌ها مزایا و محدودیت‌های مختص به خود را دارند [۷-۱۰].

۲-۴- آزمون‌های مدلی

در مقایسه با آزمون‌هایی که بر روی یک نمونه از خاک انجام می‌شوند، آزمون‌های مدلی تلاش می‌کنند تا شرایط مرزی یک مسئله خاص را با اعمال بارگذاری چرخه‌ای بر یک مدل فیزیکی کوچک مقیاس از سازه کامل و اصلی بازسازی کنند. آزمون‌های مدلی ممکن است برای ارزیابی کارایی سازه‌های خاص و یا مطالعه اثر متغیرهای مختلف بر یک مسئله عمومی استفاده شوند. آزمون‌های مدلی برای شناسایی پدیده‌های مهم و اثبات نظریه‌ها بسیار مفید هستند، اما هنوز در حدی توسعه نیافته‌اند که مستقیماً برای طراحی سازه‌های مهم استفاده شوند.

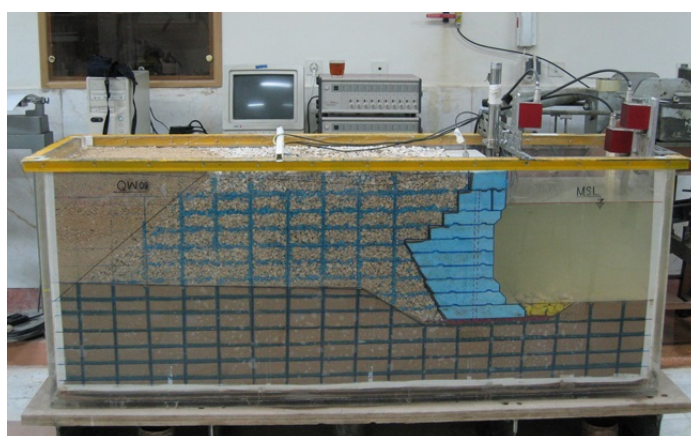
رفنار خاک‌ها به سطح تنش وابسته است و ممکن است خاک‌هایی که تحت تنش‌های قائم بزرگ رفتار انقباضی از خود نشان می‌دهند، تحت تنش‌های کوچک‌تر رفتار اتساعی داشته باشند. بنابراین، یکی از مهم‌ترین چالش‌ها در آزمون‌های مدلی، انطباق تنش مدل با سازه اصلی است.

از آنجایی که کار تحت شرایط جاذبه زمین بسیار مشکل است، یک روش معمول، انجام آزمون تحت اثر جاذبه شدت یافته است. بنابراین، آزمون‌های مدلی به آزمون‌های تحت اثر جاذبه زمین (آزمون‌های میز لرزه با شتاب $1g$) و آزمون‌های تحت اثر شتاب‌های جاذبه بزرگ‌تر (آزمون‌های سانتریفیوژ) تقسیم می‌شوند. هر دو این آزمون‌ها دارای ایرادات مشخصی هستند که مهم‌ترین آن‌ها اثرات شبیه‌سازی و شرایط مرزی هستند.

۱-۲-۴- آزمون میز لرزه

در سال‌های ابتدایی عمر علم مهندسی ژئوتکنیک، تقریباً تمامی آزمون‌های مدل فیزیکی با استفاده از میز لرزه انجام می‌شد. این آزمون‌ها دیدگاه‌های ارزشمندی در خصوص روان‌گرایی، تغییرشکل‌های ماندگار پس از زلزله، پاسخ شالوده و

مسائل رانش جانبی خاک‌ها فراهم ساخته‌اند. عمدتاً از میزهای لرزه با یک درجه آزادی استفاده می‌شود، اما میزهای با چند درجه آزادی نیز ساخته شده‌اند. شکل (۴-۱۴) یک نمونه دستگاه میز لرزه را نشان می‌دهد. برای انجام مطالعات ژئوتکنیکی از میزهای لرزه در اندازه‌های مختلف استفاده شده است. بعضی از آن‌ها کاملاً بزرگ بوده و اجازه می‌دهند که مدل‌هایی با ابعاد چند متر مورد آزمون قرار گیرند. بنابراین، میزهای لرزه عمدتاً می‌توانند خاک‌های واقعی با اندازه اولیه خود را به کار گیرند و مانند آزمون‌های مدلی کوچک‌تر، نیازی به تجزیه مصالح به ذرات کوچک‌تر وجود ندارد. برای این مدل‌های بزرگ می‌توان خاک‌ها را نسبتاً آسان در محفظه آزمون ریخت و ابزارهای ثبت و اندازه‌گیری متغیرها را در محل‌های مورد نظر نصب کرد. همچنین مدل‌های میز لرزه به‌سادگی در طی آزمون قابل مشاهده هستند.



شکل ۴-۱۴- دستگاه میز لرزه.

از طرف دیگر، تنش‌های با شتاب بزرگ با میز لرزه قابل تولید نیست. همچنین، اگر چه رفتار انقباضی مربوط به تنش‌های قائم بزرگ در اعماق قابل ملاحظه با ریختن خاک به‌صورت بسیار متخلخل در هنگام آماده‌سازی مدل قابل شبیه‌سازی است، اما مراحل آماده‌سازی چنین مدلی بسیار دشوار است. به‌سبب سطح تنش قائم پایین، اثر عواملی که چسبندگی را ایجاد می‌نمایند، در مدل از نمونه اصلی بزرگ‌تر خواهد بود.

۴-۲-۲- آزمون سانتریفیوژ

در این آزمون، یک مدل با مقیاس $1/N$ در فاصله r از محور سیستم سانتریفیوژ قرار می‌گیرد و با سرعتی معادل $\Omega = \sqrt{N/r}$ به‌چرخش در می‌آید تا میدان شتابی N برابر شتاب ثقل ایجاد نماید. شرایط تنش در هر نقطه از مدل بایستی مشابه نمونه اصلی در مقیاس واقعی باشد. رفتار کلی مدل نیز باید با شرایط واقعی یکسان باشد. شکل (۴-۱۵) یک نمونه دستگاه سانتریفیوژ را نشان می‌دهد.



شکل ۴-۱۵- دستگاه سانتریفیوژ.

آزمون‌های سانتریفیوژ به مدل‌های بسیار کوچک‌تری نسبت به میز لرزه محدود می‌شوند. از آن جایی که با افزایش فاصله شعاعی، میدان جاذبه افزایش می‌یابد، شتاب جاذبه در بالای مدل از مقدار آن در پایین مدل کم‌تر است. در انجام این آزمون‌ها، ملاحظات شبیه‌سازی و ضرایب تشابه از اهمیت بسیار بالایی برخوردارند. ضرایب تشابه مبین سرعت گرفتن وقایع دینامیکی در سانتریفیوژ هستند.

۴-۳- معرفی نرم‌افزارهای موجود برای انجام تحلیل‌های عددی

۴-۳-۱- نرم‌افزار آباکوس^۱

نرم‌افزار آباکوس، یکی از شناخته شده‌ترین نرم‌افزارهای تخصصی در حوزه مهندسی ژئوتکنیک و مبتنی بر تحلیل اجزای محدود است [۸]. از این نرم‌افزار برای شبیه‌سازی رفتار مکانیکی مصالح در حوزه‌های مختلف نظیر عمران، هوا و فضا و مکانیک استفاده می‌شود. در این نرم‌افزار، از زبان برنامه‌نویسی منبع‌باز پایتون برای اسکریپت نویسی استفاده می‌شود. برخی از مهم‌ترین ویژگی‌های این نرم‌افزار عبارتند از: امکان انجام تحلیل‌های غیرخطی، وجود اجزای سازه‌ای مختلف، امکان انجام تحلیل‌های مختلف نظیر کمانش، پس-کمانش و پسماند، امکان شبیه‌سازی دینامیکی، امکان شبیه‌سازی اندرکنش خاک و سازه و وجود مدل‌های رفتاری متنوع.

^۱ ABAQUS

۲-۳-۴- نرم‌افزار فلک^۱

نرم‌افزار فلک یک برنامه تفاضل محدود صریح است که برای شبیه‌سازی رفتار مصالح ژئوتکنیکی در محدوده کشسانی و مومسانی استفاده می‌شود. به‌واسطه عدم نیاز به تشکیل ماتریس در طی روند حل، این نرم‌افزار قادر به انجام حجم وسیعی از محاسبات دوبعدی، بدون نیاز به حافظه اضافی است. نرم‌افزار فلک در ابتدا برای حل مسائل مهندسی ژئوتکنیک و معدن توسعه یافت، اما توانایی‌ها و قابلیت‌های گسترده موجود در این نرم‌افزار، به‌کارگیری آن را برای حل سایر مسائل پیچیده مکانیکی ممکن می‌سازد. علاوه بر این، مدل‌های رفتاری متنوع موجود در این برنامه، مدل‌سازی رفتار غیرخطی مصالح مختلف را امکان‌پذیر می‌نماید.

۳-۳-۴- نرم‌افزار پلکسیس^۲

پلکسیس یک نرم‌افزار کامپیوتری مبتنی بر روش اجزای محدود برای حل مسائل ژئوتکنیکی در محیط‌های خاکی و سنگی است [۷]. این نرم‌افزار اولین بار در دانشگاه دلف هلند توسط پروفیسور پیتر ورمیر^۳ در قالب تز دکتری نوشته شد و انتخاب آن بر مبنای شرایط کرنش سطحی متقارن محوری صورت گرفت. دکتر ورمیر پس از اخذ مدرک دکتری در دانشگاه اشتوتگارت به‌همراه تیم علمی دانشگاه دلف برای سه دهه این نرم‌افزار را توسعه دادند. برخی از مهم‌ترین ویژگی‌های این نرم‌افزار عبارتند از:

- امکان مدل‌سازی سازه‌های سطحی و زیرسطحی در محیط‌های خاکی و سنگی
- تحلیل مسائل به روش‌های استاتیکی و دینامیکی
- مدل‌سازی تراوش و تحلیل دوگانه فشار آب - تغییرشکل
- ارائه خروجی‌های مختلف

۴-۳-۴- نرم‌افزار میداس^۴

نرم‌افزار میداس یک نرم‌افزار جامع مبتنی بر روش اجزای محدود است که قادر به انجام طیف وسیعی از تحلیل‌های ژئوتکنیکی است. نرم‌افزار میداس با هدف انجام طراحی‌های ژئوتکنیکی، شامل طراحی شالوده‌های سطحی و عمیق، انواع حفاری و گودبرداری، فضا‌های زیرزمینی و تونل، خاکریزها، بهسازی خاک، پایداری شیروانی، تحکیم خاک و غیره ارائه شده است. این نرم‌افزار علاوه بر مهندسی ژئوتکنیک، در حل مسائل مربوط به سایر زمینه‌های مهندسی عمران، نظیر مهندسی پل و همچنین مسائل مهندسی مکانیک استفاده می‌شود. این نرم‌افزار توانایی تحلیل مدل‌های دینامیکی، مسائل اندرکنش خاک و سازه و روان‌گرایی خاک را دارد. این نرم‌افزار دارای قابلیت بسیار زیادی در انجام تحلیل‌های حساسیت‌سنجی است

^۱ FLAC

^۲ PLAXIS

^۳ Pier Vermeer

^۴ MIDAS

و با مدل‌سازی یک مسئله، می‌تواند تأثیر چند عامل تأثیرگذار بر مسئله را در همان مدل، مورد بررسی قرار دهد. این نرم‌افزار قابلیت‌های بالای گرافیکی برای ارائه نتایج به صورت عکس، فیلم، جدول و حتی تهیه خودکار گزارش مدل‌سازی در قالب فایل نوشتاری را دارد.

۴-۳-۵- نرم‌افزار دیانا^۱

دیانا یک مجموعه نرم‌افزاری بر مبنای روش اجزاء محدود است که جهت حل طیف وسیعی از مسائل مهندسی عمران شامل سازه‌های سطحی، سازه‌های ژئوتکنیکی و همچنین مسائل مربوط به مهندسی نفت و گاز مورد استفاده قرار می‌گیرد. قابلیت‌های کاربردی این برنامه شامل پشتیبانی از مدل‌های رفتاری مختلف، روش‌های مختلف تحلیل و کتابخانه‌های متنوع اجزاء بوده که براساس آخرین و پیشرفته‌ترین روش‌های تحلیل اجزاء محدود طراحی شده است. یکی از ویژگی‌های قابل توجه این برنامه، دارای بودن یک حل‌گر قدرتمند است که رویه‌های حل تمامی مدل‌های پیچیده خطی و غیر خطی را با ارائه محاسبات سریع و نتایج دقیق بهینه‌سازی می‌کند.

۶-۳-۴- نرم‌افزار ژئو استودیو^۲

بسته نرم‌افزاری ژئو استودیو یک برنامه کامل ژئوتکنیکی برای تحلیل و طراحی ژئوتکنیکی بوده که قادر است تحلیل پایداری، تراوش، تنش-کرنش و لرزه‌ای را در انواع شیب‌های خاکی مسلح و غیرمسلح و به خصوص سدهای خاکی در شرایط استاتیکی، شبه‌استاتیکی و دینامیکی انجام دهد. مهم‌ترین نرم‌افزارهای این بسته نرم‌افزاری عبارت‌اند از: Slope برای تحلیل پایداری، Seep برای تحلیل تراوش، Sigma برای تحلیل‌های تنش-کرنش و Quake برای تحلیل‌های دینامیکی. همه نرم‌افزارهای ذکر شده به جز نرم افزار GEOSLOPE از روش اجزای محدود برای تحلیل مسائل استفاده می‌کنند. شکل (۱-۴) دیوار ساحلی کیسونی مدل‌سازی شده در فضای Quake/w را نشان می‌دهد. ماژول Quake در نرم‌افزار ژئو استودیو در تحلیل دینامیکی کاربرد دارد. برای این منظور، ابتدا فایل مدل مورد نظر از تحلیل ماژول Seep دریافت می‌شود. تحلیل ماژول Seep با انجام تحلیل شرایط اولیه، مدل را برای انجام تحلیل دینامیکی آماده می‌سازد. برای انجام تحلیل دینامیکی باید از بارگذاری یک زلزله که از قبل در نرم‌افزار تعریف شده است، استفاده کرد.

۴-۳-۷- نرم‌افزار زدسویل^۳

زدسویل یک نرم‌افزار اجزاء محدود، کاربردی، کاربرپسند و قدرتمند در زمینه مدل‌سازی و طراحی سازه‌های ژئوتکنیکی است. از ویژگی‌های این نرم‌افزار می‌توان به تحلیل سازه‌های ژئوتکنیکی و مصالح خاکی با استفاده از مدل‌های مختلف رفتاری، پشتیبانی از انواع تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی، پایداری شیب، تحکیم و غیره اشاره نمود. زدسویل به واسطه

^۱ DIANA

^۲ GeoStudio

^۳ ZSoil

امکانات کاربردی و قابلیت توسعه با زبان برنامه‌نویسی ++C، به مهندسان ژئوتکنیک و مهندسان سازه در راستای افزایش دقت مدل‌های عددی کمک می‌کند. امکان تعریف و اضافه کردن مدل‌های رفتاری مورد نیاز برای مدل‌سازی و روش‌های تحلیلی جدید توسط کاربر از دیگر ویژگی‌های مهم این نرم‌افزار است.

۸-۳-۴- نرم‌افزار ژئو فایو^۱

بسته نرم‌افزاری ژئو فایو یک مجموعه برنامه ژئوتکنیکی برای تحلیل و طراحی است. این نرم افزارها قادر به تحلیل مسائل ژئوتکنیکی مختلف نظیر پایداری شیب، تونل، تکیه‌گاه‌های پل و سپری‌ها هستند. این نرم‌افزار سیستم یکپارچه‌ای است که بر اساس دو روش تحلیلی و اجزاء محدود کار می‌کند. روش‌های محاسباتی تحلیلی مرتبط به هم (به‌طور مثال طراحی سپرها و یا تحلیل پایداری شیب) به کاربران اجازه می‌دهد تا با سرعت و کارایی بالا سازه‌ها را طراحی و یا کنترل کنند. در صورت نیاز، سازه طراحی شده را می‌توان به برنامه FEM منتقل کرد که در آن تحلیل کلی سازه‌ها به‌صورت اجزاء محدود در آن انجام می‌شود. این کار نه تنها از هدررفت وقت کاربر جلوگیری می‌کند بلکه دو راه حل مستقل را با یکدیگر مقایسه کرده که می‌توان به کمک آن‌ها، درجه اطمینان طراحی را افزایش داد.

۴-۴- مراجع

- [1] Newmark, N. M. (1965). Effects of earthquakes on dams and embankments. *Geotechnique*, 15(2), 139-160.
- [2] Richards Jr, R., & Elms, D. G. (1979). Seismic behavior of gravity retaining walls. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 105(ASCE 14496).
- [3] Nagao, T., Takahashi, H., Nishikawa, K., & Arai, M. (1995). A case study on the collapse of a 7-story SRC-Building due to 1995 Hyogoken-Nanbu earthquake. *Proceeding of WCEE*.
- [4] Sadrekarimi, A. (2011). Seismic displacement of broken-back gravity quay walls. *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, 137(2), 75-84.
- [5] Mononobe, N. (1929). On determination of earth pressure during earthquake. In Proc. *World Engineering Congress*, Vol. 9, pp. 177-185.
- [6] Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical earthquake engineering*, Prentice Hall, Upper Saddle River, NJ.
- [7] Brinkgreve, R. B. J., Swolfs, W. M., Engin, E., Waterman, D., Chesaru, A., Bonnier, P. G., & Galavi, V. (2010). PLAXIS 2D 2010. *User manual*, Plaxis bv.
- [8] Hibbett, Karlsson, & Sorensen. (1998). *ABAQUS/standard: User's Manual* (Vol. 1). Hibbett, Karlsson & Sorensen.
- [9] Stolarski, T., Nakasone, Y., & Yoshimoto, S. (2018). *Engineering analysis with ANSYS software*. Butterworth-Heinemann.
- [10] Itasca, (2016), *FLAC Version 8.0: Fast Lagrangian Analysis of Continua-User's Guide*, Itasca Consulting Group Inc., Minneapolis, Minnesota.

فصل پنجم

بررسی پایداری موج شکن

توده سنگی

۱-۵- مقدمه

ارزیابی پایداری موج‌شکن‌های توده‌سنگی شامل بررسی پایداری موج‌شکن و بررسی تغییرشکل آن است. برای بررسی پایداری از روش‌های مختلف تحلیل پایداری شیروانی و برای برآورد تغییرشکل‌های موج‌شکن از روش‌های عددی و آزمایشگاهی استفاده می‌شود.

۲-۵- بارهای وارده

برای تأیید پایداری موج‌شکن‌های توده‌سنگی باید بارهای استاتیکی شامل وزن موج‌شکن و سازه‌ها و تأسیسات احتمالی مستقر بر روی آن و زلزله‌های سطح ۱ و ۲ را در طراحی لحاظ کرد.

۳-۵- ارزیابی عملکرد اولیه (تحلیل پایداری شبه‌استاتیکی شیروانی)

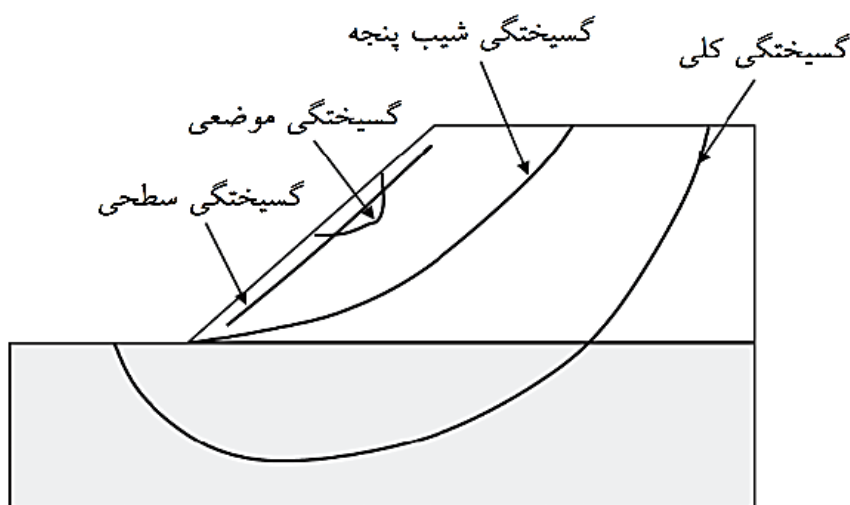
در تحلیل شبه‌استاتیکی موج‌شکن‌ها پس از محاسبه و اعمال این نیرو بر مرکز جرم یک توده لغزشی فرضی، ایستایی و ضریب اطمینان آن در مقابل لغزش با استفاده از روش‌های مختلف تحلیل پایداری (مشابه حالت استاتیکی) بررسی و محاسبه می‌شود. با تکرار این محاسبات، توده‌ای از یک شیروانی که کمترین ضریب اطمینان را داشته باشد به عنوان توده بحرانی در تحلیل شبه‌استاتیک معرفی می‌شود. در صورتی که ضریب اطمینان این توده کمتر از مقادیر مجاز شود لازم است با اعمال تمهیداتی از جمله کاهش شیب، تغییر ناحیه بندی بدنه و یا تغییر مشخصات مصالح و تکرار محاسبات نسبت به بهبود شرایط اقدام نمود. ضریب اطمینان مجاز برای حالت شبه‌استاتیکی برابر ۱ است [۱].

شکل (۵-۱) حالت‌های گسیختگی ممکن یک شیب را نشان می‌دهد که شامل گسیختگی موضعی، گسیختگی سطحی، گسیختگی شیب پنجه و گسیختگی کلی است. گسیختگی موضعی معمولاً در نواحی که مصالح ژئوتکنیکی به‌طور ضعیف متراکم شده‌اند، مصالح ژئوتکنیکی سست وجود دارند، جریان آب مزاحم نفوذکننده و یا دیگر عوامل ایجاد گسیختگی وجود دارند، رخ می‌دهد. به‌سبب اندازه محدود، گسیختگی موضعی اغلب مسأله بزرگی به‌شمار نمی‌رود و به‌آسانی برطرف می‌شود. گسیختگی سطحی شایع‌ترین حالت گسیختگی شیب‌ها، به‌خصوص در نواحی در معرض بارندگی مکرر است. دلایل گسیختگی سطحی، تراکم ضعیف، تنش سربار پایین، کاهش چسبندگی، اشباع و نیرو تراوش هستند. معمولاً از تثبیت زیستی (مانند ریشه درخت) و مسلح‌کننده‌های ژئوسنتتیک برای تثبیت گسیختگی سطحی استفاده می‌شود. گسیختگی شیب پنجه اغلب به‌علت بزرگ‌بودن زاویه شیب، مقاومت پایین خاک و یا وجود سربار، از میان پنجه شیب اتفاق می‌افتد. برای جلوگیری از گسیختگی شیب پنجه روش‌های بهسازی زمین مختلفی از جمله تسلیح با ژئوسنتتیک، میخ‌کوبی خاکی، گیره خاکی، ریزشمع‌ها و ستون‌های سنگی قابل استفاده‌اند. گسیختگی کلی که گسیختگی عمیق نیز نامیده می‌شود

هنگامی رخ می‌دهد که یک شالوده ضعیف در زیر شیب وجود داشته باشد. بهسازی شالوده ضعیف کلید جلوگیری از گسیختگی کلی است.

۱-۳-۵- روش‌های تحلیل پایداری شیب

شرایط پایداری برای تحلیل: متناسب با ماهیت مسئله، تحلیل پایداری شیب ممکن است در شرایط مختلفی انجام شود: (۱) در طی ساخت، (۲) انتهای ساخت، (۳) پایداری بلند مدت، (۴) افت سریع سطح آب، (۵) بارندگی و (۶) زلزله.



شکل ۵-۱- حالت‌های گسیختگی ممکن یک شیب.

زلزله سبب ایجاد نیروهای بالا برنده و افقی می‌شود، که شیب را ناپایدار خواهند نمود. این نیروهای زلزله بایستی در تحلیل پایداری شیب در نظر گرفته شوند. به‌واسطه نرخ وقوع پایین زلزله و مدت زمان کوتاه نیروهای آن، ضریب اطمینان مورد نیاز شیب تحت بارگذاری زلزله پایین‌تر از بارگذاری استاتیکی است.

روش‌های مختلفی برای بررسی پایداری شیب وجود دارند که در ادامه یک نمونه از آن‌ها (روش بیشاپ ساده‌شده) شرح داده می‌شود.

ضریب اطمینان: ضریب اطمینان (FS) تحلیل پایداری شیب معمولاً از جمله‌های تنش برشی، نیروی برشی و لنگر به‌صورت زیر تعریف می‌شود:

$$FS = \frac{\tau_f}{\tau_d} \quad (5-1)$$

$$FS = \frac{T_r}{T_d} \quad (5-2)$$

$$FS = \frac{M_r}{M_d} \quad (5-3)$$

که در آن:

τ_d و τ_f : به ترتیب مقاومت برشی و تنش برشی مصالح ژئوتکنیکی

T_d و T_r : به ترتیب نیروهای مقاوم و محرک مصالح ژئوتکنیکی

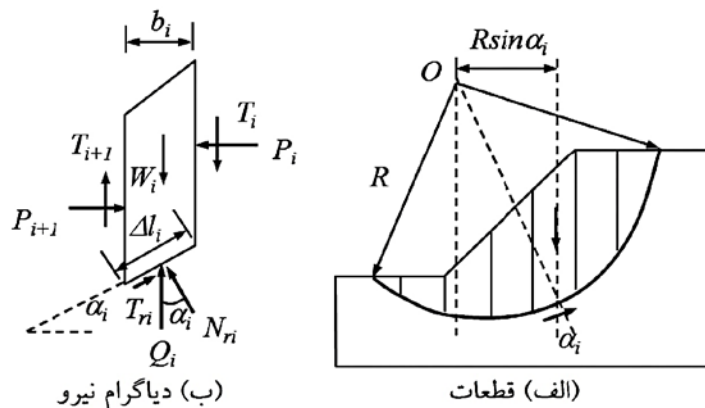
M_d و M_r : به ترتیب لنگرهای مقاوم و محرک مصالح ژئوتکنیکی

مطالعات بسیاری بر روی پایداری شیب سه بعدی (3D) انجام شده است؛ با این وجود بیش تر تحلیل های پایداری شیب در کارهای عملی هنوز در دو بعد انجام می شود. این امر به این دلیل است که اکثر مسائل پایداری شیب دو بعدی (2D) (نظیر خاکریزها) یا نزدیک به دوبعدی هستند و شیب های دوبعدی اغلب بحرانی تر از شیب های سه بعدی اند. از این رو در بخش بعد تنها تحلیل پایداری شیب دو بعدی مورد بحث قرار گرفته است.

۲-۳-۵- روش معمولی قطعات

روش معمولی قطعات به عنوان روش قطعات سوئدی نیز شناخته می شود. این روش از یک سطح دایره ای برای تقسیم شیب به یک توده متحرک و یک توده ساکن مطابق با شکل (۲-۵) استفاده می کند. توده متحرک به قطعات قائم دیگری تقسیم می شود. دیاگرام نیروی هر قطعه در شکل (۲-۵-ب) نشان داده شده است. در این روش نیروی برآیند P_i و T_i در یک طرف قطعه برابر با T_{i+1} و P_{i+1} در طرف دیگر آن و خطوط عمل نیروها منطبق بر یکدیگر فرض می شود. مقاومت برشی بسیج شده در کف قطعه به صورت زیر است:

$$T_{ri} = \frac{\tau_f \Delta l_i}{FS} = \frac{(c + \sigma_n \tan \phi) \Delta l_i}{FS} = \frac{c \Delta l_i + N_{ri} \tan \phi}{FS} = \frac{c \Delta l_i + W_i \cos \alpha_i \tan \phi}{FS} \quad (۵-۴)$$



شکل ۲-۵- سطح لغزش دایره ای همراه با: (الف) قطعات قائم و (ب) دیاگرام نیرو

تعداد لنگر با استفاده از نیروهای محرک (W_i) و مقاوم (T_{ri}) حول مرکز دایره (O) برای تمامی قطعات به صورت زیر تعیین می‌شود:

$$\sum_{i=1}^m (W_i R \sin \alpha_i) = \sum_{i=1}^m (T_{ri} R) \quad (5-5)$$

با حل معادله بالا، معادله زیر حاصل می‌شود:

$$FS = \frac{\sum_{i=1}^m (c \Delta l_i + W_i \cos \alpha_i \tan \phi)}{\sum_{i=1}^m (W_i \sin \alpha_i)} \quad (5-6)$$

مشتق فوق نشان می‌دهد، روش معمولی قطعات صرفاً قادر به برآورده کردن تعداد لنگر است.

۳-۳-۵- روش بیشاپ ساده شده

متفاوت با روش معمولی قطعات، روش بیشاپ ساده شده دارای اختلاف نیرو قائم در دو سمت قطعه، به صورت زیر است (شکل ۲-۵):

$$\Delta T = T_i - T_{i-1} \quad (5-7)$$

تعداد نیرو در راستای قائم برابر است با:

$$N_{ri} = \frac{W_i + \Delta T - c \Delta l_i \sin \alpha_i / FS}{\cos \alpha_i + \tan \phi \sin \alpha_i / FS} \quad (5-8)$$

تعداد لنگر با استفاده از نیروهای محرک (W_i) و مقاوم (T_{ri}) حول مرکز دایره (O) برای تمامی قطعات به صورت زیر تعیین می‌گردد:

$$FS = \frac{\sum_{i=1}^m [(c b_i + W_i \tan \phi) / m_{ai}]}{\sum_{i=1}^m W_i \sin \alpha_i} \quad (5-9)$$

$$m_{ai} = \cos \alpha_i + \frac{\tan \phi \sin \alpha_i}{FS} \quad (5-10)$$

مشتق فوق نشان می‌دهد که روش بیشاپ ساده شده تعداد لنگر و تعداد نیرو قائم را ارضا می‌نماید.

۴-۵- ارزیابی عملکرد تحت زلزله‌های سطح ۱ و ۲

بررسی پایداری موج شکن توده سنگی تحت زلزله‌های سطح ۱ و ۲ باید با تخمین مقادیر تغییر شکل سازه با استفاده از تحلیل‌های پاسخ لرزه‌ای مناسب و یا آزمون‌های مدلی انجام شود [۱].

۵-۵- مراجع

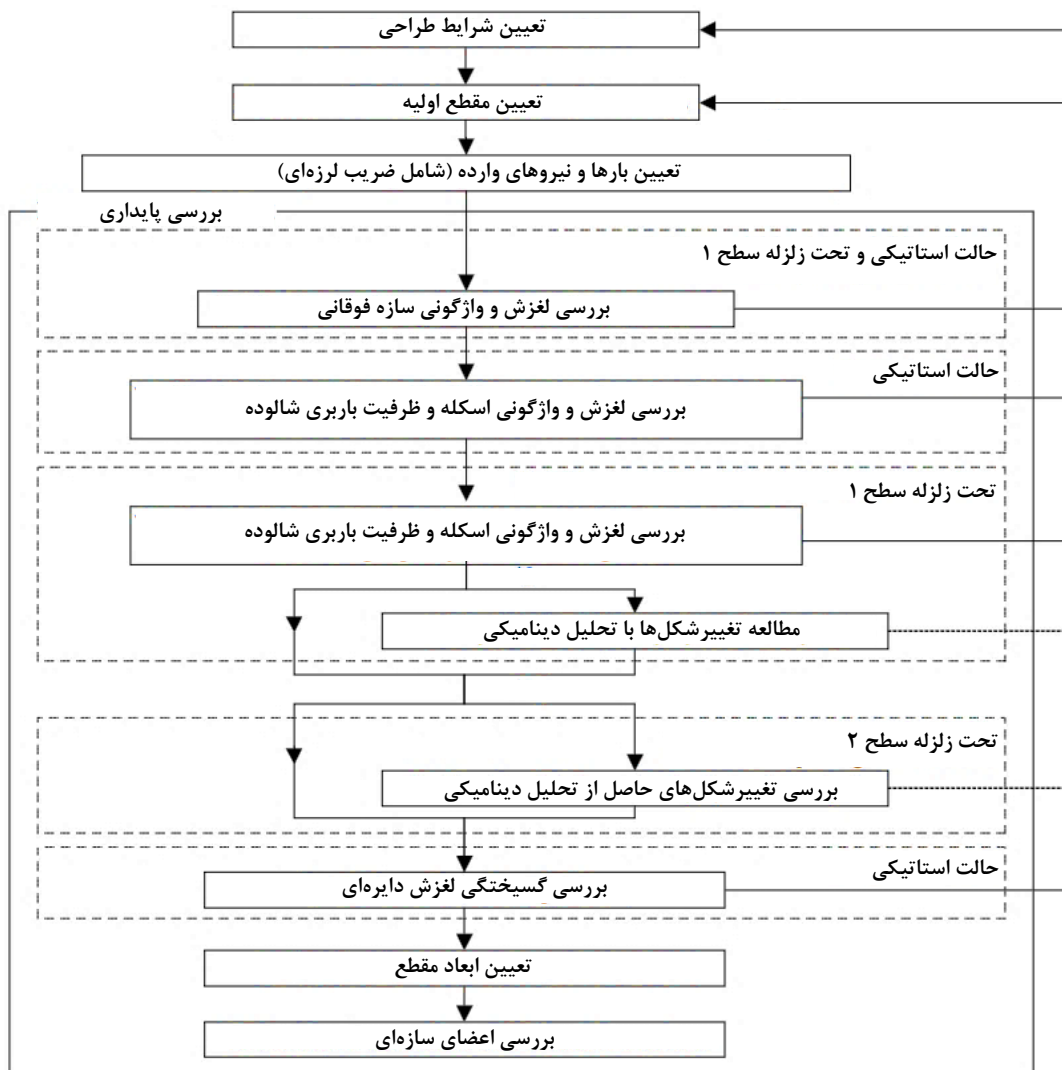
- [1] OCDI, (2020), *Technical Standards and Commentaries for Port and Harbour Facilities in Japan*. The Overseas Coastal Area Development Institute of Japan (OCDI). Tokyo, Japan.

فصل ششم

بررسی پایداری اسکله وزنی بلوکی

۶-۱- مقدمه

برای طراحی اولیه اسکله‌های وزنی بلوکی از ضرایب اطمینان مختلف (در برابر واژگونی و لغزش) استفاده می‌شود. شکل (۶-۱) نمونه‌ای از روش بررسی پایداری برای اسکله وزنی بلوکی را نشان می‌دهد. هرچند، روش بررسی ارائه شده، اثرات روان‌گرایی و نشست ناشی از زلزله را در نظر نمی‌گیرند. در هنگام بررسی اثرات روان‌گرایی، لازم است احتمال و اقدامات متقابل در برابر روان‌گرایی به‌طور مناسب بررسی شوند.



در خصوص روان‌گرایی لازم است بررسی‌های جداگانه‌ای انجام شود
 شکل ۶-۱- نمونه‌ای از روش بررسی پایداری برای اسکله‌های وزنی بلوکی.

۲-۶- بارهای وارده

برای بررسی پایداری اسکله‌های وزنی، وزن اسکله و فشارهای جانبی استاتیکی و زلزله‌های سطح ۱ و ۲ در طراحی لحاظ می‌شوند. برای محاسبه ضرایب اطمینان در برابر لغزش و واژگونی پیکره اسکله و گسیختگی‌های ناشی از ظرفیت باربری ناکافی زمین در تحلیل‌های شبه‌استاتیکی، از زلزله سطح ۱ استفاده می‌شود.

۳-۶- ضریب لرزه‌ای

ضریب لرزه‌ای (ضریب شتاب افقی زلزله) برای بررسی پایداری اسکله‌های بلوکی با ارتفاع بزرگ‌تر یا مساوی ۷/۵ متر با استفاده از رابطه (۶-۱) محاسبه می‌شود. ضریب لرزه‌ای به‌دست آمده از رابطه زیر باید با دقت حداقل دو رقم اعشار در محاسبات استفاده شود. همچنین، دامنه اعتبار رابطه زیر مربوط به مصالح ژئوتکنیکی بهسازی نشده و مصالح ژئوتکنیکی بهسازی شده با نرخ جایگزینی کم‌تر از ۷۰٪ است [۱].

$$k_{h_k} = 1.78 \left(\frac{D_a}{D_r} \right)^{-0.55} \frac{\alpha_c}{g} + 0.04 \quad (6-1)$$

که در آن:

k_{h_k} : ضریب لرزه‌ای مورد استفاده برای بررسی پایداری

α_c : حداکثر شتاب تصحیح شده (سانتی‌متر بر مجذور ثانیه)

g : شتاب گرانش (۹۸۰ سانتی‌متر بر مجذور ثانیه)

D_a : مقدار تغییرشکل مجاز تاج اسکله بلوکی

D_r : مقدار تغییرشکل مرجع (۱۰ سانتی‌متر)

۱-۳-۶- تعیین مقدار تغییرشکل مجاز

لازم است میزان تغییرشکل مجاز اسکله متناسب با کاربری و شرایط تأسیسات مستقر بر روی خاکریز آن تعیین شود. مقدار تغییرشکل مجاز (D_a) اسکله‌های وزنی در زلزله سطح ۱ را می‌توان برابر ۱۰ سانتی‌متر در نظر گرفت. این مقدار براساس مقدار متوسط تغییرشکل ماندگار اسکله‌های وزنی موجود در طی زلزله سطح ۱، در تحلیل‌های پاسخ لرزه‌ای به‌دست آمده است. مقدار تغییرشکل مجاز با در نظر گرفتن حاشیه ایمنی لازم برای اطمینان از عملکرد لرزه‌ای سازه و عدم اختلال در عملکرد تأسیسات تحت اثر زلزله سطح ۱ تعیین می‌شود [۱].

محاسبات فوق با فرض عدم وجود احتمال روان‌گرایی در مصالح بستر و خاکریز اسکله انجام می‌شود. در شرایطی که مصالح مجاور اسکله مستعد روان‌گرایی باشند، باید قابلیت کاربرد روابط با انجام تحلیل‌های پاسخ لرزه‌ای دوبعدی یا آزمون‌های مدلی بررسی شود.

رابطه (۶-۱) برای محاسبه ضریب لرزه‌ای براساس مقادیر تغییرشکل مجاز (D_a) ۵ تا ۲۰ سانتی متر توسعه داده شده است [۱].

ممکن است ضریب لرزه‌ای محاسبه شده با رابطه (۶-۱) برای برخی ساختگاه‌های با زلزله سطح ۱ ضعیف، بسیار کوچک باشد. اما با توجه به عدم قطعیت‌های تحلیل‌های خطر مورد استفاده برای به دست آوردن زلزله سطح ۱، حد پایین رابطه (۶-۱) برابر ۰/۰۵ در نظر گرفته می‌شود و چنانچه ضریب لرزه‌ای محاسبه شده از این مقدار کم‌تر باشد، ضریب لرزه‌ای برابر ۰/۰۵ در نظر گرفته می‌شود.

با توجه به این‌که روش محاسباتی فوق ممکن است منجر به ضرایب لرزه‌ای بسیار بزرگی شود، در صورتی‌که ضریب محاسباتی بزرگ‌تر از ۰/۲۵ باشد، می‌توان یکی از راهکارهای زیر را اتخاذ نمود (مشروط بر این‌که مقادیر تغییرشکل سازه با انجام تحلیل‌های دینامیکی یا روش‌های دیگر برآورد و تأیید شوند):

۱) تعیین مقطع اسکله با ضریب لرزه‌ای ۰/۲۵ و ارزیابی مقطع به‌وسیله تحلیل دینامیکی با در نظر گرفتن اندرکنش متقابل دینامیکی خاک و سازه

۲) استفاده از بهسازی زمین

۳) استفاده از نوع دیگری از سازه

۴) استفاده از تغییرشکل مجاز (D_a) یک سازه که تحت زلزله سطح ۱ قادر به حفظ قابلیت بهره‌برداری سازه در سطح قابل قبول باشد.

هنگام ساخت اسکله‌ها در ساختگاه‌های متشکل از مصالح نرم بهسازی نشده، مصالح عادی تحکیم یافته و مصالح چسبنده، استفاده از روش ضریب لرزه‌ای برای بررسی پایداری، موجب می‌شود مقادیر تغییرشکل اسکله کم تخمین زده شوند. بنابراین، در چنین مواردی، مقادیر تغییرشکل باید مستقیماً با استفاده از روش‌های دقیق، مانند تحلیل تنش مؤثر غیرخطی، برآورد شوند.

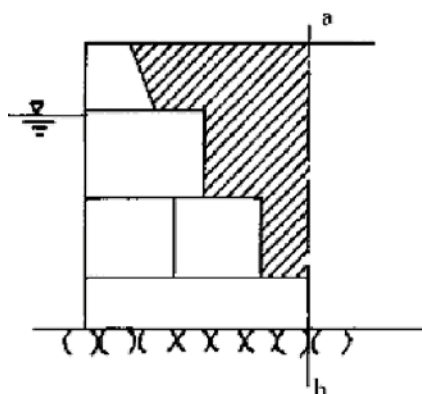
زلزله در ساختگاه‌های متشکل از مصالح نرم سبب ایجاد کرنش‌های برشی بزرگی می‌شود که می‌تواند آسیب‌های لرزه‌ای اسکله را تشدید کند. اما در برخی موارد، اثر زلزله‌های بزرگ بر روی سطح زمین در تحلیل‌ها لحاظ نمی‌شود و ضرایب لرزه‌ای به‌دست آمده از این تحلیل‌ها تخمینی دست پایین از ضریب لرزه‌ای ارائه می‌نماید. بنابراین، کدهای تحلیل پاسخ زلزله تک بعدی مورد استفاده برای بررسی پایداری، باید قادر به لحاظ نمودن اثر تشدید زلزله در زمین نرم، به‌ویژه تشدید شتاب در محدوده‌های فرکانس بحرانی، در محاسبه ضرایب لرزه‌ای باشند.

هنگام اعمال روش ضریب لرزه‌ای برای بررسی پایداری در جهت قائم، ضرایب باید مطابق با مشخصات سازه و زمین تعیین شوند.

در خصوص زلزله‌های سطح ۲ نیز می‌توان از رابطه (۶-۱) استفاده نمود. در چنین شرایطی تغییرشکل مجاز (D_a) برابر ۵۰ سانتی‌متر در نظر گرفته می‌شود و ضریب لرزه‌ای محاسبه شده باید تا ۰/۲۵ و بزرگ‌تر یا مساوی با ضریب لرزه‌ای متناظر با زلزله سطح ۱ باشد.

۲-۳-۶- تعیین جرم اسکله

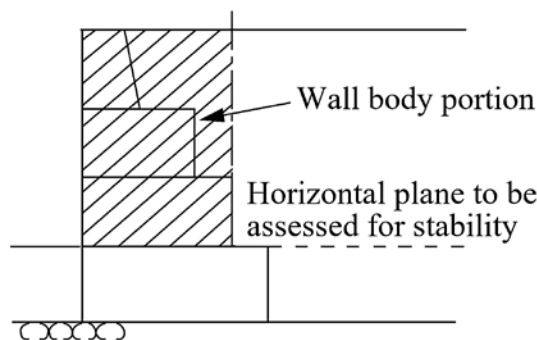
در مواردی که بررسی پایداری با نیروی اینرسی (به جای اعمال حرکات زلزله) انجام می‌شود، لازم است نیروی اینرسی بر اساس تعیین مناسب پیکره اسکله ارزیابی شود. در خصوص اسکله‌های بلوکی پشت قائم، پیکره مورد استفاده در محاسبات شامل بتن اسکله است. اما برای اسکله‌های پشت شکسته و پشت پلکانی، مطابق با شکل (۲-۶)، علاوه بر بتن اسکله، مصالح ژئوتکنیکی موجود بر روی بلوک‌ها نیز به‌عنوان بخشی از پیکره اسکله در نظر گرفته می‌شوند.



شکل ۲-۶- پیکره اسکله بلوکی با شکل پشت غیر قائم.

الف- بررسی لغزش

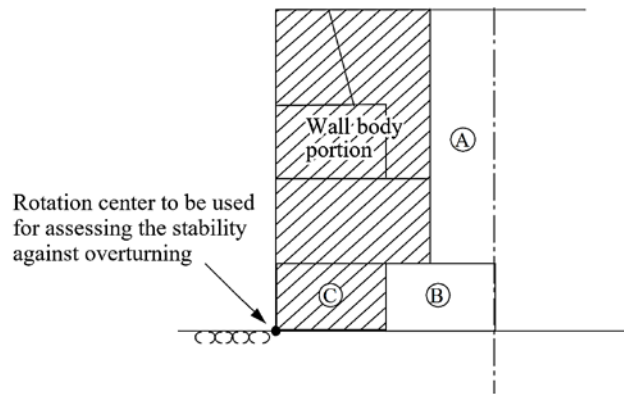
مطابق شکل (۳-۶)، برای بررسی لغزش، بلوک‌های بتنی همراه با مصالح ژئوتکنیکی موجود بر روی آن‌ها به‌عنوان پیکره اسکله در نظر گرفته می‌شوند.



شکل ۳-۶- پیکره اسکله در بررسی لغزش.

ب- بررسی واژگونی

در بررسی واژگونی، مطابق با شکل (۴-۶)، مرکز دوران اسکله در پنجه اسکله لحاظ می‌شود. همچنین در شرایطی که بلوکی پایینی از دو بخش تشکیل شده باشد، بلوک پشتی (بخش B در شکل (۴-۶)) و مصالح ژئوتکنیکی موجود بر روی آن (بخش A در شکل (۴-۶)) در محاسبه لنگر مقاوم لحاظ نمی‌شوند.



شکل ۶-۴- پیکره اسکله در بررسی واژگونی.

ج- بررسی ظرفیت باربری

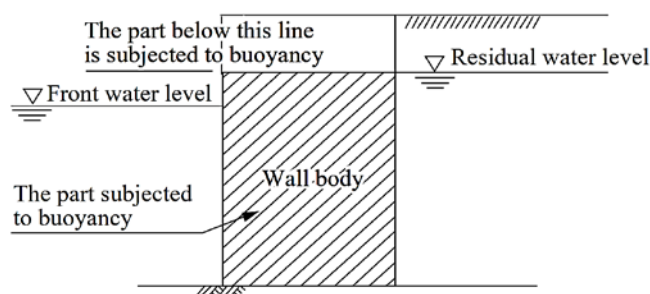
در خصوص بررسی گسیختگی‌های ناشی از ظرفیت باربری شالوده، مقطعی مشابه با شکل (۶-۲) می‌تواند مبنای محاسبات قرار گیرد.

۳-۳-۶- سربار اسکله

سربار اسکله مطابق ضوابط گفته شده در فصل ۲ در نظر گرفته می‌شود.

۴-۳-۶- شناوری

شناوری تحت تأثیر عوامل نامشخص متعددی قرار دارد. بنابراین، شناوری با در نظر گرفتن بدترین سناریو برای سازه تعیین می‌شود. برای نمونه، در خصوص اسکله شکل (۶-۵)، شناوری برای بخش غوطه‌ور شده پیکره اسکله زیر سطح آب پسماند محاسبه شود. این رویکرد برای مواردی قابل استفاده است که در آن تفاوت بین سطح آب جلویی و سطح آب پسماند زیاد نباشد.



شکل ۶-۵- فرض برای محاسبه شناوری.

۵-۳-۶- فشار جانبی خاک

برای محاسبه فشار جانبی می‌توان از رابطه مونونوبه - اوکابه که در فصل ۲ دستوالعمل فنی ارائه شده است، استفاده کرد. با این حال، این رویکرد اساس روش ضریب لرزه‌ای است و نتایج محاسبات با فشارهای جانبی واقعی ناشی از اندرکنش

دینامیکی سازه- خاک- آب متفاوت است. آزمون‌های میز لرزه نشان داده‌اند که نیروی اینرسی پیکره اسکله و فشار جانبی در حین زلزله دارای اختلاف فاز هستند. مطابق مشاهدات آزمایشگاهی، در بستر متراکم نیروی اینرسی و فشار جانبی در فاز مخالف یکدیگر نوسان می‌کنند، در حالی که نوسان این دو در بستر سست روان‌گرا در یک فاز مشابه اتفاق می‌افتد. اصولاً، روان‌گرایی در بررسی عملکرد تحت زلزله سطح ۱ در نظر گرفته نمی‌شود. بنابراین، روابط ارائه شده بر مبنای مخالف بودن فازهای نیروی اینرسی پیکره اسکله و فشار جانبی در طی زلزله، توسعه یافته‌اند [۲]. ضرایب لرزه‌ای بررسی پایداری ارائه شده، اجازه می‌دهد تا بررسی پایداری مطابق با تغییرشکل اسکله با در نظر گرفتن تفاوت‌های فازها انجام شود.

۶-۳-۶- فشار دینامیکی آب

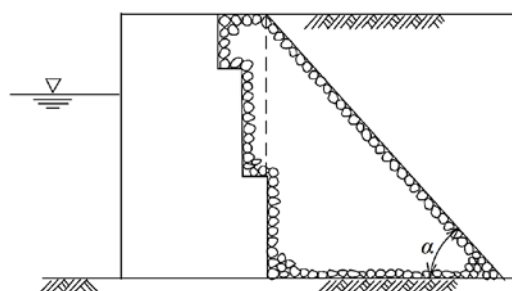
فشار دینامیکی آب که بر روی پیکره اسکله در هنگام زلزله اعمال می‌شود، با استفاده از ضوابط ارائه شده در فصل ۲ راهنمای فنی حاضر تعیین می‌شود.

۶-۳-۷- کاهش فشار جانبی با بهسازی مصالح خاکریز

در مواردی که خاکریز اسکله متشکل از مصالح با کیفیت بالا است (مانند مصالح توده سنگی با زاویه اصطکاک داخلی ۴۰ درجه)، اثر کاهش فشار جانبی به واسطه کیفیت مصالح خاکریز را می‌توان با استفاده از یک روش تحلیلی (محاسبه فشار جانبی به روش گسسته) که ترکیب مقاومت خاک پشت پیکره اسکله و هر لایه پشت اسکله را در نظر می‌گیرد، لحاظ نمود. در اسکله بلوکی با خاکریز متشکل از مصالح شنی اثر کاهش فشار جانبی را می‌توان با استفاده از روش ساده شده زیر در نظر گرفت.

الف- الگوی مثلثی

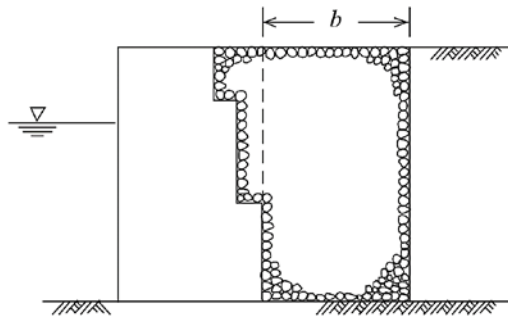
هنگامی که هندسه خاکریز اسکله مطابق با شکل (۶-۶) به صورت مثلثی با زاویه کم‌تر از زاویه سکون (α) مصالح خاکریز باشد، قسمت پشت اسکله به طور کامل با مصالح خاکریز پر می‌شود و محاسبات بر مبنای خواص مکانیکی مصالح خاکریز انجام می‌شود. زمانی که مصالح استحصالی شامل مصالحی روان مانند خاک چسبنده است، باید با اتخاذ راهکارهایی مانند استقرار صفحات سپری، از نفوذ مصالح چسبنده به داخل خاکریز و رسیدن آن به اسکله جلوگیری کرد.



شکل ۶-۶- سطح مقطع مصالح خاکریز به صورت مثلثی.

ب- الگوی چهارضلعی

در مواردی که هندسه خاکریز به صورت مثلثی با زاویه بیش تر از زاویه سکون (α) مصالح خاکریز یا هر شکل هندسی نامنظم دیگری باشد، اثر مصالح خاکریز را می توان مشابه خاکریزی چهارضلعی با مساحت معادل (مطابق با شکل (۶-۷)) در نظر گرفت. هنگامی که عرض معادل (b در شکل (۶-۷)) از ارتفاع اسکله بزرگ تر باشد، محاسبات به مانند حالت سطح مقطع مثلثی انجام می شود. زمانی که عرض معادل برابر نیمی از ارتفاع اسکله باشد، فشار جانبی برابر میانگین فشار جانبی ناشی از مصالح خاکریز و مصالح طبیعی در نظر گرفته می شود. در شرایطی که عرض معادل کم تر از نصف ارتفاع اسکله باشد، اثر کاهش فشار جانبی لحاظ نمی شود و محاسبات بر مبنای خواص مکانیکی زمین استحصالی انجام می شود.



شکل ۶-۷- سطح مقطع مصالح خاکریز به صورت چهارضلعی.

۴-۶- بررسی پایداری

۴-۶-۱- بررسی پایداری کلی سازه ها در حالت استاتیکی تحت وزن سازه

الف- بررسی گسیختگی لغزشی

در مواردی که بستر اسکله ضعیف است، گسیختگی لغزش دایره ای از نقطه ای اختیاری از تقاطع صفحه قائم گذرنده از پنجه پستی اسکله و شالوده سنگی زیر اسکله بررسی می شود. بررسی گسیختگی لغزش دایره ای بستر تحت وزن سازه با استفاده از رابطه (۶-۲) انجام می شود. در این معادله، زیرنویس های k و d به ترتیب معرف مقادیر مشخصه و طراحی هستند. ضرایب جزئی معادله در جدول (۶-۱) ارائه شده اند.

$$m \cdot \frac{S_d}{R_d} \leq 1$$

$$R_d = \gamma_R R_k$$

$$S_d = \gamma_S S_k$$

(۶-۲)

$$R_k = \sum \{ [c'_k s + (w'_k + q_k) \cos^2 \theta \tan \phi'_k] \sec \theta \}$$

$$S_k = \sum \{ (w'_k + q_k + q_{RWLk}) \sin \theta \}$$

که در آن:

c' : مقاومت برشی زهکشی‌نشده برای خاک چسبنده یا چسبندگی ظاهری در شرایط زهکشی‌شده برای خاک ماسه‌ای (kN/m²)

s : عرض یک قطعه (m)

w' : وزن مؤثر یک قطعه (kN/m) (وزن قطعه در بالای سطح آب یا وزن قطعه در زیر سطح آب)

q : سربار روی یک قطعه (kN/m)

q_{RWLk} : وزن آب ($\rho_w g(RWL - LWL)$) در یک قطعه، متناظر با اختلاف بین سطح آب پسماند (RWL) در پشت اسکله و سطح جزر و مد (LWL) در جلوی اسکله، در شرایطی که RWL بالاتر از LWL باشد (kN/m).

ϕ' : زاویه اصطکاک داخلی خاک (°)

θ : زاویه بین سطح پایین یک قطعه و صفحه افقی (°)

R : عبارت مقاومت (kN/m)

S : عبارت بار (kN/m)

γ_R : ضریب جزئی عبارت مقاومت

γ_S : ضریب جزئی عبارت بار

m : ضریب تعدیل

جدول ۶-۱- ضرایب جزئی مورد استفاده برای بررسی گسیختگی لغزش دایره‌ای بستر.

موضوع بررسی	ضریب تغییرات خاک چسبنده لایه خاک (CV)	ضریب جزئی عبارت مقاومت (γ_R)	ضریب جزئی عبارت بار (γ_S)	ضریب تعدیل (m)
گسیختگی لغزش دایره‌ای بستر (حالت استاتیکی)	حالت عدم وجود خاک چسبنده در دایره لغزش	۰/۸۳	۱/۰۱	۱
	کم‌تر از ۰/۱	۰/۸۶	۱/۰۵	۱
	بزرگ‌تر از یا مساوی با ۰/۱ و کوچک‌تر از ۰/۱۵	۰/۸۵	۱/۰۴	۱
	بزرگ‌تر از یا مساوی با ۰/۱۵ و کوچک‌تر از ۰/۲۵	۰/۸	۱/۰۲	۱
	بزرگ‌تر از یا مساوی با ۰/۲۵	۱	۱	۱/۳

ضرایب جزئی ارائه شده در جدول (۶-۱) با توجه به سطوح ایمنی در استانداردهای گذشته تعیین شده است.

۲-۴-۶- بررسی پایداری کلی سازه‌ها در حالت فشار جانبی استاتیکی و تحت زلزله سطح ۱

الف- بررسی لغزش اسکله

بررسی پایداری پیکره اسکله در برابر لغزش با استفاده از رابطه (۶-۳) انجام می‌شود. در این معادله، زیرنویس‌های k و

d به ترتیب معرف مقادیر مشخصه و طراحی هستند. ضرایب جزئی معادله در جدول (۶-۲) ارائه شده‌اند.

$$m \cdot \frac{S_d}{R_d} \leq 1$$

$$R_d = \gamma_R R_k$$

$$S_d = \gamma_S S_k$$

$$R_k = f_k (W_k - P_{Vk} - P_{Bk})$$

$$S_k = P_{hk} + P_{wk} + P_{dwk} + P_{Fk}$$

که در آن:

f : ضریب اصطکاک بین زیر پیکره اسکله و شالوده

W : وزن پیکره اسکله (kN/m)

P_V : مولفه قائم نیروی برآیند فشار جانبی وارد بر پیکره اسکله (kN/m)

P_B : نیروی شناوری (kN/m)

P_H : مولفه افقی نیروی برآیند فشار جانبی وارد بر پیکره اسکله (kN/m)

P_W : برآیند فشار پسماند آب (kN/m)

P_{dw} : برآیند فشار آب دینامیکی وارد بر پیکره اسکله (kN/m) (تنها در طی زلزله)

P_F : نیروی اینرسی وارد بر پیکره اسکله (kN/m) (تنها در طی زلزله)

R : عبارت مقاومت (kN/m)

S : عبارت بار (kN/m)

γ_R : ضریب جزئی عبارت مقاومت

γ_S : ضریب جزئی عبارت بار

m : ضریب تعدیل

جدول ۶-۲- ضرایب جزئی مورد استفاده برای بررسی لغزش پیکره اسکله.

موضوع بررسی	ضریب جزئی عبارت مقاومت (γ_R)	ضریب جزئی عبارت بار (γ_S)	ضریب تعدیل (m)
لغزش پیکره اسکله (حالت استاتیکی)	۰/۸۷	۱/۰۶	۱
لغزش پیکره اسکله (تحت زلزله سطح ۱)	۲	۱	۱

مقادیر مشخصه برآیند فشار دینامیکی آب (P_{dw}) در رابطه (۶-۳) به صورت زیر محاسبه می شود:

$$P_{dwk} = \frac{7}{12} k_{hk} \rho_w g h^2$$

$$P_{Fk} = k_{hk} W_k$$

که در آن:

ρ_w : چگالی آب دریا (t/m^3)

g : شتاب گرانش (m/s^2)

h : عمق آب دریا در جلوی پیکره اسکله (عمق از سطح پایین پیکره اسکله تا سطح آب در جلوی پیکره اسکله) (m)

k_h : ضریب لرزه‌ای

در بررسی لغزش پیکره اسکله، نیروی‌های قائم زیر در نظر گرفته می‌شوند:

(۱) وزن اسکله با کم کردن شناوری، بدون احتساب سربارها در جلوی پیکره اسکله

(۲) مولفه قائم فشار جانبی وارده

همچنین نیروی‌های افقی زیر در بررسی لغزش پیکره اسکله در نظر گرفته می‌شوند:

(۱) مولفه افقی فشار جانبی وارده به‌همراه سربار اعمالی بر روی خاکریز

(۲) فشار آب پسماند

(۳) علاوه بر موارد فوق، در بررسی عملکرد لرزه‌ای، نیروی اینرسی و فشار آب دینامیکی وارد بر پیکره اسکله، مولفه

افقی فشار جانبی در هنگام زلزله و نیروی افقی وارد بر پیکره اسکله ناشی از تجهیزات پهلوگیری و بارگیری در نظر

گرفته می‌شوند.

ضریب اصطکاک را می‌توان براساس ضوابط ارائه شده در جدول (۳-۶) تعیین نمود.

ضرایب اصطکاک استاتیکی را می‌توان به‌عنوان ضرایب اصطکاک مواد مورد استفاده برای محاسبه مقاومت اصطکاکی

در نظر گرفت. مقادیر ارائه شده در جدول (۳-۶) را می‌توان به‌طور کلی به‌عنوان مقادیر طراحی ضرایب اصطکاک استاتیکی

که در بررسی پایداری تجهیزات بندری استفاده می‌شوند، لحاظ کرد. لازم به‌ذکر است که اندازه‌گیری ضرایب اصطکاک

تغییرات زیادی را نشان می‌دهد، حتی زمانی که اندازه‌گیری‌ها از طریق آزمون‌های مکرر در شرایط یکسان به‌دست می‌آیند.

مقادیر جدول (۳-۶) به‌طور معمول به‌عنوان ضرایب اصطکاک تجربی مناسب استفاده شده است. برای مواردی که در جدول

وجود ندارند، ترجیحاً بهتر است از آزمون‌های مناسب نظیر آزمایش برش سطح مشترک برای تعیین مقادیر ضرایب اصطکاک

بهره گرفت.

جدول ۳-۶- مقادیر طراحی ضرایب اصطکاک استاتیکی

۰/۵	بتن با بتن
۰/۵	بتن با سنگ‌بستر
۰/۷ تا ۰/۸	بتن در زیر آب با سنگ‌بستر
۰/۶	بتن با توده سنگ
۰/۸	توده سنگ با توده سنگ
۰/۲ (مرطوب) تا ۰/۵ (خشک)	الوار با الوار

پوشش افزایشده اصطکاک ^۱ و توده سنگ	۰/۷۵
--	------

توصیه می‌شود هنگامی که به منظور جلوگیری از آبشستگی یا محافظت از پایه‌های شیب‌ها از شالوده‌های توده سنگی یا بلوک‌های محافظ در جلوی پیکره اسکله‌ها استفاده می‌شود، بررسی لغزش بدون در نظر گرفتن مقاومت اضافه این اجزاء بررسی شود.

ب- بررسی واژگونی اسکله

پایداری پیکره اسکله در برابر واژگونی با استفاده از رابطه (۶-۶) بررسی می‌شود. در این رابطه، زیرنویس‌های k و d به ترتیب مقدار مشخصه و مقدار طراحی را نشان می‌دهند. عوامل جزئی مربوط به حالت استاتیکی که با توجه به سطوح ایمنی در استانداردهای گذشته تعیین شده‌اند، در جدول (۴-۶) ارائه شده‌اند.

$$m \cdot \frac{S_d}{R_d} \leq 1$$

$$R_d = \gamma_R R_k$$

$$S_d = \gamma_S S_k$$

$$R_k = (aW_k - bP_{B_k} - cP_{V_k})$$

$$S_k = dP_{H_k} + eP_{W_k} + hP_{dw_k} + iP_{F_k}$$

که در آن:

W : وزن پیکره اسکله (kN/m)

P_B : نیروی شناوری (kN/m)

P_V : برآیند فشار جانبی قائم وارد بر پیکره اسکله (kN/m)

P_H : برآیند فشار جانبی افقی وارد بر پیکره اسکله (kN/m)

P_W : برآیند فشار آب پسماند وارد بر پیکره اسکله (kN/m)

P_{dw} : برآیند فشار آب دینامیکی وارد بر پیکره اسکله (kN/m) (تنها در هنگام زلزله)

P_F : نیروی اینرسی وارد بر پیکره اسکله (kN/m) (تنها در هنگام زلزله)

a : فاصله محل اثر برآیند وزن اسکله تا پنجه جلویی پیکره اسکله (m)

b : فاصله محل اثر شناوری تا پنجه جلویی پیکره اسکله (m)

c : فاصله محل اثر برآیند قائم فشار جانبی تا پنجه جلویی پیکره اسکله (m)

d : فاصله محل اثر برآیند افقی فشار جانبی تا تراز کف پیکره اسکله (m)

e : فاصله محل اثر برآیند فشار آب پسماند تا تراز کف پیکره اسکله (m)

h : فاصله محل اثر برآیند فشار آب دینامیکی تا تراز کف پیکره اسکله (m)

^۱ friction enhancement mat

i : فاصله محل اثر نیروی اینرسی تا تراز کف پیکره اسکله (m)

R : عبارت مقاومت (kN/m)

S : عبارت بار (kN/m)

γ_R : ضریب جزئی عبارت مقاومت

γ_S : ضریب جزئی عبارت بار

m : ضریب تعدیل

جدول ۶-۴- ضرایب جزئی مورد استفاده برای بررسی واژگونی پیکره اسکله.

موضوع بررسی	ضریب جزئی عبارت مقاومت (γ_R)	ضریب جزئی عبارت بار (γ_S)	ضریب تعدیل (m)
واژگونی پیکره اسکله (حالت استاتیکی)	۰/۹۹	۱/۲۳	۱
واژگونی پیکره اسکله (تحت زلزله سطح ۱)	۱	۱	۱/۱

ج- بررسی ظرفیت باربری شالوده اسکله

برای بررسی ظرفیت باربری شالوده اسکله باید ابتدا با استفاده از روابط موجود برای ظرفیت باربری شالوده‌های سطحی، ظرفیت باربری شالوده اسکله تحت بارهای قائم و افقی بررسی شود. سپس، در صورت برخورداری شالوده از ظرفیت باربری کافی، پایداری اسکله با استفاده از روش زیر بررسی شود.

بررسی پایداری کف پیکره اسکله با توجه به ظرفیت باربری بستر با استفاده از رابطه (۶-۷) انجام می‌شود. ضرایب جزئی معادله نیز با استفاده از جدول (۵-۶) انتخاب می‌شوند. در این معادله، زیرنویس‌های k و d به ترتیب معرف مقادیر مشخصه و طراحی هستند. در هنگام استفاده از معادله (۶-۷)، باید پارامتر کمکی E_f از طریق تکرار محاسبات تعیین شود، به گونه‌ای که $R_k = E_f \times S_k$ باشد (با توجه به اینکه R_k تابعی از E_f است) و بررسی ظرفیت باربری را می‌توان با استفاده از R_k و S_k به دست آمده از تکرار محاسبات انجام داد:

$$m \cdot \frac{S_d}{R_d} \leq 1$$

$$R_d = \gamma_R R_k$$

$$S_d = \gamma_S S_k$$

$$R_k = \sum \left[\frac{\{c'_k s + (w'_k + q_k) \tan \phi'_k\} \sec \theta}{1 + \tan \theta \tan \phi'_k / F_f} \right] \quad (6-7)$$

$$S_k = \sum \left\{ (w'_k + q_k) \sin \theta \right\} + \frac{a P_{Hk}}{r}$$

که در آن:

P_H : مقدار بار افقی روی توده خاک در داخل دایره گسیختگی لغزشی (kN/m)

- a : فاصله از محل اثر P_H تا مرکز دایره گسیختگی لغزشی عبوری از محل نیرو (m)
- c' : مقاومت برشی زهکشی نشده برای خاک چسبنده یا چسبندگی ظاهری در شرایط زهکشی شده برای خاک ماسه‌ای (kN/m²)
- S : عرض قطعه (m)
- W' : وزن مؤثر قطعه (kN/m) (وزن در بالای سطح آب یا وزن در زیر سطح آب)
- q : سربار روی قطعه (kN/m)
- ϕ' : زاویه اصطکاک موثر (°)
- θ : زاویه بین سطح پایین قطعه و صفحه افقی (°)
- F_f : پارامتر کمکی معرف نسبت عبارت مقاومت به عبارت بار
- r : شعاع دایره گسیختگی لغزشی (m)
- R : عبارت مقاومت (kN/m)
- S : عبارت بار (kN/m)
- V_R : ضریب جزئی عبارت مقاومت
- V_S : ضریب جزئی عبارت بار
- m : ضریب تعدیل

جدول ۶-۵- ضرایب جزئی مورد استفاده برای بررسی ظرفیت باربری بستر اسکله.

موضوع بررسی	ضریب جزئی عبارت مقاومت (V_R)	ضریب جزئی عبارت بار (V_S)	ضریب تعدیل (m)
گسیختگی ظرفیت باربری شالوده اسکله (حالت استاتیکی)	۱	۱	۱/۲
گسیختگی ظرفیت باربری شالوده اسکله (تحت زلزله سطح ۱)	۱	۱	۱

به‌طور کلی، بررسی ظرفیت باربری شالوده بدون اعمال سربار به پیکره اسکله انجام می‌شود. با این حال، با توجه به این که سربار موجب کاهش خروج از مرکزیت بار و افزایش مؤلفه قائم نیرو می‌شود، ممکن است در صورت لزوم ظرفیت باربری با اعمال سربار نیز بررسی شود.

ضخامت شالوده را می‌توان براساس ظرفیت باربری شالوده، ضخامت لازم برای تسطیح نشیمن‌گاه و فرونشاندن تمرکز تنش موضعی در زمین تعیین کرد. حداقل ضخامت باید مطابق با ضوابط زیر تعیین شود:

(۱) برای یک اسکله با عمق آب کمتر از ۴/۵ متر، ضخامت ۰/۵ متر یا بیشتر مشروط به این که ضخامت حداقل سه برابر قطر متوسط سنگ‌های شالوده باشد.

۲) برای یک اسکله ساحلی با عمق آب ۴/۵ متر یا بیشتر، ضخامت ۱ متر یا بیشتر مشروط به این که ضخامت حداقل سه برابر قطر متوسط سنگ‌های شالوده باشد.

در موارد معدودی، از شمع در زیر اسکله ساحلی وزنی استفاده می‌شود. در چنین مواردی، شمع‌ها به داخل زمین مستعد نشست اجرا می‌شوند، سپس سازه سرشمع بر روی آن‌ها استقرار می‌یابد و در نهایت اسکله بر روی شالوده سنگی مستقر بر سر شمع استقرار می‌یابد.

د- بررسی نشست اسکله

توجه شود که وقوع نشست‌های غیریکنواخت می‌تواند سبب ایجاد آسیب به تأسیسات و تجهیزات مستقر بر خاکریز اسکله شود.

۳-۴-۶- بررسی پایداری کلی سازه‌ها تحت زلزله سطح ۲

بررسی مقاومت لرزه‌ای اسکله وزنی برای زلزله‌های سطح ۲ باید با تخمین مقادیر تغییرشکل سازه با استفاده از تحلیل‌های پاسخ لرزه‌ای مناسب و یا آزمون‌های مدلی انجام شود.

الف- ارزیابی عملکرد براساس برآورد تغییرشکل لرزه‌ای به روش عددی

روش‌های تحلیل پاسخ لرزه‌ای مطابق جدول (۶-۶) هستند. بسته به روش‌های تحلیل پاسخ لرزه‌ای، این روش‌ها ممکن است در برخی موارد برای بررسی تغییرشکل، مناسب نباشند. بنابراین، لازم است روش تحلیلی متناسب با هدف مورد نظر، انتخاب شود.

جدول ۶-۶- طبقه‌بندی تحلیل‌های پاسخ لرزه‌ای.

روش تحلیل	تحلیل تنش مؤثر، تحلیل تنش کل
نوع تحلیل	یک، دو و سه بعدی
مدل‌های کلی محاسبات	مدل انعکاس چندگانه ^۱ ، مدل جرم نقطه‌ای ^۲ ، روش اجزای محدود و روش تفاضل محدود
خواص مصالح	خطی، خطی معادل، غیرخطی
دامنه محاسبه	تحلیل دامنه زمان و تحلیل دامنه فرکانس

از دیدگاه پیش‌بینی و تعیین روان‌گرایی و پیش‌بینی رفتار تغییرشکلی خاک، تحلیل‌های پاسخ لرزه‌ای را می‌توان به تحلیل‌هایی بر اساس تنش مؤثر و تحلیل‌هایی بر اساس تنش کل طبقه‌بندی کرد. در اغلب موارد، هنگام پیش‌بینی تغییرشکل تأسیسات بندری در اثر زلزله، در نظر گرفتن کاهش تنش مؤثر به علت ایجاد اضافه فشار آب منفذی ضروری

^۱ Multiple reflection model

^۲ Point mass model

است (کاهش شدید تنش مؤثر منجر به روان‌گرایی می‌شود). این موضوع باید در تحلیل در نظر گرفته شود، زیرا در نتیجه تغییرات در رابطه تنش- کرنش و خواص میرایی خاک مرتبط با تغییر در وضعیت تنش خاک، تغییر شکل و مشخصات پاسخ زمین تغییر می‌کنند. روش تحلیل تنش مؤثر می‌تواند به‌طور مستقیم اضافه فشار آب منفذی در زمین را محاسبه کند. در مقابل، روش تحلیل تنش کل، اضافه فشار آب منفذی را محاسبه نمی‌کند. بنابراین، در شرایطی که اضافه فشار آب منفذی از یک سطح معین تجاوز کند (نسبت اضافه فشار آب منفذی تقریباً 0.5 یا بیشتر بسته به شرایط)، نتایج محاسباتی تحلیل تنش کل ممکن است تفاوت زیادی با پاسخ واقعی زمین در طی زلزله داشته باشد.

تحلیل پاسخ لرزه‌ای را می‌توان به روش‌های یک، دو و سه‌بعدی طبقه‌بندی کرد. به‌طور کلی، روش یک بعدی برای تحلیل پاسخ لرزه‌ای زمین با ساختار زمین‌شناسی شامل لایه‌های مسطح گسترده و افقی استفاده می‌شود. اما در خصوص سازه‌های ساحلی، به‌واسطه سه‌بعدی بودن سازه، به روش‌های تحلیلی دو یا سه‌بعدی نیاز است. روش دوبعدی معمولاً برای تعیین تغییر شکل سازه‌هایی مانند اسکله‌هایی که دارای ویژگی‌های یکنواخت در جهت عمود بر صفحه هستند، استفاده می‌شود. روش سه‌بعدی برای سازه‌هایی مانند شمع‌ها استفاده می‌شوند. روش سه‌بعدی معمولاً در پروژه‌های واقعی کمتر استفاده می‌شود، زیرا مستلزم استفاده از مدل‌های پیچیده و زمان محاسبات طولانی است. از روش سه‌بعدی بیش‌تر در کارهای پژوهشی استفاده می‌شود.

ب- آزمون مدل در میدان گرانشی ۱g

در آزمایش لرزه‌ای مدل در میدان گرانشی ۱g، مدل‌ها به‌گونه‌ای تهیه می‌شوند که با در نظر گرفتن اشکال و ویژگی‌های مکانیکی سازه‌های هدف و زمین، نسبت‌های تشابه را برآورده کنند. حرکات زمین‌لرزه فرضی با استفاده از میز لرزه بر روی مدل‌ها اعمال می‌شود. آزمون میز لرزه به‌طور کلی امکان آماده‌سازی مدل‌های بزرگ را فراهم می‌کند و برای مواردی با پیکر بندگی و ساختار پیچیده برای زمین قابل استفاده است. علاوه بر این، قانون تشابه با در نظر گرفتن وابستگی خاصیت فیزیکی خاک به فشار همه‌جانبه معمولاً برای آزمون میز لرزه اعمال می‌شود.

ج- آزمون مدل با استفاده از دستگاه سانتریفیوژ

در این آزمون، حرکات زمین‌لرزه فرضی ایجاد شده توسط دستگاه تست لرزش برای مدل‌هایی اعمال می‌شود که قانون شباهت را برآورده می‌کنند و حالت‌های تنش مشابه شرایط واقعی در آن‌ها توسط نیروی گریز از مرکز بازتولید می‌شوند. نیروی تولید شده توسط یک دستگاه بارگذاری گریز از مرکز فراهم می‌شود. این آزمایش عموماً به مدل‌هایی نیاز دارد که مقیاس کوچکی داشته باشند، اما مدل‌ها را قادر می‌سازد بر اساس وابستگی ویژگی فیزیکی خاک به فشار محصور شدگی بدون فرض رابطه بین ویژگی فیزیکی خاک و فشار محصور کننده مؤثر آزمایش شوند. با این حال، آزمون سانتریفیوژ نیاز به توجه به استفاده از ضریب نفوذپذیری مطابق با قانون شباهت و تأثیر اندازه ذرات مصالح مورد استفاده در آزمایش بر نتایج آزمایش دارد.

د- آزمون لرزش میدانی

در این نوع آزمون، مدل‌هایی که مشابه سازه‌های هدف هستند یا تقریباً در مقیاس مشابه هستند، در محل ساختگاه پروژه یا در شرایط زمین مشابه آماده می‌شوند. سپس پاسخ مدل‌ها به حرکات مصنوعی زمین یا حرکات طبیعی زمین مشاهده می‌شود. روش‌های ایجاد حرکات مصنوعی زمین شامل روش‌هایی است که از لرزاننده‌های موج و انفجار استفاده می‌کنند. اگرچه آزمون‌های میدانی آزمون‌های مؤثری هستند، اما نمی‌توانند شرایط مرزی واقعی را به‌دقت بازتولید کنند. بنابراین، نتایج آزمون احتمالاً به‌شدت تحت تأثیر فرکانس طبیعی سیستم‌های سازه - زمین است. علاوه بر این، آزمایش‌های میدانی با استفاده از انفجار نمی‌توانند اثر نیروی اینرسی ناشی از حرکات زلزله را در نتایج آزمون منعکس کنند.

۴-۴-۶- ارزیابی عملکرد بلوک‌های سلولی

بر خلاف سایر اسکله‌های وزنی، اسکله وزنی که شامل بلوک‌های سلولی یا مجوف بدون دال پایینی هستند، ساختارهایی دارند که از طریق پر شدن، یکپارچگی پیکره آن‌ها حفظ می‌شود [۳]. بنابراین، علاوه بر بررسی پایداری مشابه در سایر اسکله‌های وزنی، واژگونی باید با توجه به روزن‌رانی^۱ مصالح داخل بلوک‌ها بررسی شود. معادله بررسی پایداری بلوک‌های سلولی در برابر واژگونی با در نظر گرفتن روزن‌رانی مصالح داخل بلوک‌ها با استفاده از رابطه (۶-۸) انجام می‌شود. در این معادله، زیرنویس‌های k و d به‌ترتیب مقدار مشخصه و مقدار طراحی را نشان می‌دهند. ضرایب جزئی معادله در جدول (۶-۷) ارائه شده است.

$$m \cdot \frac{S_d}{R_d} \leq 1$$

$$R_d = \gamma_R R_k$$

$$S_d = \gamma_S S_k$$

$$R_k = (aW_k - bP_{Bk} - cP_{Vk} + M_{fk})$$

$$S_k = dP_{Hk} + eP_{Wk} + hP_{dWk} + iP_{Fk}$$

که در آن:

W : وزن مصالح تشکیل دهنده پیکره اسکله (kN/m)

P_B : نیروی شناوری وارد بر اسکله (kN/m)

P_V : برآیند فشار جانبی قائم وارد بر پیکره اسکله (kN/m)

M : گشتاور مقاوم ناشی از اصطکاک سطوح اسکله با مصالح داخل اسکله (kN.m/m)

P_H : برآیند فشار جانبی افقی وارد بر پیکره اسکله (kN/m)

P_W : برآیند فشار آب پسماند وارد بر پیکره اسکله (kN/m)

P_{dW} : برآیند فشار آب دینامیکی وارد بر پیکره اسکله (kN/m) (تنها در طی زلزله)

^۱ Extrusion

- P_F : نیروی اینرسی وارد بر پیکره اسکله (kN/m) (تنها در طی زلزله)
- a : فاصله محل اثر برآیند وزن اسکله تا پنجه جلویی پیکره اسکله (m)
- b : فاصله محل اثر نیروی شناوری تا پنجه جلویی پیکره اسکله (m)
- c : فاصله محل اثر برآیند قائم فشار جانبی تا پنجه جلویی پیکره اسکله (m)
- d : فاصله محل اثر برآیند افقی فشار جانبی تا تراز کف پیکره اسکله (m)
- e : فاصله محل اثر برآیند فشار آب پسماند تا تراز کف پیکره اسکله (m)
- h : فاصله محل اثر برآیند فشار آب دینامیکی تا تراز کف پیکره اسکله (m)
- i : فاصله محل اثر نیروی اینرسی تا تراز کف پیکره اسکله (m)
- R : عبارت مقاومت (kN/m)
- S : عبارت بار (kN/m)
- γ_R : ضریب جزئی عبارت مقاومت
- γ_S : ضریب جزئی عبارت بار
- m : ضریب تعدیل

جدول ۶-۷- ضرایب جزئی مورد استفاده برای بررسی واژگونی پیکره اسکله متشکل از بلوک‌های سلولی.

موضوع بررسی	ضریب جزئی عبارت مقاومت (γ_R)	ضریب جزئی عبارت بار (γ_S)	ضریب تعدیل (m)
واژگونی پیکره اسکله (حالت استاتیکی)	۱	۱	۱/۲
واژگونی پیکره اسکله (تحت زلزله سطح ۱)	۱	۱	۱/۱

هنگامی که در معادله (۶-۸) لنگر مقاوم کوچک‌تر از نیروی وارده شود، لازم است تا با افزایش وزن بلوک‌ها، لنگر مقاوم را افزایش داد.

با توجه به مقادیر مشخصه ضریب اصطکاک مورد استفاده برای بررسی لغزش بلوک‌های بتنی سلولی بدون دال پایینی، از ضرایب ۰/۶ و ۰/۸ برای محاسبه نیروی واکنش کف مقاطع بتن مسلح و مصالح داخل بلوک‌ها استفاده می‌شود. همچنین برای مصالح پرکننده سنگی این مقدار برابر ۰/۷ در نظر گرفته می‌شود.

۵-۶- مراجع

- [1] OCDI, (2020), *Technical Standards and Commentaries for Port and Harbour Facilities in Japan*. The Overseas Coastal Area Development Institute of Japan (OCDI). Tokyo, Japan.

-
- [2] Kohama, E., Miura, K., Yoshida, N., Ohtsuka, N. and Kurita, S., (1998), Instability of gravity type quay wall induced by liquefaction of backfill during earthquake. *Soils and Foundations*, Vol.38, No.4, pp.71-84.
- [3] BRITISH STANDARD, (2010), *BS 6349-2: Code of Practice for Maritime Structures — Part 2: Design of Quay Walls, jetties and Dolphins*. British standard, Londen, UK.

فصل هفتم

طراحی بر مبنای عملکرد

۱-۷- مقدمه

وقوع زلزله‌های دهه ۹۰ میلادی موجب پدید آمدن تحولی عظیم در رویکرد طراحی لرزه‌ای سازه‌ها، به‌ویژه سازه‌های ساحلی و اسکله‌ها شد. به‌طور کلی، پیش از این، عموماً سازه‌ها بر مبنای یک زلزله طراحی و با استفاده از روش‌های ساده شبه‌استاتیکی و شبه‌دینامیکی تحلیل و طراحی می‌شدند. در خصوص سازه‌های ژئوتکنیکی نیز اغلب روش‌های مبتنی بر تحلیل پایداری حدی مورد استفاده قرار می‌گرفت. در طی زلزله ۱۹۹۵ کوبه، اغلب سازه‌های بندری و سازه‌های ساحلی این بندر (شامل اسکله‌ها) که با استفاده از این روش‌ها و بر مبنای یک ضریب معادل لرزه‌ای تحلیل و طراحی شده بودند، متحمل گسیختگی‌های گسترده و خسارات سنگین شدند. این آسیب‌ها در سازه‌هایی به‌وقوع پیوست که عملکرد بهتری از آن‌ها مورد انتظار بود. از طرفی، گسیختگی این سازه‌ها که سبب توقف سرویس‌دهی آن‌ها شد، اهمیت بسیار بالا و نقش کلیدی آن‌ها را بیش از پیش نمایان ساخت. این مسائل در کنار یکدیگر موجب شد که عملکرد مطلوب سازه به‌عنوان یک شاخص مناسب برای طراحی لرزه‌ای مد نظر قرار گیرد. از این‌رو، روش‌های شبه‌استاتیکی قادر نبودند به تنهایی نوع عملکرد و پاسخ عملکردی سازه‌ها را که باید عموماً به‌صورت تغییرشکل‌ها و تغییرمکان‌های بعد از زلزله بیان می‌شدند، ارائه نمایند. هم‌چنین مشخص شد، بسته به سطح عملکرد مورد انتظار و اهمیت سازه، می‌تواند عملکرد آن در برابر زلزله‌های با احتمال وقوع بالا و یا زلزله‌های با احتمال وقوع پائین‌تر، متفاوت باشد. بر اساس این رویکرد، یک روش طراحی جدید بر مبنای عملکرد سازه‌ها در برابر زلزله ارائه شد. روش طراحی بر مبنای عملکرد از سه مولفه مهم برای طراحی لرزه‌ای مطلوب سازه برخوردار است. در این روش، برخلاف روش‌های قدیمی، زلزله طرح بیش از یک زلزله است. به‌عبارت دیگر، تحلیل و طراحی سازه بر اساس دو و یا تعداد بیشتری زلزله طرح انجام می‌شود. زلزله‌های طرح بر اساس طراحی مطلوب مورد انتظار در دو سطح زلزله‌های متوسط و زلزله‌های شدیدتر انتخاب می‌شوند و به‌منظور رسیدن به یک سطح عملکرد خاص، سازه در برابر هر دو نوع زلزله تحلیل می‌شود. واضح است پاسخ لرزه‌ای سازه در برابر دو سطح مختلف زلزله یکسان نخواهد بود، اما پاسخ لرزه‌ای به‌دست آمده باید بتواند مقتضیات سطح عملکردی مورد نظر را برآورده نماید. علاوه بر سطوح زلزله طرح و عملکرد سازه که دو مولفه کلیدی طراحی بر مبنای عملکرد هستند، انتخاب روش‌های تحلیل لرزه‌ای مناسب برای محاسبه پاسخ سازه در سطوح مختلف زلزله طرح، سومین مولفه کلیدی این روش است. در حقیقت یکی از اصلی‌ترین تفاوت‌های این روش با روش‌های پیشین، استفاده از روش‌های تحلیلی پیشرفته دینامیکی در کنار روش‌های شبه‌استاتیکی و شبه‌دینامیکی و نتیجه‌گیری از برآیند نتایج حاصل از این روش‌ها است.

۲-۷- طراحی بر مبنای عملکرد لرزه‌ای

این روش که پس از وقایع لرزه‌ای دهه آخر قرن بیستم ایجاد شد، سعی در رفع محدودیت‌ها و نواقص روش‌های سنتی طراحی لرزه‌ای پیشین دارد. در آیین‌نامه‌ها و دستورالعمل‌های موجود، طراحی لرزه‌ای بر اساس ظرفیت تحمل سازه در

برابر زلزله طرح انجام می‌شود؛ اما در این حالت اطلاعاتی در خصوص عملکرد سازه پس از عبور از حالت حدی تعادل نیروها ارائه نمی‌شود. در این روش‌ها، اگر طراحی به گونه‌ای انجام شود که سازه به حالت حدی نرسد، طرح‌هایی که بتوانند تعادل نیروها را برای زلزله‌های شدید با احتمال وقوع پایین تأمین نمایند، پر هزینه و غیراقتصادی خواهند شد. از طرفی، اگر طراحی بر مبنای زلزله‌های ضعیف‌تر انجام شود، رفتار سازه و تأمین پایداری آن در برابر زلزله‌های قوی‌تر از زلزله طرح قابل تضمین نخواهد بود. در طراحی بر مبنای عملکرد، سطوح مناسب زلزله طرح و میزان آسیب قابل قبول برای هر یک از این سطوح تعیین می‌شوند. به‌طور معمول، در این روش دو سطح زلزله به‌عنوان زلزله طرح در تحلیل و طراحی سازه استفاده می‌شوند:

- زلزله سطح یک (L1): زلزله‌های متوسط با احتمال وقوع بالا در طول عمر سازه.
- زلزله سطح دو (L2): زلزله‌های شدید با احتمال وقوع پائین در طول عمر سازه.

در خصوص طراحی اسکله بلوکی، اسکله‌هایی که برای بارگیری مواد خطرناک و قابل نشت مورد استفاده قرار می‌گیرند، زلزله سطح سه (L3) نیز قابل تعریف است. زلزله سطح ۳ شامل زلزله‌های بسیار نیرومندی است که احتمال وقوع آن‌ها در طول عمر مفید سازه بسیار پائین است.

میزان آسیب مجاز سازه بر مبنای اهمیت و نوع کاربرد آن تعیین می‌شود و بر اساس مقادیر مجاز آسیب سازه‌ای و بهره‌برداری ارائه شده در جدول (۷-۱) مشخص می‌شود. در این جدول، آسیب سازه‌ای بر مبنای میزان کار لازم برای بازسازی کامل سازه و دستیابی به ظرفیت کامل آن که به عبارتی خسارت مستقیم ناشی از زلزله است، تعریف شده است. همچنین آسیب بهره‌برداری بر اساس کار لازم برای احیاء کامل یا بخشی از قابلیت بهره‌برداری سیستم تعریف شده است، که به عبارتی خسارات غیرمستقیم سیستم است.

جدول ۷-۱- سطوح آسیب مجاز در طراحی بر مبنای عملکرد برای اسکله بلوکی.

سطح آسیب مجاز	سازه‌ای	بهره‌برداری
درجه ۱: قابل بهره‌برداری	بدون خرابی یا خرابی خیلی کم	کاهش بهره‌برداری خیلی کم
درجه ۲: قابل تعمیر	خرابی کنترل شده	کاهش کوتاه‌مدت بهره‌برداری
درجه ۳: در آستانه گسیختگی	خرابی گسترده در آستانه تخریب	کاهش کلی یا بلندمدت بهره‌برداری
درجه ۴: گسیختگی کامل	خرابی کامل سازه	بدون امکان بهره‌برداری

پس از تعیین زلزله‌های طرح و سطوح آسیب مجاز، عملکرد مورد انتظار سازه نیز می‌تواند بر مبنای یکی از سطوح عملکردی S1، S2، A، B یا C که در جدول‌های (۷-۲) و (۷-۳) تعریف شده‌اند، تعیین گردد. در طراحی بر مبنای عملکرد، طراحی سازه بایستی طوری صورت گیرد که سطح عملکرد مورد نظر را ارضاء نماید.

به‌طور خلاصه، گام‌های طراحی در روش طراحی بر مبنای عملکرد به شرح زیر هستند:

- ۱- انتخاب سطح عملکرد سازه بر مبنای میزان اهمیت آن و سایر مقتضیات و الزامات مورد نیاز.
- ۲- تعیین معیار آسیب سازه بر اساس متغیرهایی چون تغییرمکان، شرایط تنش حدی یا ضرایب شکل‌پذیری.

۳- ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه با مقایسه نتایج تحلیل لرزه‌ای و معیار آسیب.

جدول ۷-۲- سطوح مختلف عملکردی با توجه به سطح زلزله طراحی برای اسکله بلوکی.

زلزله طراحی			سطح عملکرد
سطح سه (L۳)	سطح دو (L۲)	سطح یک (L۱)	
درجه ۱: قابل استفاده	درجه ۱: قابل استفاده	درجه ۱: قابل استفاده	S۱
لزومی به کنترل ندارد	درجه ۱: قابل استفاده	درجه ۱: قابل استفاده	S۲
لزومی به کنترل ندارد	درجه ۲: قابل تعمیر	درجه ۱: قابل استفاده	A
لزومی به کنترل ندارد	درجه ۳: در آستانه گسیختگی	درجه ۱: قابل استفاده	B
لزومی به کنترل ندارد	درجه ۴: گسیختگی	درجه ۲: قابل تعمیر	C

جدول ۷-۳- سطح عملکردی بر مبنای میزان اهمیت سازه ساحلی.

مرتب‌بندی اهمیت پیشنهادی سازه ساحلی	تعریف بر اساس آثار لرزه‌ای بر سازه	سطح عملکرد
گروه فوق ویژه	سازه‌های حساس با امکان زیان گسترده جانی و مالی در اثر خسارت لرزه‌ای خصوصاً نشت مواد خطرناک	S۱
گروه ویژه	سازه‌های کلیدی که برای جبران حادثه زلزله باید قابل استفاده باقی بمانند. سازه‌های حساسی که در صورت تخریب آن‌ها، فعالیت‌های اقتصادی و اجتماعی در منطقه مختل خواهند شد.	S۲
گروه مخصوص یا A	سازه‌های اصلی که اثرات وخیم کمتری نسبت به سطح S۲ دارند یا سازه‌هایی که در صورت خسارت، به سختی قابل تعمیرند.	A
گروه A یا B	سازه‌های معمولی غیر از سازه‌های سطوح S, A و C	B
گروه B یا C	سازه‌های کوچک قابل ترمیم	C

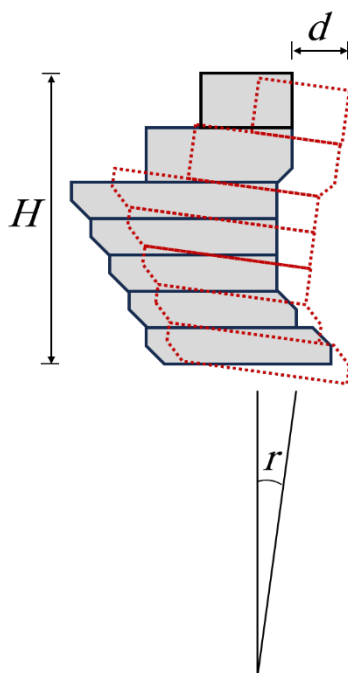
۳-۷- معیار آسیب

۳-۷-۱- اسکله بلوکی

در روش طراحی بر مبنای عملکرد، سطح قابل قبول آسیب که همان معیار آسیب است، باید به صورت متغیرهایی مانند تغییر مکان، حالت تنش حدی و شکل‌پذیری یا کرنش حدی و بر مبنای تابعی از پاسخ لرزه‌ای سازه مورد نظر معین شود. معیارهای آسیب معمولاً بر اساس میزان تغییرات و آسیب سازه و همچنین تاثیر این آسیب‌ها بر نحوه ادامه استفاده از سازه تعیین می‌شوند. این معیارها توسط مراجع مختلف پیشنهاد شده‌اند. معیارهای آسیب پیشنهادی توسط انجمن بین‌المللی زیرساخت‌های حمل و نقل آبی [۱] به عنوان یکی از پرکاربردترین معیارها در حوزه سازه‌های ساحلی در جدول (۴-۷) برای اسکله‌های وزنی بلوکی ارائه شده‌اند.

جدول ۷-۴- معیارهای آسیب پیشنهادی برای اسکله وزنی بلوکی.

متغیر	درجه ۱	درجه ۲	درجه ۳	درجه ۴
اسکله وزنی	تغییر مکان افقی ماندگار بی‌بعد شده (d/H) *	۱/۵ تا ۵٪	۵ تا ۱۰٪	بیشتر از ۱۰٪
	دوران ماندگار به سمت دریا (r)	کمتر از ۳۰°	۳۰° تا ۵۰°	بیشتر از ۸۰°

* d تغییر مکان افقی و H ارتفاع اسکله (شکل (۱-۱۰))

شکل ۷-۱- متغیرهای هندسی معرف معیارهای آسیب اسکله وزنی بلوکی.

۲-۳-۷- موج‌شکن توده سنگی

انتخاب معیارهای آسیب مناسب به عملکرد موج‌شکن و حالت‌های گسیختگی ناشی از زلزله بستگی دارد. اما به‌طور کلی معیار اصلی برای تمامی موج‌شکن‌ها نشست مجاز موج‌شکن است زیرا تعیین‌کننده توانایی موج‌شکن در میراسازی امواج دریا است. برای موج‌شکن‌هایی که بر روی آن‌ها راه و تأسیسات و تجهیزات دیگری قرار داشته باشند، باید معیارهای دیگری برای نشست تفاضلی مجاز، دوران و جابجایی سازه‌ها و تجهیزات فوقانی در نظر گرفته شوند. همچنین نیروی ناشی از بارگذاری زلزله می‌تواند موجب شکست آرمورهای موجود بر روی موج‌شکن شود. از این‌رو، این مسئله نیز باید با در نظر گرفتن معیار آسیب مناسب لحاظ شود.

از آنجایی که معیارهای آسیب برای موج‌شکن‌ها در حال حاضر به‌طور کامل تدوین نشده‌اند، سطح عملکرد موج‌شکن به منظور نشان دادن درجه نسبی آسیب مجاز توصیف می‌شود. میزان آسیب انواع موج‌شکن‌ها با توجه به عملکرد اولیه و ثانویه آن‌ها مطابق جدول (۷-۳) به شرح زیر است:

- کاهش ورود نیروی امواج به حوضچه آرامش (درجه C).
- موج‌شکن‌های تفریحی (دسترسی برای افراد) (درجه C؛ اما بسته به سطح ایمنی قابل قبول برای جان افراد می‌تواند درجه A یا B نیز باشد)
- تأمین حوضچه آرامش برای پهلوگیری شناورها در بندر و جاده‌های دسترسی مرتبط (درجه B)
- ارائه تسهیلات و تأسیسات جابجایی محموله و کالا روی موج‌شکن، از جمله تسمه نقاله (درجه B) و خطوط لوله نفت و گاز مایع (درجه A یا S، بسته به سطح خطر انفجار)

۴-۷- تحلیل لرزه‌ای

پس از تعیین مبانی طراحی شامل سطوح آسیب قابل قبول و مقادیر حدی، نیاز است پاسخ لرزه‌ای اسکله با استفاده از تحلیل‌های مناسب تعیین شود. تحلیل لرزه‌ای سازه‌های ساحلی در سه گام انجام می‌شود. در گام نخست با انجام تحلیل خطر لرزه‌ای بر مبنای اطلاعات زمین‌شناسی و تکتونیکی منطقه احداث اسکله و اطلاعات موجود از تاریخچه لرزه‌خیزی منطقه، تحریک ناشی از زلزله بر روی سنگ بستر محل مورد بررسی تعیین می‌شود. گام دوم بررسی پاسخ دینامیکی خاک شامل ارزیابی اثرات ساختگاهی برای تعیین زلزله طرح در سطح زمین (یا نزدیکی آن)، بررسی پتانسیل روان‌گرایی خاک (در صورت دانه‌ای بودن آن) و نیز گسیختگی محتمل ناشی از زلزله در خاک است. در نهایت پس از تعیین زلزله طرح و متغیرهای ژئوتکنیکی، گام سوم تحلیل لرزه‌ای اسکله است. هدف از تحلیل سازه در طراحی بر مبنای عملکرد، ارزیابی پاسخ لرزه‌ای آن با توجه به حدود قابل قبول و مجاز تغییرمکان، تنش و کرنش هستند. به‌منظور ارزیابی اثرات ساختگاهی، بررسی پتانسیل روان‌گرایی و پاسخ لرزه‌ای سازه‌های ساحلی و اسکله‌ها، روش‌های تحلیل مختلفی وجود دارند، که این روش‌ها بر مبنای میزان پیچیدگی و قابلیت‌هایشان به سه دسته کلی تقسیم می‌شوند:

روش‌های شبه‌استاتیکی: این روش‌ها، روش‌های تقریبی برای تخمین تنش‌ها و نیروهای حدی برای کنترل پایداری سازه هستند.

روش‌های شبه‌دینامیکی: این روش‌ها برای تعیین حدود تغییرمکان، تنش و کرنش برای انواع مفروض گسیختگی استفاده می‌شوند.

روش‌های دینامیکی: این روش‌ها برای شبیه‌سازی کامل رفتار لرزه‌ای سازه و برآورد کامل پاسخ لرزه‌ای شامل نوع گسیختگی سازه و مقادیر تغییرمکان به کار گرفته می‌شوند.

مناسب‌ترین روش تحلیل بر اساس سطح عملکردی سازه در جدول (۷-۵) ارائه شده است. مطابق این جدول، با بالا رفتن سطح عملکردی سازه و افزایش اهمیت آن، بایستی روش تحلیلی مورد استفاده برای تحلیل آن نیز پیچیده‌تر و توانمندتر باشد. از این‌رو، روش‌های ساده با توانایی تحلیلی پائین صرفاً برای مراحل مقدماتی طراحی و یا تحلیل پاسخ سازه‌های دارای سطوح پایین اهمیت و یا سطوح پایین لرزه‌خیزی توصیه شده‌اند.

جدول ۷-۵- روش‌های مختلف تحلیل با توجه به سطح عملکردی سازه.

سطح عملکردی سازه					نوع و روش تحلیل
S _۱	S _۲	A	B	C	
					روش‌های شبه استاتیکی
					روش‌های شبه دینامیکی
					روش‌های دینامیکی
طراحی نهایی					
طراحی مقدماتی یا سطوح لرزه‌ای پایین					

برای طراحی سازه‌های با اهمیت S_۱ و سطح عملکردی متناسب با آن، انجام آزمون‌های مدل فیزیکی مناسب و یا نتایج اندازه‌گیری‌های واقعی برای تأیید تحلیل‌های دینامیکی و اعتبارسنجی مدل‌های تحلیلی ضروری است.

۵-۷- منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای

در روش‌های طراحی بر مبنای عملکرد^۱ براساس درجه اهمیت سازه و شرایط لرزه‌خیزی ساختگاه، دو یا سه سطح زلزله طرح تعریف می‌شوند و سطح عملکردی سازه (شامل مقادیر تغییر مکان ماندگار سازه و دوران ماندگار آن) در سطوح لرزه‌ای مورد نظر برآورد می‌شوند [۲]. این رویکرد، ایراد روش‌های سنتی طراحی که در آن‌ها تنها یک سطح زلزله طرح در نظر گرفته می‌شود را تا حد زیادی پوشش می‌دهد اما رفتار سازه را در تمامی سطوح لرزه‌ای مورد بررسی قرار نمی‌دهد. علاوه بر این، در بیش‌تر موارد، تعداد رکورد زلزله‌های مورد استفاده برای بررسی رفتار اسکله در سطوح لرزه‌ای مرتبط با زلزله طرح محدود است (معمولاً کم‌تر از ۷ رکورد). از این‌رو، در اکثر موارد نمی‌توان کفایت لرزه‌ای سازه را از منظر احتمالاتی بررسی و احتمال تجاوز سطح آسیب^۲ اسکله از سطح عملکردی^۳ مورد نظر را برآورد کرد [۳]. یک راهکار موجود برای رفع این مشکل، استفاده از منحنی شکنندگی لرزه‌ای^۴ است. منحنی‌های شکنندگی احتمال شرطی تجاوز آسیب وارد بر سازه از یک حالت معین خسارت برای یک شدت مشخص بارگذاری لرزه‌ای را بیان می‌کنند [۲]. این منحنی‌ها، ابزاری سودمند در مهندسی زلزله مبتنی بر عملکرد، برای پیوند خسارات اقتصادی به آسیب سازه‌ها یا سیستم‌ها هستند. برای توسعه منحنی‌های شکنندگی می‌توان از روش‌های مختلفی از جمله روش‌های تجربی^۵، قضاوتی^۶، تحلیلی^۷ و ترکیبی^۸ استفاده کرد. منحنی‌های شکنندگی تحلیلی، توزیع آسیب حاصل از شبیه‌سازی رفتار سازه با استفاده از مدل‌های سازه‌ای عددی تحت افزایش بار را به‌عنوان مبنای آماری خود در نظر می‌گیرند [۴]. اخیراً، استفاده از منحنی‌های شکنندگی مبتنی بر

^۱ Performance-based design

^۲ damage level

^۳ performance grade

^۴ Seismic fragility curve

^۵ empirical

^۶ judgmental

^۷ analytical

^۸ hybrid

رویکردهای عددی به طور گسترده مورد استفاده قرار گرفته‌اند، زیرا به آسانی برای انواع مختلف سازه و مناطق جغرافیایی با سوابق آسیب ناکافی، قابل کاربرد هستند [۵].

یک نمونه منحنی شکنندگی لرزه‌ای توسعه داده شده برای موج‌شکن توده سنگی به ارتفاع ۲۲/۸ متر و اسکله بلوکی پشت شکسته مستقر بر بستر متراکم با ارتفاع ۱۱ متر به ترتیب در شکل‌های (۲-۷) و (۳-۷) ارائه شده‌اند [۶]. در پژوهش‌های مختلف، از توابع مختلفی برای توسعه منحنی‌های شکنندگی استفاده شده است که نکویی برازش^۱ هر یک، بسته به سطوح لرزه‌ای مورد بررسی و سازه مورد مطالعه متفاوت است [۳]. یکی از پرکاربردترین توابع برای توسعه منحنی‌های شکنندگی برای سازه‌های ساحلی، تابع توزیع تجمعی نرمال استاندارد^۲ است که فرمول‌بندی آن در ادامه شرح داده می‌شود.

با داشتن مرزهای حالات آسیب تعریف شده و مقادیر پاسخ، شکنندگی لرزه‌ای حالت آسیب D_i ، احتمال شرطی تجاوز حالت آسیب اسکله از حالت آسیب D_i در سطح زلزله مشخص (S_a) است، که در فرم بسته به صورت معادله (۲-۷) نشان داده می‌شود:

$$[D > d | S_a] = P[X > x_i | S_a] = 1 - \Phi\left[\frac{\ln(x_i) - \alpha}{\beta}\right] \quad (7-2)$$

$$\alpha = \ln \mu - \beta^2 / 2 \quad (7-3)$$

$$\beta = \sqrt{\ln\left[1 + (\sigma/\mu)^2\right]} \quad (7-4)$$

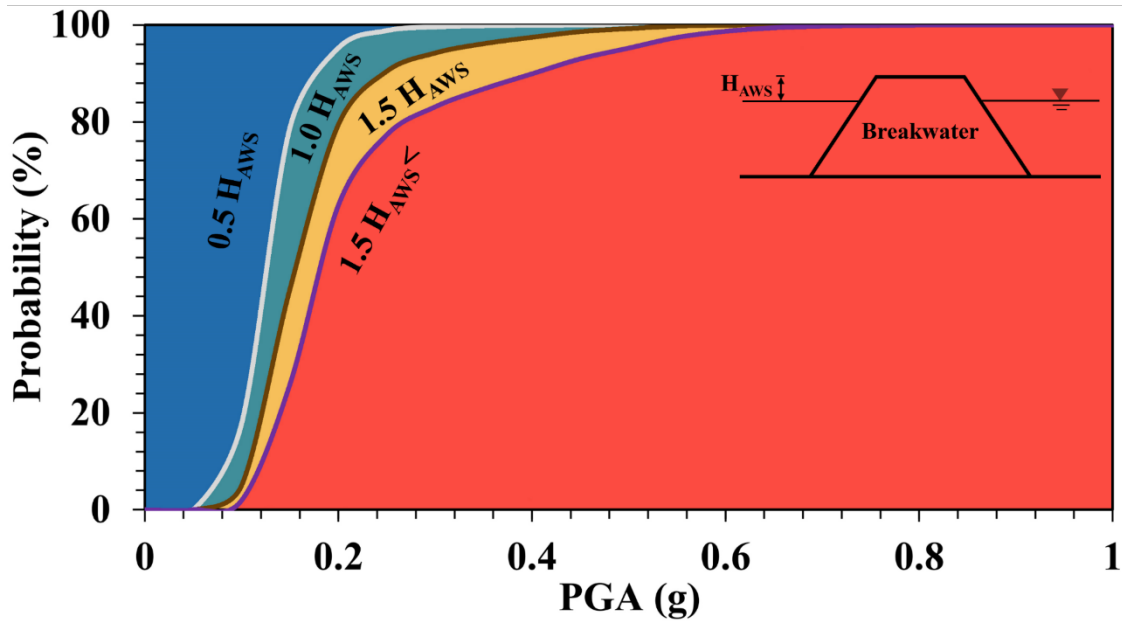
که $\Phi(0)$ تابع توزیع تجمعی نرمال استاندارد، x_i کران بالای هر حالت آسیب و μ و σ به ترتیب میانگین و انحراف معیار پاسخ مدل در هر سطح S_a هستند. پارامترهای α و β به سطح S_a بستگی دارند.

پس از تخمین مقادیر جابجایی افقی ماندگار اسکله، براساس میانگین (μ) و انحراف معیار (σ)، متغیرهای تابع توزیع تجمعی نرمال استاندارد (α و β) در هر سطح زلزله محاسبه می‌شوند. سپس، با استفاده از کران بالای حالت آسیب مورد نظر (x_i) و متغیرهای α و β ، مقدار تابع در هر سطح زلزله تعیین می‌شوند. با داشتن مقدار تابع در سطوح لرزه‌ای مورد مطالعه، توزیع تجمعی نرمال استاندارد با استفاده از رابطه (۲-۷) به دست می‌آید. منحنی‌های شکنندگی شکل‌های (۲-۷) و (۳-۷) با استفاده از تابع توزیع تجمعی نرمال استاندارد توسعه داده شده‌اند.

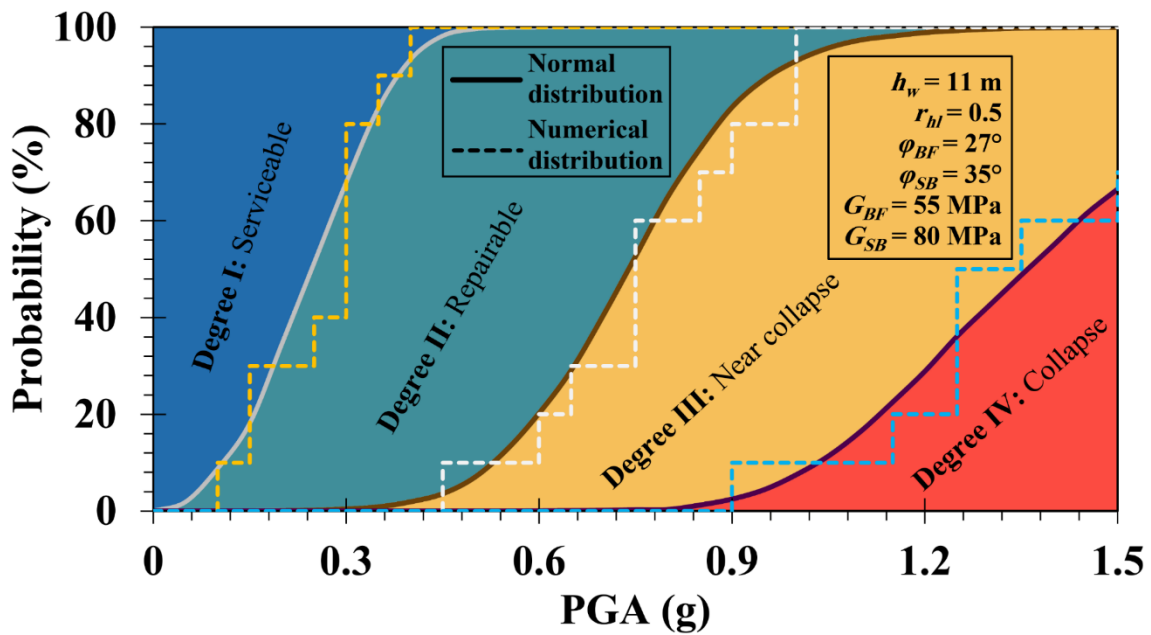
در خصوص منحنی‌های شکنندگی توسعه داده شده برای موج‌شکن توده‌سنگی، همان‌گونه که پیش‌تر اشاره شد، معیارهای آسیب در حال حاضر به طور کامل تدوین نشده است. از این رو، نشست متناظر مقادیر $0.5H_{AWS}$ ، $1.0H_{AWS}$ و $1.5H_{AWS}$ به عنوان سطوح آسیب موج‌شکن در نظر گرفته شده‌اند. H_{AWS} ارتفاع موج‌شکن در بالای سطح آب است.

¹ Goodness of fit

² Standard normal cumulative distribution function



شکل ۷-۲- منحنی شکنندگی موج شکن توده سنگی.



شکل ۷-۳- منحنی شکنندگی اسکله وزنی بلوکی پشت شکسته.

۶-۷- مراجع

- [1] International Navigation Association (PIANC). (2001). *Seismic Design Guidelines for Port Structures*. Balkema, Tokyo, Japan.
- [2] Ebrahimian, B., and Farahani, A. R. Z. (2023). Developing seismic fragility curves for caisson-type quay walls with improved backfill soil. In *Seismic Evaluation, Damage, and Mitigation in Structures*. Woodhead Publishing. pp. 205-234.

- [۳] ابراهیمیان، ب، و زرنوشه فراهانی، ا. ر.، (۱۴۰۲)، تحلیل آسیب‌پذیری لرزه‌ای دیوارهای ساحلی وزنی کیسونی همراه با خاکریز بهسازی‌شده با استفاده از منحنی‌های شکنندگی. مهندسی سازه و ساخت. doi: -. 10(7), 10.22065/jsce.2022.358083.2920
- [4] Rossetto, T. AND Elnashai, A. (2003), Derivation of vulnerability functions for European-type RC structures based on observational data. *Engineering structures*, 25 (10), PP. 1241-1263.
- [5] Argyroudis, S., Kaynia, A., and Pitilakis, K., (2013), Development of fragility functions for geotechnical constructions: application to cantilever retaining walls. *Soil dynamics and earthquake engineering*, 50, pp. 106-116.
- [6] Ebrahimian, B., and Farahani, A. R. Z., (2023), Mitigation of deformations of a hunchbacked block-type gravity quay wall subjected to dynamic loading through optimizing its back-face configuration. In *Seismic Evaluation, Damage, and Mitigation in Structures* . Woodhead Publishing. pp. 365-380

فصل هشتم

طراحی بر مبنای قابلیت اطمینان

۸-۱- مقدمه

به‌طور گسترده، قابلیت اطمینان سازه به‌عنوان «توانایی سازه‌ها برای برآورده کردن عملکرد طراحی مورد نیاز در طول یک دوره زمانی خاص» و در معنای محدود به‌عنوان «احتمال عدم رسیدن سازه‌ها به حالت حدی در طی مدت زمان بهره‌برداری» تعریف می‌شود. در مقابل، احتمال گسیختگی عبارت است از «احتمال رسیدن سازه‌ها به حالت حدی در طی مدت زمان بهره‌برداری». بنابراین احتمال گسیختگی و قابلیت اطمینان با رابطه زیر با یکدیگر مرتبط می‌شوند [۱]:

$$\text{قابلیت اطمینان} - 1 = \text{احتمال گسیختگی} \quad (8-1)$$

تحلیل قابلیت اطمینان، روشی برای توصیف کمی عدم قطعیت متغیرهای پایه منفرد مربوط به عملکرد سازه‌ها، بر اساس توزیع احتمال و محاسبه احتمال گسیختگی بر مبنای نظریه احتمال است. روش طراحی بر مبنای قابلیت اطمینان را می‌توان روش طراحی برای تعیین نحوه طراحی بر اساس نتایج تحلیل قابلیت اطمینان نامید [۲].

۸-۱-۱- مفهوم تابع حد نهایی^۱

تابع حد نهایی یک تابع ریاضی است که مرز بین وضعیت قابل قبول (سالم) و وضعیت غیرقابل قبول (شکست) را تعریف می‌کند. این تابع به صورت $g(X)$ نمایش داده می‌شود، که X بردار متغیرهای اصلی مؤثر بر عملکرد سازه است. شرایط حد نهایی:

اگر $g(X) > 0$ باشد، سازه در وضعیت سالم قرار دارد.

اگر $g(X) = 0$ باشد، سازه در حالت حدی قرار دارد.

اگر $g(X) < 0$ باشد، سازه در وضعیت شکست قرار دارد.

تابع حد نهایی به‌عنوان پایه و اساس محاسبه احتمال شکست سازه مورد استفاده قرار می‌گیرد. با مشخص کردن این تابع، می‌توان احتمال شکست سازه را با استفاده از روش‌های تحلیل احتمالاتی محاسبه کرد. انتخاب مناسب تابع حد نهایی برای هر مورد خاص از اهمیت بالایی برخوردار است.

۸-۲- طبقه‌بندی روش طراحی بر مبنای قابلیت اطمینان

۸-۲-۱- سطح ۳

یک روش طراحی مبتنی بر قابلیت اطمینان برای محاسبه مستقیم احتمال گسیختگی با استفاده از یک محاسبه احتمال بر اساس توزیع احتمال هر متغیر پایه [۳ و ۴].

^۱ Limit State Function

۲-۲-۸-۲- سطح ۲

یک روش طراحی بر مبنای قابلیت اطمینان برای ارزیابی شاخص قابلیت اطمینان β با استفاده از یک محاسبه احتمال بر اساس میانگین، توزیع و کوواریانس هر متغیر پایه (غیروابسته به توزیع احتمال) و ارزیابی عملکرد به‌گونه‌ای که β برابر یا فراتر از مقدار محدود باشد.

۱-۲-۸-۳- سطح ۱

یک روش طراحی بر مبنای قابلیت اطمینان برای تأیید قطعی عملکرد با معرفی برخی ضرایب جزئی در معادله تأیید عملکرد و جایگزینی معادله با مقادیر مشخصه برای متغیرهای پایه به‌منظور اطمینان از حاشیه ایمنی. این روش، روش ضریب جزئی نیز نامیده می‌شود. ضریب جزئی با روش طراحی بر مبنای قابلیت اطمینان سطح ۳ یا ۲ تعیین می‌شود که به آن واسنجی کد^۱ می‌گویند.

۳-۸- مفهوم پایه احتمال گسیختگی و سطح ایمنی هدف

۱-۳-۸- نکاتی در مورد تحلیل قابلیت اطمینان

با پیشرفت تحقیقات در خصوص روش طراحی مبتنی بر قابلیت اطمینان، طبقه‌بندی و تفسیر عدم قطعیت‌های مختلف در مورد طراحی و تعیین کمیت این عدم قطعیت‌ها (تخمین توزیع احتمال) به‌دلیل محدود بودن داده‌های موجود، به‌عنوان مشکلات مهم شناخته می‌شوند، به‌ویژه در هنگام مواجهه با مفاهیم مشتق شده از طبیعت مانند نیروهای خارجی و زمین، و همچنین خطاهای مدل‌سازی. بر اساس موارد فوق، تحلیل قابلیت اطمینان را می‌توان به‌عنوان روشی برای مرتب‌سازی روشمند و نظام‌مند ساختن عوامل مختلف در مورد عدم قطعیت‌های مربوط به عملکرد سازه‌ها، کمی‌کردن آماری عوامل فردی عدم قطعیت‌ها و محاسبه احتمال شکست بر اساس نظریه احتمال در نظر گرفت.

از سوی دیگر، ممکن است سازماندهی عوامل عدم قطعیت و کمی‌سازی آماری کافی آن‌ها در تحلیل قابلیت اطمینان واقعی همیشه امکان‌پذیر نباشد. برخی از علل این مسئله عبارتند از:

دشواری در طبقه‌بندی عدم قطعیت‌ها

ادبیات فنی تحلیل قابلیت اطمینان سنتی سازه، عوامل عدم قطعیت در طراحی سازه را به شرح زیر طبقه‌بندی می‌کند:

۱- تغییرات مکانی و زمانی نیروهای خارجی که بر سازه‌ها، خواص مکانیکی مصالح و مقادیر فیزیکی مانند شکل هندسی اثر می‌گذارند.

۲- خطاهای تخمینی آماری ناشی از برآورد عدم قطعیت در مقادیر فیزیکی از نمونه‌ها.

۳- خطا در مدل‌سازی به‌دلیل ساده‌سازی و ایده‌آل‌سازی مدل‌های محاسباتی طراحی.

^۱ Code calibration

به‌طور کلی، خطاها در مدل‌سازی، با معادله زیر تعریف می‌شوند:

(۸-۲) پاسخ مورد انتظار مدل / پاسخ واقعی (مشاهده شده) = خطاها در مدل‌سازی

۴- خطاهای تبدیل در هنگام تبدیل نتایج حاصل از بررسی‌های مختلف به مقادیر فیزیکی که مستقیماً برای طراحی ضروری هستند [۷-۵].

با این حال، ممکن است کمی کردن عدم قطعیت‌ها، مطابق با طبقه‌بندی بالا امکان‌پذیر نباشد، زیرا تحلیل واقعی عدم قطعیت‌ها، انواع داده‌های مرتبط با عدم قطعیت را در سازه‌های مختلف ایجاد می‌کند. ممکن است در بسیاری از موارد، استخراج این عدم قطعیت‌ها به‌صورت جداگانه دشوار باشد و اغلب تنها می‌توان عدم قطعیت‌های چندگانه را تخمین زد. برای نمونه، روش طراحی سنتی قادر به تخمین عدم قطعیت‌ها در کل روش طراحی، با استفاده از یک آزمایش در مقیاس کامل یا نمونه‌هایی از آسیب است، حتی اگر چگونگی مشارکت عوامل عدم قطعیت در متغیرهای پایه منفرد ناشناخته باشد. در برخی موارد ابهاماتی وجود دارند که برخی عوامل عدم قطعیت از قلم افتاده‌اند و یا دو بار لحاظ شده‌اند. قضاوت مهندسی مناسب، از جمله مرتب‌سازی داده‌ها، با به‌کارگیری دانش جامع طراحی سازه و در نظر گرفتن جزئیات مربوط به داده‌های به‌دست آمده، در جنبه‌های خاص هر تحلیل قابلیت اطمینان مورد نیاز است.

دشواری در تعیین کمیت عدم قطعیت‌ها

همواره کمی‌سازی عدم قطعیت‌ها مستلزم تخمین با استفاده از برخی داده‌های آماری است. با این حال، این داده‌ها همیشه دارای مشکلات کمی و کیفی ذاتی هستند. با توجه به محدودیت‌هایی مانند محدودیت در تعداد داده‌ها و توزیع غیریکنواخت بسیاری از داده‌های جمع‌آوری شده، تعیین کمیت عدم قطعیت‌ها نیازمند توجه دقیق به تحلیل‌های آماری است. در برخی موارد، تعیین کمیت عدم قطعیت‌ها، بر اساس داده‌ها است. در چنین شرایطی مقادیر عدم قطعیت‌ها با قضاوت مهندسی افراد متخصص و با تجربه در حوزه مربوطه تعیین می‌شوند.

۲-۳-۸- مفهوم احتمال گسیختگی به‌عنوان معیار مطلق پایداری سازه

همان‌گونه که پیش‌تر اشاره شد، تحلیل قابلیت اطمینان دشواری‌های زیادی دارد و درجه آن نیز بر اساس مسئله هدف متفاوت است. بنابراین، این که عدم قطعیت، یا احتمال گسیختگی، که بر اساس مفروضات خاصی تعیین شده است، معیار مطلق قابلیت اطمینان سازه باشد، غیر قابل قبول است. از این‌رو، احتمال گسیختگی نباید به‌عنوان یک معیار مطلق در نظر گرفته شود.

۳-۳-۸- روش‌های اصلی تعیین سطح ایمنی هدف

سطح ایمنی هدف عمدتاً با استفاده از سه روش زیر تعیین می‌شود:

۱- تعیین سطح قابلیت اطمینان مشابه با یک سازه طراحی شده توسط استانداردهای طراحی موجود به‌عنوان سطح ایمنی هدف.

۲- تعیین سطح ایمنی هدف با مقایسه آن با خطرات پس‌زمینه مختلف.

۳- تعیین با بهینه‌سازی شاخص‌های اقتصادی مانند هزینه‌های چرخه عمر مفید و هزینه‌های مورد انتظار.

در حال حاضر، عمدتاً از روش اول استفاده می‌شود، زیرا سازه‌هایی که با استفاده از استانداردهای طراحی موجود طراحی شده‌اند، معمولاً دارای سوابق عملکرد طولانی هستند. بنابراین، قابلیت اطمینان چنین سازه‌هایی از نظر اجتماعی به رسمیت شناخته شده است. علاوه بر این، عدم وجود تأییدهای کافی به‌عنوان یک معیار مطلق پایداری، در خصوص دو روش دیگر موجب می‌شود که اغلب از روش اول برای واسنجی استفاده شود.

روش دوم با استفاده از خطر پس‌زمینه، برای سیاست‌گذاری‌های مختلف بر اساس خطرات در بسیاری از حوزه‌ها استفاده می‌شود. برای نمونه، تعیین مقادیر مجاز مواد شیمیایی در محیط، نمونه‌ای از کاربرد این روش است. مبنای این روش تعیین سطح ایمنی هدف سازه‌ها بر اساس خطرات مختلف رویدادهای موجود در جامعه است.

اساس روش سوم به‌حداقل رساندن هزینه‌های کل مورد انتظار (شامل هزینه‌های ساخت و تعمیر آسیب‌های ناشی از گسیختگی و پیامدهای اجتماعی آن) است. با این وجود، از آنجایی که مشکلات زیادی مانند دقت احتمال گسیختگی به‌عنوان یک معیار مطلق، برآورد هزینه در صورت گسیختگی و پیش‌بینی تغییرات اجتماعی-اقتصادی در طول عمر مفید سازه‌ها وجود دارد، به‌نظر می‌رسد این روش مشکلات زیادی را برای محاسبه واقعی سطح ایمنی هدف دارد.

ممکن است سطح ایمنی هدف، پس از ارزیابی آن به‌عنوان قابلیت اطمینان سیستم برای چندین حالت حدی سازه تعیین شود. برای نمونه این روش، قابلیت اطمینان دیوار وزنی را پس از محاسبه احتمال گسیختگی با استفاده از حالت گسیختگی لغزشی، واژگونی، و ظرفیت باربری ارزیابی می‌کند. در این حالت، در صورت وقوع هر یک از حالت‌های گسیختگی فوق، کل سیستم از کار افتاده در نظر گرفته می‌شود. با این حال، تأثیری که حالت حدی هر حالت گسیختگی بر عملکرد (پایداری) کل سازه می‌گذارد، می‌تواند بر اساس حالت گسیختگی متفاوت باشد و در روش طراحی بر مبنای عملکرد نیز می‌توان با در نظر گرفتن حاشیه ایمنی، این مسئله را لحاظ نمود.

۸-۴- اتخاذ طراحی ضریب بار و مقاومت برای روش طراحی مبتنی بر قابلیت اطمینان سطح ۱

۸-۴-۱- مقدمه

صورت معادله‌های تأیید عملکرد مورد استفاده در راهنمای فنی، یک روش ضریب جزئی مبتنی بر طراحی ضریب بار و مقاومت (که از این پس «طراحی ضریب بار و مقاومت» نامیده می‌شود) است، که با روش ضریب جزئی متفاوت است. در این بخش، تفاوت‌های بین این صورت و صورت طراحی ضریب مصالح و همچنین مفاهیم و دلایل انتخاب طراحی ضریب بار و مقاومت توضیح داده می‌شود.

۸-۴-۲- روش ضریب جزئی

در این جا، طراحی ضریب مصالح و طراحی ضریب بار و مقاومت به ترتیب به صورت زیر تعریف می شوند. اصطلاح «روش ضریب جزئی» در مجموع هر دو رویکرد را نشان می دهد و ممکن است مترادف با روش طراحی مبتنی بر قابلیت اطمینان سطح ۱ درک شود. برای جزئیات، لطفاً به وایلی^۱ (۲۰۲۴) مراجعه شود [۵].

الف- روش ضریب جزئی با استفاده از طراحی ضریب مصالح

طراحی ضریب مصالح یک روش تأیید عملکردی است که با مفهوم پردازش عدم قطعیت های مختلف در تأیید عملکرد، در منابع آن ها ساخته شده است. این ویژگی معرف بسیاری از ضرایب جزئی و پردازش عدم قطعیت ها در نزدیکی منابع آن ها است. برای نمونه، یک مقدار طراحی را با ضرب مقدار مشخصه هر یک از مصالح در یک ضریب جزئی ارزیابی می کنند، سپس برای تأیید عملکرد، ارزش طراحی را در معادله تأیید عملکرد جایگزین می کنند:

$$R(\gamma_{r1}x_{rk1}, \dots, \gamma_{rn}x_{rkn}, \gamma_{R1}', \dots, \gamma_{Rn}') \geq S(\gamma_{s1}x_{sk1}, \dots, \gamma_{sm}x_{skm}, \gamma_{S1}', \dots, \gamma_{Sm}') \quad (۸-۳)$$

γ_{ri} : ضریب جزئی برای ضرب مقدار مشخصه x_{rki} (متغیر اصلی در سمت مقاومت)

γ_{si} : ضریب جزئی برای ضرب مقدار مشخصه x_{ski} (متغیر اساسی در سمت بار)

این ضرایب جزئی با در نظر گرفتن عدم قطعیت های فیزیکی ذاتی مصالح و بارها و خطاهای برآورد شده آماری اعمال می شوند. γ_{si} و γ_{ri} ضرایب جزئی هستند که برای خطاهای مدل سازی، افزونگی و آسیب پذیری در محاسبات طراحی اعمال می شوند. ضرایب جزئی برای اطمینان از حاشیه ایمنی لازم برای سازه تنظیم می شوند. توجه داشته باشید که متغیرهای پایه مرتبط با مصالح یا بار جایگزین معادله تأیید عملکرد در طراحی ضریب مصالح، مقادیر مشخصه قبل از ضرب در یک ضریب جزئی نیستند، بلکه مقادیری هستند که قبلاً در یک ضریب جزئی (که «مقادیر طراحی» نامیده می شوند) ضرب شده اند.

ب- روش ضریب جزئی با استفاده از طراحی ضریب بار و مقاومت

طراحی ضریب بار و مقاومت ($LRFD^2$) یک مفهوم طراحی است که با اعمال یک ضریب جزئی برای مقدار مقاومت محاسبه شده بر اساس یک مقدار مشخصه، حاشیه ایمنی را در حین تأیید عملکرد تضمین می کند. طرف بار نیز با یک ضریب جزئی افزایش می یابد. $LRFD$ اغلب مقادیر مقاومت را ادغام می کند، اما قالبی برای تقسیم به چند عبارت مشابه با سمت بار نیز پیشنهاد شده است. در اینجا این دو صورت با هم توضیح داده می شوند:

$$\gamma_{RR}(x_{k1}, \dots, x_{kn}) \geq \sum_j \gamma_{Sj} S_j(x_{k1}, \dots, x_{kn}) \quad (۸-۴)$$

^۱ Wyllie

^۲ Load and resistance factor design

$$f_R(\gamma_{R_1} R_{1k}(x_{1k}, \dots, x_{pk}), \dots, \gamma_{R_m} R_{mk}(x_{1k}, \dots, x_{pk})) \quad (\lambda-5)$$

$$\geq f_S(\gamma_{S_1} S_{1k}(x_{1k}, \dots, x_{pk}), \dots, \gamma_{S_n} S_{nk}(x_{1k}, \dots, x_{pk}))$$

γ_{R_i} یا γ_{R_i} : ضریب جزئی برای مقدار مقاومت (که «ضریب مقاومت» نامیده می‌شود)

γ_{S_i} : ضریب جزئی برای مقدار بار (که «ضریب بار» نامیده می‌شود)

R_i یا R : مقدار مقاومت

S_i : مقدار (اثر) بار

به این ترتیب، LFRD یک روش تأیید عملکرد است که حاشیه ایمنی را با محاسبه سمت مقاومت به عنوان توابع (مقادیر مشخصه) چندین مقدار مقاومت، ضرب هر عبارت در ضریب مقاومت و ترکیب آن تضمین می‌کند. تأیید عملکرد با استفاده از روش ضریب جزئی معمولاً با معادلات زیر انجام می‌شود:

$$m \times \left(\gamma_i \frac{S_d}{R_d} \right) \leq 1 \quad (\lambda-6)$$

$$S_d = f(\gamma_{S_1} S_{1k}, \dots, \gamma_{S_n} S_{nk}) = f(\gamma_{S_1} S_{1k}(x_{1k}, \dots, x_{pk}), \dots, \gamma_{S_n} S_{nk}(x_{1k}, \dots, x_{pk})) \quad (\lambda-7)$$

$$R_d = f(\gamma_{R_1} R_{1k}, \dots, \gamma_{R_m} R_{mk}) = f(\gamma_{R_1} R_{1k}(x_{1k}, \dots, x_{pk}), \dots, \gamma_{R_m} R_{mk}(x_{1k}, \dots, x_{pk})) \quad (\lambda-8)$$

S_d : مقدار طراحی یک مقدار پاسخ

R_d : مقدار طراحی یک مقدار حدی

γ_i : ضریب جزئی برای در نظر گرفتن اهمیت سازه‌ها، آثار اجتماعی هنگام رسیدن به حالت حدی و غیره (ضرایب سازه‌ای).
 m : ضریب تعدیل (مقدار متناظر با ضریب ایمنی مجاز در روش ضریب ایمنی سنتی یا روش تنش مجاز/ طراحی تنش کاربردی).

S_{jk} : مقدار مشخصه اثر عمل j ($j = 1 \dots n$)

γ_{S_j} : ضریب جزئی برای ضرب مقدار مشخصه S_{jk} اثر عمل j

$S_i(\cdot)$: معادله برای محاسبه مقدار مشخصه S_{jk} اثر عمل j

R_{jk} : مقدار مشخصه مقاومت j ($j = 1 \dots n$)

γ_{R_j} : ضریب جزئی برای ضرب مقدار مشخصه R_{jk} مقاومت j

$R_j(\cdot)$: معادله برای محاسبه مقدار مشخصه R_{jk} مقاومت j

x_j : مقدار مشخصه یک متغیر پایه ($j = 1 \dots p$)

اگر ضریب جزئی با واسنجی و بر اساس تحلیل قابلیت اطمینان تعیین شود، ضریب تعدیل $m = 1$ و $\gamma_i = 1$ است.

۳-۴-۸- مزایا و معایب روش ضریب جزئی با استفاده از طراحی ضریب مصالح

مزایای طراحی ضریب مصالح نسبت به طراحی ضریب بار و مقاومت به شرح زیر است:

۱- پردازش عدم قطعیت‌ها در منبع آن‌ها به‌طور شهودی منطقی.

۲- از آنجایی که هر عدم قطعیت در منبع خود پردازش می‌شود، معادله تأیید عملکرد را می‌توان با همسو کردن ضریب جزئی مربوط به موردی که در آن عدم قطعیت فردی تغییر می‌کند، با موقعیت‌های مختلف تطبیق داد. عملاً، هنگامی که یک روش یا فناوری ساخت و ساز جدید اتخاذ می‌شود، موارد مربوط به قابلیت اطمینان آن‌ها را می‌توان به سرعت توسط ضرایب هم‌سویی تنظیم کرد.

با این حال، دانش فعلی به‌سختی امکان توضیح عدم قطعیت در طراحی را به‌عنوان ضرایب تجمیع‌یافته عدم قطعیت‌های منفرد در طراحی بسیاری از سازه‌ها فراهم می‌کند. تعدیل عدم قطعیت‌ها در منبع آن‌ها می‌تواند غیر منطقی باشد زیرا:

- ۱- همه عدم قطعیت‌ها به‌صورت جداگانه و کمی روشن نیستند.
- ۲- عدم قطعیت‌های کل روش طراحی را می‌توان در صورت وجود آزمایش بار یا مثال گسیختگی موجود، از نظر کمی درک کرد. با این حال، تقسیم کل عدم قطعیت‌ها به عوامل منفرد و کمی کردن آن‌ها بسیار دشوار خواهد بود.
- ۳- اگر رفتار یک سازه با یک مقدار طراحی تعدیل‌کننده یک مقدار مشخصه با یک ضریب جزئی، پیش‌بینی شود، انحراف رفتار از محتمل‌ترین رفتار سازه‌ها افزایش می‌یابد. در طراحی سازه‌ها (به ویژه سازه‌های خاکی) قضاوت مهندسی مهم است و طراحی باید با یافتن معقول‌ترین رفتار سازه‌ها تا حد امکان و تا مرحله نهایی طراحی انجام شود تا قضاوت‌ها به‌درستی انجام شود. با این حال، طراحی ضریب مصالح با این اصل در تضاد است.

۴-۴-۸- مزایا و معایب روش ضریب جزئی با استفاده از طراحی ضریب بار و مقاومت

مزایای طراحی ضریب مصالح، معایب طراحی ضریب بار و مقاومت است و بالعکس. پس:

- ۱- طراحان می‌توانند معقول‌ترین رفتار سازه‌ها را تا مرحله طراحی نهایی با استفاده از یک طراحی بار و مقاومت که طراحی را بر اساس مقادیر مشخصه متغیرهای اساسی محاسبه می‌کند، بررسی کنند. این امر دقت و صحت قضاوت مهندسی را بهبود می‌دهد.
- ۲- هنگام طراحی سازه‌های خاکی که دارای برهم‌کنشی پیچیده با زمین هستند، کاهش متغیرهای پایه، مانند طراحی ضریب مصالح، لزوماً در جهت ایمنی طراحی سازه عمل نمی‌کند.
- ۳- اگر عدم قطعیت‌های مربوط به مدل محاسبات طراحی از نمونه‌هایی از گسیختگی‌های سازه‌های با مقیاس واقعی، یا از پایگاه داده‌ای از نتایج آزمون در شرایط نزدیک به رفتار سازه‌های مقیاس واقعی آشکار باشد، عدم قطعیت‌های بسیاری از عوامل موثر در طراحی مشخص می‌شوند. عدم قطعیت‌های یافت شده در رفتار سازه‌های موجود را می‌توان به‌طور واقع‌بینانه در عدم قطعیت‌های به‌دست آمده از این داده‌ها جستجو کرد. آن‌چه می‌توان بر اساس این داده‌ها تعیین کرد، ضریب مقاومت اعمال شده برای مقادیر مقاومت محاسبه شده است.
- ۴- طراحی ضریب بار و مقاومت به‌صورت تأیید روش ضریب ایمنی یا روش تنش مجاز/طراحی تنش بهره‌برداری که طراحان با آن آشنایی بیشتری دارند، نزدیک‌تر است.

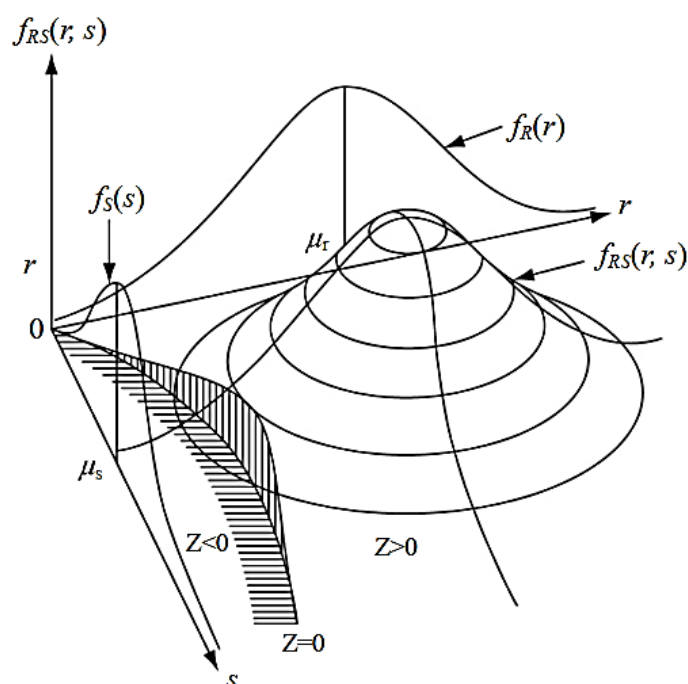
۸-۴-۵- دلایل اتخاذ روش ضریب جزئی با استفاده از طراحی ضریب بار و مقاومت

روش ضریب جزئی با استفاده از طرح ضریب بار و مقاومت به‌عنوان قالبی از ضرایب جزئی در راهنمای فنی پذیرفته شده است، زیرا مزایای طراحی بار و ضریب مقاومت برای معادله تأیید عملکرد بیش از طراحی ضریب مصالح است. علت این مسئله امکان بررسی محتمل‌ترین رفتار یک سازه تا مرحله نهایی با استفاده از روش تأیید عملکرد طراحی ضریب بار و مقاومت است. علاوه بر این، عدم قطعیت‌های منفرد به‌طور کلی آشکار نیستند و ابعاد کلی عدم قطعیت‌های طراحی با جمع‌آوری داده‌ها در آینده روشن می‌شوند. توجه داشته باشید که روش طراحی مبتنی بر قابلیت اطمینان سطح ۱ روشی مناسب برای در نظر گرفتن «اقتصاد طراحی» سازه‌های استاندارد (برای طراحی کارآمد) است. همچنین می‌توان از روش طراحی مبتنی بر قابلیت اطمینان سطح ۳ به‌طور مستقیم برای سازه‌های مهم استفاده کرد.

۸-۵- نظریه تحلیل قابلیت اطمینان

۸-۵-۱- احتمال گسیختگی و شاخص قابلیت اطمینان

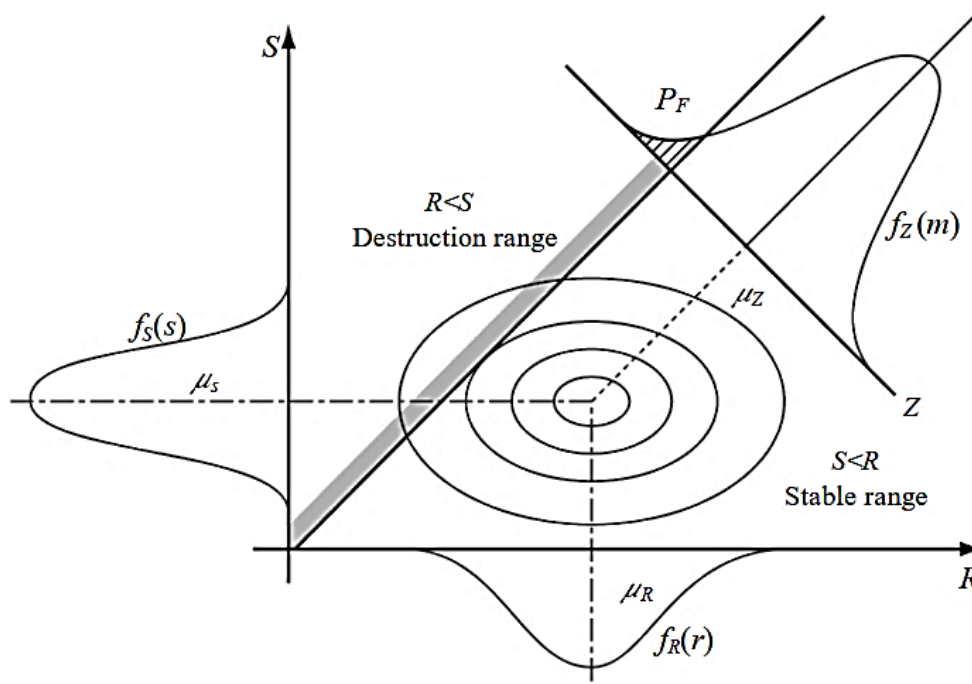
این بخش، توضیح ساده‌ای از نظریه احتمال و اصطلاحات لازم برای درک تحلیل قابلیت اطمینان ارائه می‌دهد. شکل (۸-۱) صفحه‌ای متشکل از دو متغیر تصادفی (عمل S و مقاومت R) و شرایط توزیع احتمال را در این صفحه نشان می‌دهد. تابعی که توزیع احتمال دو متغیر را نشان می‌دهد «تابع چگالی احتمال هم‌زمان» نامیده می‌شود و با $f_{RS}(r, s)$ نشان داده می‌شود. نظریه احتمال مجموع احتمالاتی را تعریف می‌کند که همه رویدادها به‌صورت ۱ اتفاق می‌افتند، بنابراین حجم تابع چگالی احتمال هم‌زمان زنگوله‌ای شکل نشان داده شده در شکل (۸-۱) برابر ۱ است.



شکل ۸-۱- نمودار مفهومی محاسبه احتمال گسیختگی.

در تحلیل قابلیت اطمینان، از یک تابع عملکرد $g(R, S)$ استفاده می‌شود که صفحه $S-R$ را به محدوده غیر تخریبی و محدوده تخریبی تقسیم می‌کند و صفحه حالت حدی را به‌عنوان صفحه‌ای تعریف می‌کند که تابع برابر صفر باشد. محدوده غیر تخریبی و محدوده تخریبی به ترتیب با مقادیر مثبت $g(R, S)$ و مقادیر منفی $g(R, S)$ مطابقت دارند. Z با $g(R, S)$ نشان داده می‌شود ($Z = g(R, S)$). در این حالت، احتمال گسیختگی، حجم تابع چگالی احتمال همزمان ناحیه هاشور خورده را در شکل (۱-۸) محاسبه می‌کند. در این جا، این موضوع با استفاده از یک مسئله تحلیل قابلیت اطمینان متشکل از دو متغیر که می‌توان ترسیم کرد، توضیح داده شده است، اما همین توضیح اساساً برای مواردی اعمال می‌شود که فضای احتمال و تابع عملکرد متشکل از متغیرهای متعدد معرفی شده‌اند.

شکل (۲-۸) مفهوم شکل (۱-۸) را با کمی تفاوت نشان می‌دهد. شکل (۲-۸) تابع چگالی احتمال همزمان زنگوله‌ای را با خطوط نشان می‌دهد و تابع عملکرد $Z = g(R, S)$ را به یک تابع خطی $R-S$ ساده می‌کند. صفحه حالت حدی که محدوده غیر تخریبی را از محدوده تخریبی جدا می‌کند، یک خط مثبت ۴۵ درجه گذرنده از مبدا است. از آن جایی که $Z = R-S$ است، هنگام نشان دادن حجم تابع چگالی احتمال همزمان در $Z = z$ بر روی محور Z و در جهت عمود بر صفحه حالت حدی، همان‌طور که در شکل (۲-۸) نشان داده شده است، می‌توان تابع چگالی احتمال حاشیه ایمنی Z ، که در شکل نشان داده شده است را به دست آورد. احتمال گسیختگی نیز سطحی است که Z در تابع چگالی احتمال مثبت نیست.

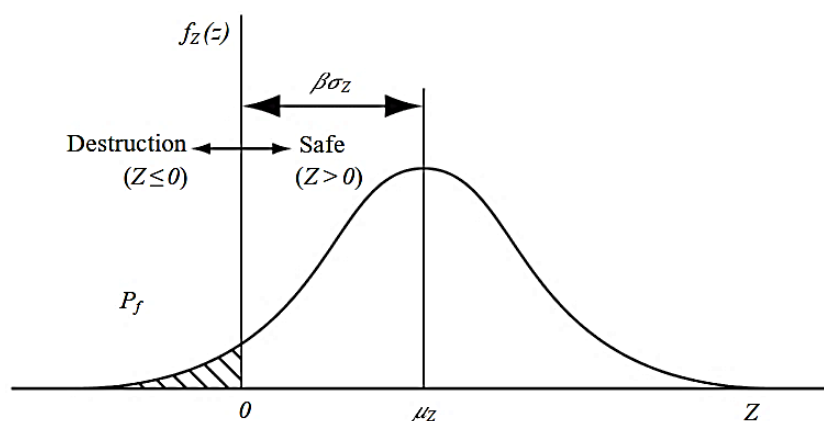


شکل ۲-۸- تابع چگالی احتمال حاشیه ایمنی زمانی که تابع عملکرد $Z = R-S$ است.

میانگین و واریانس حاشیه ایمنی Z به ترتیب $\mu_Z = \mu_R - \mu_S$ و $\sigma_Z^2 = \sigma_R^2 + \sigma_S^2$ هستند، که در آن میانگین R برابر μ_R و انحراف معیار آن σ_R ، میانگین S برابر μ_S و انحراف معیار آن σ_S هستند. شکل (۳-۸) تابع چگالی احتمال حاشیه ایمنی Z را به روشی متفاوت نشان می‌دهد. در روش طراحی مبتنی بر قابلیت اطمینان، ممکن است به جای احتمال شکست P_f از

یک شاخص قابلیت اطمینان β استفاده شود. این شاخص قابلیت اطمینان با استفاده از میانگین و واریانس حاشیه ایمنی به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$\beta = \frac{\mu_Z}{\sigma_Z} = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad \text{یا} \quad \mu_Z = \beta \sigma_Z \quad (8-9)$$



شکل ۸-۳- توزیع حاشیه ایمنی Z و شاخص قابلیت اطمینان β

شاخص قابلیت اطمینان β مقیاسی برای نشان دادن حاشیه‌های با میانگین حاشیه ایمنی بیش از انحراف استاندارد مربوط به خود است. علاوه بر این، β می‌تواند مستقیماً به احتمال شکست P_f متصل شود و اگر حاشیه ایمنی Z به طور معمول توزیع شود، P_f در معادله زیر ارائه می‌شود:

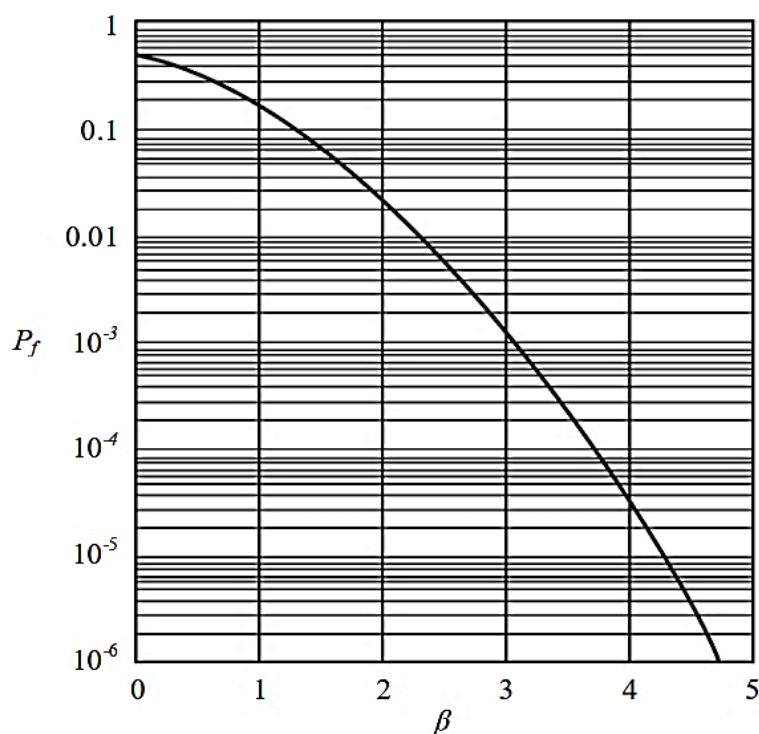
$$P_f = \Phi(-\beta) = 1 - \Phi(\beta) \quad (8-10)$$

در اینجا، Φ یک تابع توزیع احتمال نرمال استاندارد است و β و P_f رابطه نشان داده شده در شکل (۸-۴) و جدول (۸-۱) است.

۸-۵-۲- روش محاسبه ضرایب جزئی با روش ارزش طراحی

در واسنجی کد برای تعیین مقدار ضریب جزئی واقعی، باید نکات زیر صرف نظر از صورت مربوط به ضریب جزئی در نظر گرفته شود:

- ۱- برای تضمین قابلیت اطمینان سازه، بسیاری از ترکیبات غیر منحصر به فرد از عوامل وجود داشته باشد.
- ۲- یافتن ترکیبی از عواملی که تحت هیچ شرایطی نه بیش از حد و نه بسیار کم قابل اطمینان باشند، دشوار است، حتی در خصوص سازه‌هایی از یک نوع که در شرایط مختلف طراحی می‌شوند. بنابراین:
- الف- ترکیبات زیادی از مقادیر ضرایب جزئی امکان‌پذیر است زیرا برخی از ضرایب جزئی یک حاشیه ایمنی را تضمین می‌کنند که تنها یک ضریب (عامل ایمنی) در گذشته تضمین می‌کرد.
- ب- برای مثال، هنگام در نظر گرفتن قابلیت اطمینان اسکله‌های وزنی، تضمین قابلیت اطمینان یکنواخت با ترکیبی از عوامل جزئی که دارای ارزش یکسان برای دیوارهای اسکله با عمق‌های مختلف آب هستند، بسیار دشوار است.



شکل ۸-۴- رابطه بین شاخص قابلیت اطمینان β و احتمال شکست P_f .

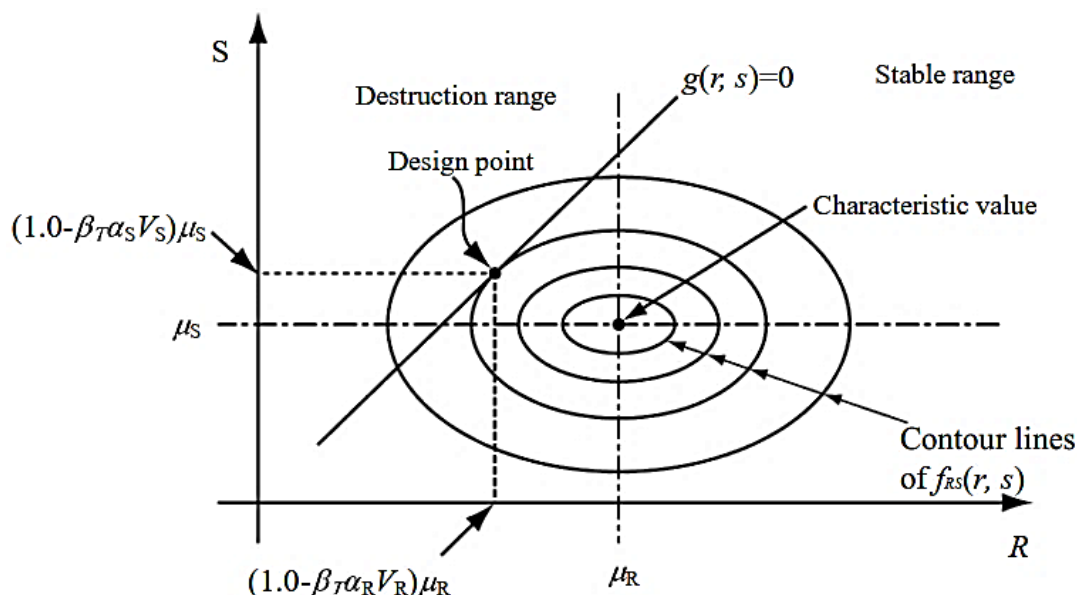
جدول ۱۲-۱- رابطه بین شاخص قابلیت اطمینان β و احتمال شکست P_f

P_f	10^{-1}	5×10^{-2}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}
β	۱/۲۸	۱/۶۴	۲/۳۲	۳/۰۹	۳/۷۲	۴/۲۶	۴/۷۵

مفهوم اساسی روش ارزش طراحی یک روش پیشنهادی برای حل مشکل اول و تعیین مقدار ضریب جزئی است که در روش طراحی مبتنی بر قابلیت اطمینان سطح ۱ استفاده می‌شود. مفهوم اساسی روش ارزش طراحی، ضرایب مربوط به تمام مقادیر بار و مقاومت یا همه متغیرهای پایه در رابطه با نقاط طراحی و مقادیر مشخصه را تعیین می‌کند. نقاط طراحی در این زمینه، نقاطی را نشان می‌دهند که حداکثر احتمال (حداکثر حاصل ضرب چگالی احتمال متغیرهای اساسی) را در بین نقاط روی صفحه حالت حدی (صفحه‌ای که تابع عملکرد آن صفر است) در فضایی متشکل از مقادیر بار و مقادیر مقاومت دارند. شکل (۸-۵) نقاط طراحی $(R(x^*), S(x^*))$ را روی صفحه نشان می‌دهد که از مقادیر بار $S(x)$ و مقادیر مقاومت $R(x^*)$ تشکیل شده‌اند. بنابراین، نقطه طراحی منطقی‌ترین نقطه برای رسیدن به حالت حدی در میان ترکیبی از مقادیر بار و مقاومت در صفحه حالت حدی است. روش ارزش طراحی، ضریب بار (γ_S) و ضریب مقاومت (γ_R) را با استفاده از رابطه زیر پس از تعیین نقطه طراحی برای سازه‌هایی که قابلیت اطمینان هدف را به‌عنوان نقطه مرجع دارند تعیین می‌کند:

$$\gamma_S = \frac{S(x^*)}{S(x_k)}, \quad \gamma_R = \frac{R(x^*)}{R(x_k)} \quad (۸-۱۱)$$

که در آن x_k بردار مقدار مشخصه متغیر پایه را نشان می‌دهد. روش ارزش طراحی به‌طور کلی موارد بسیاری را در نظر می‌گیرد که به اندازه کافی محدوده مشخصات بار و شرایط زمین را که روش طراحی در واسنجی کد اعمال می‌کند، پوشش می‌دهد. سپس ضرایب بار و مقاومت با روش ارزش طراحی ارزیابی می‌شوند و یک ضریب جزئی که قابلیت اطمینان داده شده را برای اکثر آن‌ها برآورده می‌کند با استفاده از قضاوت مهندسی تعیین می‌شود. روش ارزش طراحی همچنین می‌تواند روشی عملی برای حل مشکل اول که پیش‌تر گفته شد، در نظر گرفته شود. بنابراین، مشکل دوم را برطرف نمی‌کند و در برخی موارد، علیرغم در نظر گرفته شدن شرایط قابل اجرا، ممکن است در هنگام واسنجی کدهای مربوط به ضرایب جزئی، سطح مقطعی بالاتر از سطح ایمنی هدف مشخص شده باشد. در نتیجه، گزینه‌ای وجود دارد که در آن طراح با محاسبه مستقیم احتمال گسیختگی با استفاده از روش طراحی مبتنی بر قابلیت اطمینان سطح ۳، قابلیت اطمینان را ارزیابی می‌کند.



شکل ۸-۵- نمودار مفهومی نقاط طراحی.

۸-۵-۳- نظریه محاسبه ساده ضرایب جزئی

مفهوم اساسی روش ارزش طراحی در بالا توضیح داده شده است. به‌کارگیری این روش در حال حاضر نیازمند محاسبات طراحی مکرر برای تعیین مشخصات طراحی است، که قابلیت اطمینان هدف را در هر شرایط طراحی برآورده کند. در مقابل، نظریه محاسبه ساده ضرایب جزئی، روشی برای تعیین ضریب جزئی تقریبی، بدون محاسبات طراحی مکرر است. به‌طور خاص، معادله زیر یک ضریب بار و ضریب مقاومت را در ساده‌ترین حالتی که تابع عملکرد $Z = R - S$ است، نشان می‌دهد:

$$\gamma_R = \frac{\mu_R}{R_k} (1 - \beta_T \alpha_R V_R) \quad (8-12)$$

$$\gamma_S = \frac{\mu_S}{S_k} (1 - \beta_T \alpha_S V_S) \quad (۸-۱۳)$$

μ_R : مقدار متوسط R

σ_R : انحراف معیار R

V_R : ضریب تغییرات R

μ_S : مقدار متوسط S

σ_S : انحراف معیار S

V_S : ضریب تغییرات S

R_k و S_k برای هر مقدار مشخصه نام گذاری می شوند، β_T شاخص ایمنی هدف است و α_R و α_S ضرایب حساسیت هستند

و به صورت زیر تعریف می شوند:

$$\alpha_R = \frac{\sigma_R}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}}, \quad \alpha_S = -\frac{\sigma_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (۸-۱۴)$$

معادلات (۸-۱۲) و (۸-۱۳) به راحتی یک ضریب جزئی برای هر شاخص ایمنی هدف، بدون انجام محاسبات مکرر بر یافتن مقطع قابلیت اطمینان ایمنی هدف، ارائه می دهند. اما شایان توجه است که این رابطه، ضریب حساسیت را حتی هنگامی که سطح ایمنی هدف تا حدی متفاوت است، بدون تغییر فرض می کند. علاوه بر این، راهنمای فنی حاضر استفاده از شبیه سازی مونت کارلو که در ادامه شرح داده می شود را برای محاسبه ضریب جزئی پیشنهاد می کند. همه متغیرهای پایه در روش ارزش طراحی خطی اند و در صورت توزیع نرمال راه حل ها دقیق هستند؛ اما در غیر این صورت تقریبی اند.

۸-۶- شبیه سازی مونت کارلو^۱ (MCS) به عنوان ابزاری برای تحلیل قابلیت اطمینان

۸-۶-۱- مزایای استفاده از MCS

مهندسان سازه در میان دیگران، یک مطالعه در مقیاس کامل از تحلیل قابلیت اطمینان و روش طراحی مبتنی بر قابلیت اطمینان را در دهه ۱۹۶۰ آغاز کردند. کامپیوترها هنوز در مراحل ابتدایی خود بودند و ساده کردن محاسبات احتمالاتی از طریق محاسبات ساختاری پیچیده یک چالش بزرگ بود. اما پیشرفت در کامپیوترها و پیشرفت های عظیم در روش های تولید اعداد تصادفی، محاسبه احتمالات را با استفاده از شبیه سازی مونت کارلو (MCS) ممکن کرد. MCS همچنین دارای مزیت ادراکی بودن محاسبه است. تحلیل پایایی در راهنمای فنی با استفاده از MCS طبق رویه کلی زیر انجام می شود:

۱- مقادیر متغیرهای پایه (اعداد تصادفی) تابع عملکرد بر اساس توزیع احتمالی که متغیرهای آن ها با آن مطابقت دارند، ایجاد می شوند.

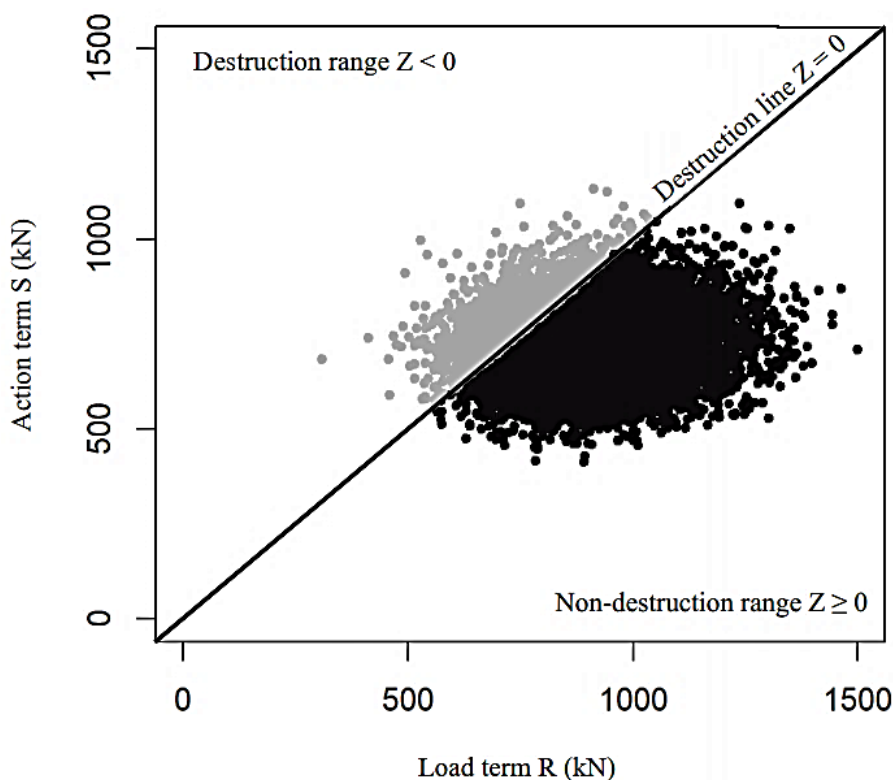
^۱ Monte Carlo method

۲- تابع عملکرد Z با استفاده از ترکیب به‌دست آمده از اعداد تصادفی محاسبه و سپس ارزیابی می‌شود که آیا سازه‌ها از حالت‌های حدی مربوطه فراتر رفته‌اند یا خیر.

۳- ارزیابی فوق بارها انجام می‌شود و با تقسیم تعداد ارزیابی‌های $Z \leq 0$ بر تعداد تمام آزمایش‌ها، احتمال شکست به‌دست می‌آید.

تحلیل قابلیت اطمینان با استفاده از MCS دارای مزایای بسیاری مانند محاسبات قابل درک احتمال گسیختگی، قابل اجرا بودن تنها با دانش اولیه محاسبه احتمال و برنامه نویسی نسبتاً بدون دردسر برای محاسبه احتمال است. همچنین محاسبات اشتباه احتمال به‌راحتی قابل اجتناب است، زیرا محاسبه توابع عملکرد قطعی چندین بار انجام می‌شود.

شکل (۶-۸) نتیجه تحلیل پایداری MCS برای لغزش اسکله‌های وزنی را نشان می‌دهد. تعداد کل تکرار محاسبات ۵۰۰۰۰۰ و احتمال گسیختگی تخمینی $10^{-1} \times 1/1 \times 54921/500000$ (=) است.



شکل ۶-۸- نمونه ای از نتایج MCS برای لغزش در اسکله‌های وزنی.

۸-۶-۲- تعیین ضرایب جزئی توسط MCS

محاسبه ضرایب جزئی با استفاده از MCS بر اساس روش ارزش طراحی نسبتاً آسان است. به‌طور خاص، یک نقطه طراحی با بالاترین احتمال در بین نقاط تولید شده توسط MCS و به اندازه کافی نزدیک به حالت حدی پیدا می‌شود و سپس یک ضریب جزئی با معادلات (۸-۱۲) و (۸-۱۳) و با استفاده از یک مقدار مشخصه محاسبه می‌شود.

۸-۶-۳- زمان آزمایشی MCS

پیشرفت قابل توجه در سرعت محاسبات یکی از دلایل استفاده مکرر از MCS برای محاسبه احتمال است. پیشرفت چشمگیر در روش تولید اعداد تصادفی یکنواخت، که منبعی برای تولید اعداد تصادفی مطابق با توزیع‌های احتمال مختلف است، نیز به استفاده از MCS کمک کرد. بسیاری از زبان‌های محاسباتی استاندارد، تولید اعداد تصادفی را با توجه به انواع مختلف توزیع‌های احتمال، تابعی می‌کنند و کاربران می‌توانند بدون زحمت اعداد تصادفی مفید و بسیار قابل اعتماد را به دست آورند. تعداد آزمایش‌های MCS مورد نیاز برای اجرای MCS پایدار یک مشکل مهم است. روبینشتاین (۱۹۸۱)، با استفاده از نظریه احتمال اولیه به این مشکل می‌پردازد. نتایج او نشان می‌دهند که اطمینان از ۵۰ تا بیش از ۱۰۰ نمونه در محدوده تخریب به‌عنوان راهنمای آزمایش‌های MCS برای ارزیابی احتمال شکست پایدار در نظر گرفته می‌شود. به‌عبارت دیگر، ارزیابی احتمال گسیختگی حدود 10^{-3} به کمتر از تقریباً 10^5 تکرار MCS و احتمال حدود 10^{-4} به حداقل تقریباً 10^6 تکرار MCS نیاز دارد. همچنین تأیید این نکته مهم است که با افزایش تعداد تکرارها، احتمال گسیختگی همگرا می‌شود. نمونه‌گیری متمرکز یک روش معمولی در میان چندین روش MCS است که برای تخمین موثر احتمال گسیختگی پایین پیشنهاد شده است. با این حال، ویژگی‌های مختلف چنین روش‌هایی نیاز به بررسی کافی از ماهیت مشکلات، قبل از کاربرد دارد. احتمال خرابی کم نیز باید به‌طور کامل اهمیت مهندسی احتمال محاسبه شده را در نظر بگیرد.

۸-۶-۴- نکات تکمیلی

برخی از متغیرهای اساسی که یک تابع عملکرد را تشکیل می‌دهند، ممکن است وابسته و همبسته باشند. به‌عنوان مثال، توان موج و نیروی باد بر روی سازه‌های فراساحلی همبستگی قوی دارند. این موارد نیاز به تولید اعداد تصادفی با در نظر گرفتن همبستگی بین متغیرهای پایه تولید شده دارند. زمینه‌های تصادفی مانند این‌ها باید برای ارزیابی قابلیت اطمینان در مورد زنجیره‌های ناهمگن مدل‌سازی شده توسط میدان‌های تصادفی، مانند زمین، تولید شوند.

۷-۸- مراجع

- [1] Thoft-Christensen, P. and Baker, M. J., (1982), *Structural Reliability Theory and Its Application*, SpringerVerlab. Springer-Verlag Tokyo.
- [2] ISO. (1998), *International Standard ISO/IS2394, General principles on reliability for structures*.
- [3] Hoshiya, M., Ishii, K., (1986), *Reliability Design Method of Structures*, Kajima Institute Publishing.
- [4] Melchers, R. E., (1999). *Structural Reliability Analysis and Prediction*, John Wiley & Sons, Inc.
- [5] Wyllie, D.C. (2023). *Risk Management for Geotechnical Engineering: Hazard, Risks and Consequences* (1st ed.). CRC Press. <https://doi.org/10.1201/9781003271864>.
- [6] Otake, Y., Honjo, Y., (2014), Characterization of Model Error in Geotechnical Structural Design, *Journal of Japan Society of Civil Engineers (Geosphere Engineering)*, 70(2), 170-185.
- [7] Otake, Y., Honjo, Y., (2014), Characterization of Model Error in Geotechnical Structural Design, *Journal of Japan Society of Civil Engineers, C*, 70(2), 186-198.

فصل نهم

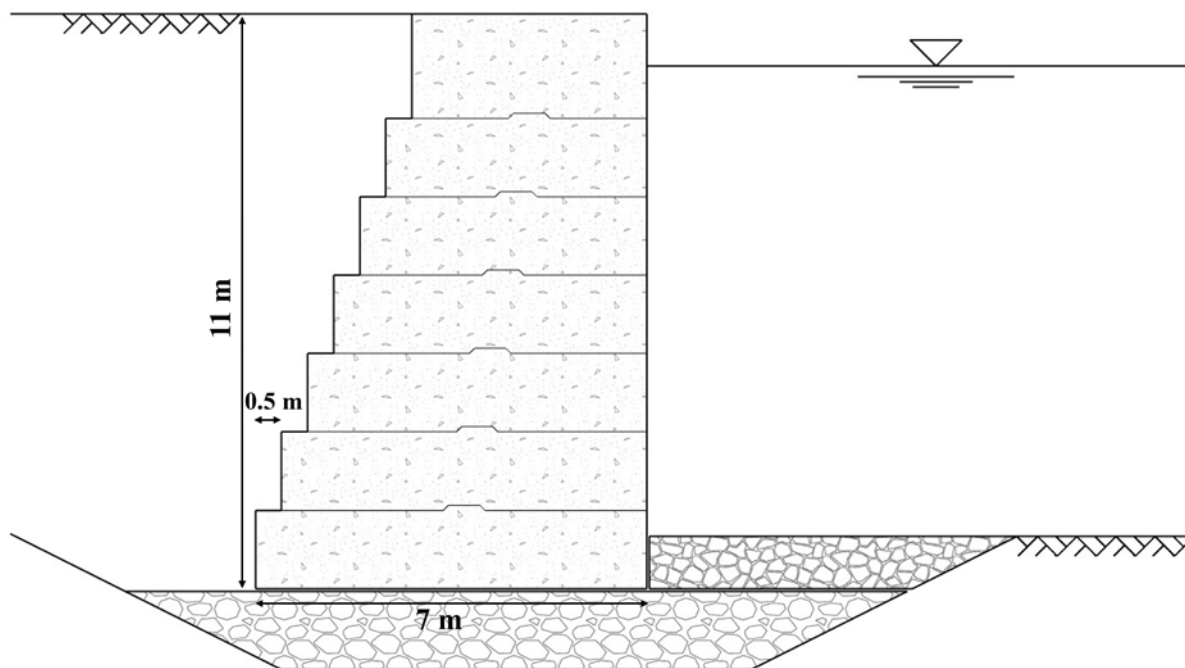
مثال‌های طراحی

۹-۱- اسکله بلوکی

در این بخش به منظور سهولت در بکارگیری روابط ارائه شده برای تحلیل و طراحی اسکله‌های بلوکی، یک نمونه از این اسکله‌ها با استفاده از روابط ارائه شده بررسی می‌شود.

۹-۱-۱- هندسه اسکله

هندسه اسکله مثال طراحی مطابق با شکل (۹-۱) شامل یک اسکله بلوکی پشت پلکانی به ارتفاع ۱۱ متر (شامل ۱۰ متر ارتفاع آزاد و ۱ متر عمق مدفون) است. آب‌خور اسکله ۹ متر و مصالح خاکریز شامل ماسه با تراکم متوسط است. مشخصات مکانیکی مصالح در جدول (۹-۱) ارائه شده است.



شکل ۹-۱- هندسه اسکله مثال طراحی.

جدول ۹-۱- مشخصات مصالح خاکریز.

مقدار	متغیر
۱۷۰۰	چگالی (کیلوگرم بر مترمکعب)
۳۳	زاویه اصطکاک (درجه)
۲	چسبندگی ظاهری (کیلوپاسکال)

۹-۱-۲- محاسبه ضریب لرزه‌ای

با فرض استقرار اسکله در ساختمانی با حداکثر شتاب تصحیح شده $g/3$ و مقدار تغییر شکل مجاز 10 سانتی‌متر، ضریب لرزه‌ای به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$k_{hk} = 1.78 \left(\frac{D_a}{D_r} \right)^{-0.55} \frac{\alpha_c}{g} + 0.04 = 1.78 \left(\frac{10}{10} \right)^{-0.55} \frac{0.3 g}{g} + 0.04 = 0.57$$

۹-۱-۳- بررسی گسیختگی لغزشی در حالت استاتیکی

با فرض سربار صفر و عدم اختلاف بین سطح آب پسماند و سطح جزر و مد داریم:

$$R_k = \sum [c'_k s + (w'_k + q_k) \cos^2 \theta \tan \phi'_k] \sec \theta$$

$$= 5969 + 22111 + 35385 + 21231 + 11658 = 96354$$

$$S_k = \sum \{(w'_k + q_k + q_{RWLk}) \sin \theta\} = 8839 + 28586 + 21540 + 13130 + 5620$$

$$= 77715$$

$$R_d = \gamma_R R_k = 0.83 \times 96354 = 79973.8$$

$$S_d = \gamma_S S_k = 1.01 \times 77715 = 78492.1$$

$$m. \frac{S_d}{R_d} \leq 1 \rightarrow \left(1 \times \frac{78492.1}{79973.8} = 0.98 \right) < 1 \text{ OK}$$

که در آن:

c' : مقاومت برشی زهکشی نشده برای خاک چسبنده یا چسبندگی ظاهری در شرایط زهکشی شده برای خاک ماسه‌ای

s : عرض یک قطعه

w' : وزن مؤثر یک قطعه (وزن جوی در بالای سطح آب یا وزن زیر آب در زیر سطح آب)

q : سربار روی یک قطعه

q_{RWLk} : وزن آب ($\rho_w g(RWL - LWL)$) در یک قطعه، متناظر با اختلاف بین سطح آب پسماند (RWL) در پشت

اسکله و سطح جزر و مد (LWL) در جلوی اسکله، در شرایطی که RWL بالاتر از LWL باشد.

ϕ' : زاویه اصطکاک داخلی خاک

θ : زاویه بین سطح پایین یک قطعه و صفحه افقی

R : عبارت مقاومت

S : عبارت بار

γ_R : ضریب جزئی عبارت مقاومت

γ_S : ضریب جزئی عبارت بار

m : ضریب تعدیل

جدول ۹-۲- ضرایب جزئی مورد استفاده برای بررسی گسیختگی لغزش دایره‌ای بستر.

موضوع بررسی	ضریب تغییرات خاک (CV)	ضریب جزئی عبارت مقاومت (γ_R)	ضریب جزئی عبارت بار (γ_S)	ضریب تعدیل (m)
گسیختگی لغزش دایره‌ای بستر (حالت استاتیکی)	حالت عدم وجود خاک چسبنده در دایره لغزش	۰/۸۳	۱/۰۱	۱

۴-۱-۹- بررسی گسیختگی لغزشی تحت زلزله سطح ۱

$$R_k = f_k(W_k - P_{Vk} - P_{Bk}) = 0.7 \times (110092 - 239751 + 635197.5) = 505538.5$$

$$S_k = P_{hk} + P_{wk} + P_{dwk} + P_{Fk} = 235602.7 + 0 + 264207.8 + 62752.44 = 562562.94$$

$$R_d = \gamma_R R_k = 2 \times 505538.5 = 1011077$$

$$S_d = \gamma_S S_k = 1 \times 562562.94 = 562562.94$$

$$m \cdot \frac{S_d}{R_d} \leq 1 \rightarrow \left(1 \times \frac{562562.94}{1011077} = 0.56 \right) < 1 \text{ OK}$$

که در آن:

f : ضریب اصطکاک بین زیر پیکره اسکله و شالوده

W : وزن پیکره اسکله

P_V : برآیند فشار جانبی قائم وارد بر پیکره اسکله

P_B : شناوری وارد بر اسکله

P_H : برآیند فشار جانبی افقی وارد بر پیکره اسکله

P_W : برآیند فشار آب پسماند وارد بر پیکره اسکله

P_{dW} : برآیند فشار آب دینامیکی وارد بر پیکره اسکله (تنها در طی زلزله)

P_F : نیروی اینرسی وارد بر پیکره اسکله (تنها در طی زلزله)

R : عبارت مقاومت

S : عبارت بار

γ_R : ضریب جزئی عبارت مقاومت

γ_S : ضریب جزئی عبارت بار

m : ضریب تعدیل

جدول ۹-۳- ضرایب جزئی مورد استفاده برای بررسی لغزش پیکره اسکله.

موضوع بررسی	ضریب جزئی عبارت مقاومت (γ_R)	ضریب جزئی عبارت بار (γ_S)	ضریب تعدیل (m)
لغزش پیکره اسکله (تحت زلزله سطح ۱)	۲	۱	۱

۵-۱-۹- بررسی واژگونی اسکله تحت زلزله سطح ۱

$$R_k = (aW_k - bP_{B_k} - cP_{V_k}) \\ = (3.41 \times 110092) - (6 \times -635197.5) - (6 \times 239751) \\ = 2748092.7$$

$$S_k = dP_{H_k} + eP_{W_k} + hP_{dW_k} + iP_{F_k} \\ = (3.66 \times 235602.7) + (5 \times 0) + (5.5 \times 264207.8) \\ + (5.4 \times 62752.44) = 1346521.96$$

$$R_d = \gamma_R R_k = 1 \times 2748092.7 = 2748092.7$$

$$S_d = \gamma_S S_k = 1 \times 1346521.96 = 1346521.96$$

$$m. \frac{S_d}{R_d} \leq 1 \rightarrow \left(1.1 \times \frac{1346521.96}{2748092.7} = 0.54 \right) < 1 \text{ OK}$$

که در آن:

W : وزن پیکره اسکله

P_B : نیروی شناوری

P_V : برآیند فشار جانبی قائم وارد بر پیکره اسکله

P_H : برآیند فشار جانبی افقی وارد بر پیکره اسکله

P_W : برآیند فشار آب پسماند وارد بر پیکره اسکله

P_{dW} : برآیند فشار آب دینامیکی وارد بر پیکره اسکله (تنها در هنگام زلزله)

P_F : نیروی اینرسی وارد بر پیکره اسکله (تنها در هنگام زلزله)

a : فاصله محل اثر برآیند وزن اسکله تا پنجه جلویی پیکره اسکله

b : فاصله محل اثر شناوری تا پنجه جلویی پیکره اسکله

c : فاصله محل اثر برآیند قائم فشار جانبی تا پنجه جلویی پیکره اسکله

d : فاصله محل اثر برآیند افقی فشار جانبی تا کف پیکره اسکله

e : فاصله محل اثر برآیند فشار آب پسماند تا کف پیکره اسکله

h : فاصله محل اثر برآیند فشار آب دینامیکی تا کف پیکره اسکله

i : فاصله محل اثر نیروی اینرسی تا کف پیکره اسکله

R : عبارت مقاومت

S : عبارت بار

γ_R : ضریب جزئی عبارت مقاومت

γ_S : ضریب جزئی عبارت بار

m : ضریب تعدیل

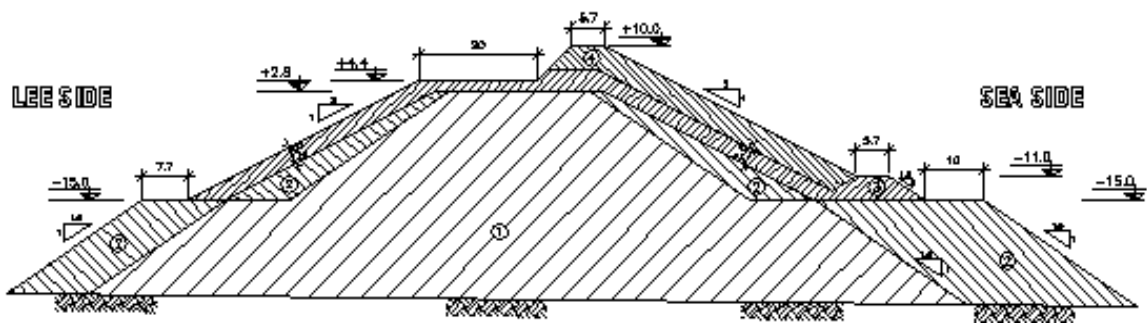
جدول ۹-۴- ضرایب جزئی مورد استفاده برای بررسی واژگونی پیکره اسکله.

موضوع بررسی	ضریب جزئی عبارت مقاومت (γ_R)	ضریب جزئی عبارت بار (γ_S)	ضریب تعدیل (m)
واژگونی پیکره اسکله (تحت زلزله سطح ۱)	۱	۱	۱/۱

۹-۲- موج‌شکن توده سنگی

در این بخش با انجام تحلیل پایداری شبه‌استاتیکی شیروانی، پایداری یک نمونه موج‌شکن توده سنگی بررسی می‌شود. هندسه موج‌شکن مثال طراحی مطابق با شکل (۹-۲) است. نسبت شیب‌های نهایی طرفین موج‌شکن ۱:۲ است. مشخصات مصالح لایه‌های مختلف موج‌شکن در جدول (۹-۵) ارائه شده است. همچنین زلزله‌های سطح ۱ و ۲ برای سازه مورد بررسی به ترتیب برابر $g/12$ و $g/18$ هستند. در شکل (۹-۳) و جدول (۹-۶) نتایج تحلیل پایداری ارائه شده است.

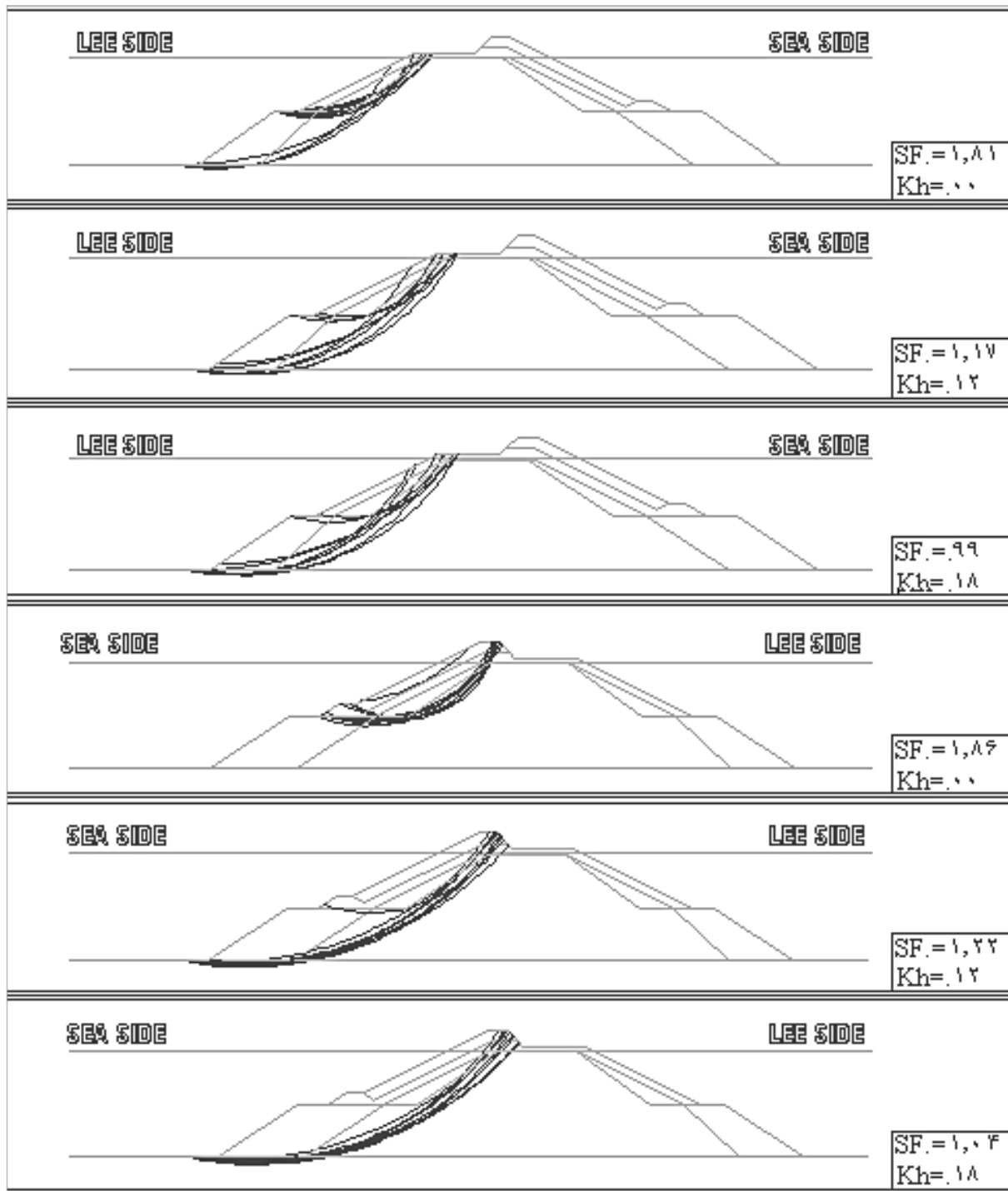
ZONE	AREA (m ²)
1	2683
2	929
3	345
4	200
5	---
TOTAL	3657



شکل ۹-۲- هندسه موج‌شکن مثال طراحی.

جدول ۹-۵- مشخصات مصالح لایه‌های موج‌شکن

q	E (MPa)	f (degree)	C (kN/m ²)	g _{wet} (kN/m ³)	g _{dry} (kN/m ³)	مشخصات لایه‌های بدنه موج‌شکن
۰/۳	۸۰	۳۸	۰	۱۹/۵	۱۶	لایه ۱
۰/۳	۱۰۰	۴۱	۰	۱۹/۵	۱۶/۵	لایه ۲
۰/۳	۱۰۰	۴۴	۰	۱۹/۵	۱۶/۵	لایه ۳



شکل ۹-۳- تحلیل پایداری شبه‌استاتیکی شیروانی برای موج شکن توده سنگی.

جدول ۹-۶- نتایج تحلیل پایداری شیروانی

وضعیت پایداری	ضریب اطمینان مجاز	ضریب اطمینان		شتاب زلزله	سطح لرزه‌ای
		سمت بندر	سمت دریا		
پایدار	۱	۱/۱۷	۱/۲۲	$K_h = 0/12$	زلزله سطح ۱
قابل قبول	۱	0/99	۱/04	$K_h = 0/18$	زلزله سطح ۲

۳-۹- بررسی عملکرد لرزه‌های موج‌شکن توده سنگی و اسکله بلوکی با انجام تحلیل دینامیکی

در این بخش با انجام شبیه‌سازی عددی، عملکرد لرزه‌های موج‌شکن توده سنگی و اسکله بلوکی بررسی می‌شود. در این رابطه یک مدل تفاضل محدود صریح با استفاده از نرم افزار FLAC دو بعدی نسخه ۸/۱ ایجاد و پاسخ لرزه‌های موج‌شکن و اسکله در برآورد می‌شود.

۳-۹-۱- روند مدل‌سازی

در روش تفاضل محدود صریح، شکل و ابعاد شبکه در دقت نتایج تأثیر زیادی دارد. به‌طور کلی، هر چه ابعاد نواحی شبکه ریزتر باشند، نتایج از دقت بالاتری برخوردارند. علاوه بر این به‌لحاظ هندسی، مدل با نواحی مربع شکل دارای بیشترین دقت است. برای انتشار دقیق موج لرزه‌ای در مدل، اندازه کوچک‌ترین ناحیه شبکه، باید کوچک‌تر از یک دهم طول موج مرتبط با بالاترین مولفه فرکانس موج ورودی که حاوی انرژی قابل ملاحظه‌ای است، در نظر گرفته شود. همچنین، در خصوص اسکله بلوکی پشت شکسته، به‌واسطه هندسه پیچیده و جزئیات هندسی فراوان به‌سبب ابعاد و شکل بلوک‌های بتنی و همچنین شکل پشت شکسته سازه، باید از یک شبکه با ابعاد ناحیه ریز استفاده شود تا بتوان هندسه اسکله را با دقتی مطلوب مدل کرد. بر این اساس، از یک شبکه با نواحی مربعی ریز برای مدل‌سازی موج‌شکن توده سنگی و اسکله بلوکی استفاده می‌شود تا ضمن امکان شبیه‌سازی دقیق هندسه، پاسخ لرزه‌ای مدل از دقت مطلوبی برخوردار باشد.

در طی تحلیل‌های استاتیکی، مرزهای جانبی مدل عددی در راستای افقی و مرز تحتانی در هر دو راستای افقی و قائم مقید می‌شوند. در حین تحلیل‌های دینامیکی، برای حذف اثرات ناشی از برخورد امواج به مرزهای جانبی و انعکاس آن‌ها به داخل مدل، از مرزهای زمین آزاد^۱ برای جوانب مدل عددی استفاده می‌شود. مرزهای زمین آزاد در مدل‌سازی‌های دینامیکی شامل یک ستون خاک به عرض واحد هستند که رفتار محیط جانبی بی‌نهایت خارج از مدل را شبیه‌سازی می‌نمایند. برای شبیه‌سازی مرزهای زمین آزاد در قسمت‌های جانبی مدل از میراگرهای ویسکوز^۲ استفاده می‌شود.

برای لحاظ نمودن اندرکنش سازه اسکله و مصالح ژئوتکنیکی بستر و خاکریز در مدل‌سازی‌های عددی، عنصر سطح مشترک به‌کار گرفته می‌شود. برای این منظور، زاویه اصطکاک عنصر مشترک برابر با $0/6$ زاویه اصطکاک مصالح ژئوتکنیکی در این بخش‌ها در نظر گرفته می‌شود. همچنین، سختی نرمال (k_n) و برشی (k_s) عنصر سطح مشترک بر اساس معادله زیر محاسبه می‌شود:

$$k_s = k_n = 10 \times \max \left[\frac{\left(K + \frac{4}{3}G \right)}{\Delta z_{\min}} \right] \quad (9-1)$$

که K و G به ترتیب مدول‌های حجمی و برشی و Δz_{\min} کوچک‌ترین بعد زون مجاور عنصر سطح مشترک در جهت نرمال هستند.

^۱ Free field

^۲ Viscous dashpots

۲-۳-۹- مدل‌های رفتاری مورد استفاده

برای شبیه‌سازی رفتار دینامیکی مصالح دانه‌ای متراکم و بتن اسکله بلوکی به ترتیب از مدل‌های رفتاری الاستیک-پلاستیک موهر-کولمب و الاستیک استفاده می‌شود. برای شبیه‌سازی رفتار مکانیکی مصالح ژئوتکنیکی مستعد روان‌گرایی، تاکنون مدل‌های رفتاری مختلفی توسعه یافته‌اند. در مدل‌سازی حاضر، از مدل رفتاری الاستوپلاستیک UBCSAND برای مدل کردن رفتار مصالح روان‌گرا، استفاده می‌شود.

مدل UBCSAND یک مدل الاستوپلاستیک تنش موثر دوبعدی برای انجام تحلیل‌های تنش - تغییرشکل در سازه‌های ژئوتکنیکی است. این مدل برای شبیه‌سازی رفتار مصالح ژئوتکنیکی دانه‌ای دارای پتانسیل روان‌گرایی توسعه یافته است. شبیه‌سازی رفتار مکانیکی مصالح در مدل UBCSAND به صورت همبسته^۱ انجام و اندرکنش دینامیکی آب منفذی و بخش جامد خاک به طور مستقیم لحاظ می‌شود. برای این منظور، معادلات تعادل مکانیکی و جریان به طور همزمان حل می‌شوند و پاسخ آب منفذی از طریق مدول حجمی سیال با پاسخ اسکلت خاک همبسته می‌شود. در این مدل، رفتار تنش - کرنش برشی با استفاده از یک رابطه هایپربولیک و کرنش حجمی اسکلت خاک به کمک یک قانون جریان که خود تابعی از نسبت تنش حاضر (η) است، تخمین زده می‌شوند. در مدل UBCSAND، پاسخ‌های الاستیک به صورت همگن فرض و توسط مدول برشی (G^e) و مدول بالک (B^e) به صورت زیر توصیف می‌شوند:

$$G^e = K_G^e P_a (\sigma' / P_a)^{ne} \quad (9-2)$$

$$B^e = \alpha G^e \quad (9-3)$$

که در آن K_G^e ، عدد مدول برشی الاستیک؛ P_a ، فشار اتمسفر؛ σ' ، تنش میانگین در صفحه بارگذاری؛ ne ، توان الاستیک و α ثابتی مرتبط با نسبت پواسون هستند.

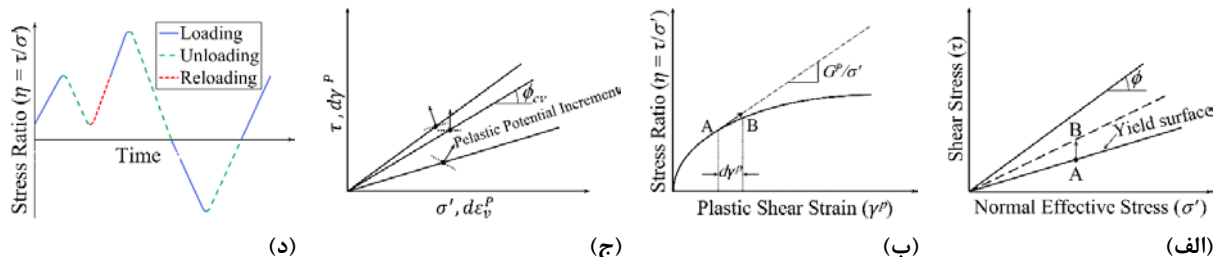
کرنش‌های پلاستیک با سطح تسلیم و قانون جریان کنترل می‌شوند. مشابه با مدل موهر-کولمب برای خاک‌های فاقد چسبندگی، سطح تسلیم در فضای تنش، مطابق شکل (۹-۴-الف) با استفاده از یک خط گذرنده از مبدأ توصیف می‌شود. در گام نخست بارگذاری برشی، کنترل سطح تسلیم با حالت تنش حاضر (نقطه A در شکل (۹-۴-الف)) انجام می‌شود. با افزایش تنش برشی و به تبع آن نسبت تنش ($\eta = \frac{\tau}{\sigma'}$)، نقطه تنش به موقعیت B منتقل می‌شود. τ و σ' تنش‌های موثر برشی و قائم در صفحه تنش برشی بیشینه هستند. سطح تسلیم به موقعیت جدید که از نقطه B و مبدأ می‌گذرد، انتقال می‌یابد، که این شرایط سبب ایجاد سخت‌شوندگی و در نتیجه کرنش‌های پلاستیک برشی و حجمی می‌شود. افزایش کرنش برشی پلاستیک ($d\gamma^P$) که مطابق شکل (۹-۴-ب) با تغییر نسبت تنش ($d\eta$) مرتبط است، به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$G^P = G_i^P \left(1 - \left(\eta / \eta_f \right) R_f \right)^2 \quad (9-4)$$

که در آن، G_i^P ، مدول برشی پلاستیک در یک سطح پایین نسبت تنش $(\eta=0)$ ؛ η_f ، نسبت تنش در هنگام گسیختگی (برابر با $\sin \phi_f$)؛ ϕ_f ، زاویه اصطکاک بیشینه و R_f ، نسبت گسیختگی هستند. با استفاده از قانون جریان، افزایش کرنش حجمی پلاستیک ($d\varepsilon_v^P$) به صورت زیر با افزایش کرنش برشی پلاستیک ($d\gamma^P$) مرتبط می‌شود:

$$d\varepsilon_v^P = (\sin \phi_{cv} - (\tau/\sigma')) d\gamma^P \quad (9-5)$$

که در آن، ϕ_{cv} ، زاویه اصطکاک حجم ثابت^۱ یا زاویه تبدیل فاز^۲ است. سطح تسلیم و جهت کرنش‌های پلاستیک براساس قانون جریان در شکل (۹-۴-ج) نشان داده شده‌اند. در نسبت‌های تنش پایین، فشردگی پلاستیک قابل ملاحظه‌ای ایجاد می‌شود، در حالی که هیچ‌گونه فشردگی در نسبت‌های تنش متناظر با ϕ_{cv} پیش‌بینی نمی‌شود. در نسبت‌های تنش بزرگ‌تر از ϕ_{cv} اتساع افزایش یافته برشی پیش‌بینی می‌شود. مطابق شکل (۹-۴-د)، هنگامی که مقدار نسبت تنش کاهش می‌یابد، باربرداری اطلاق می‌شود. اگر نسبت تنش بدون تغییر علامت، شروع به افزایش نماید، بارگذاری مجدد نامیده می‌شود که در آن هیچ‌گونه کرنش برشی و حجمی پلاستیک ایجاد نمی‌شود. این حالت (بارگذاری مجدد) تا زمانی که نسبت تنش کم‌تر از بیش‌ترین مقدار قبلی باشد، ادامه می‌یابد و هنگامی که نسبت تنش از بیشینه مقدار قبلی بیش‌تر شود، مجدداً کرنش پلاستیک ایجاد می‌شود.



شکل ۹-۴- مشخصات مدل UBCSAND: (الف) سطح تسلیم، (ب) افزایش کرنش برشی پلاستیک و مدول برشی پلاستیک، (ج) مسیرهای کرنش‌های پلاستیک مرتبط با موقعیت سطح تسلیم و (د) نمایش بارگذاری، باربرداری و بارگذاری مجدد در تاریخچه نسبت تنش.

اضافه فشار آب منفذی^۳ ایجاد شده در هر چرخه بارگذاری بر مبنای کرنش حجمی پلاستیک، مدول برجهندگی^۴ خاک و سختی سیال منفذی برآورد می‌شود. مدل UBCSAND دارای قانون سخت‌شوندگی مختلط^۵ سینماتیک و همسانگرد است که امکان تغییر توأمان اندازه و موقعیت سطح تسلیم را فراهم می‌سازد.

پارامترهای مدل UBCSAND را می‌توان با استفاده از رویکردهای مستقیم و غیرمستقیم به دست آورد. در رویکرد مستقیم، از داده‌های آزمون‌های آزمایشگاهی برای تعیین پارامترها استفاده می‌شود، در حالی که رویکرد غیرمستقیم

^۱ Constant volume friction angle

^۲ Phase transformation angle

^۳ Excess pore water pressure

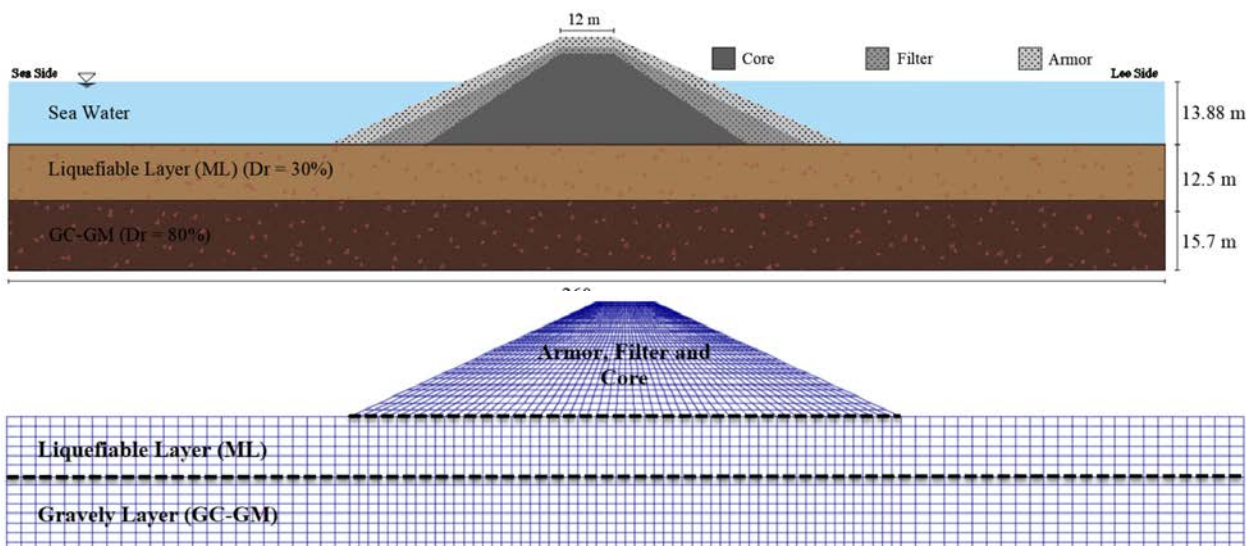
^۴ Rebound modulus

^۵ Mixed hardening rule

براساس همبستگی میان پارامترهای الاستیک و پلاستیک با تراکم نسبی (D_r) یا مقادیر عدد نفوذ استاندارد اصلاح‌شده $((N_1)_{60})$ است. در خصوص مدل UBCSAND، بیش‌تر پارامترهای مهم مورد نیاز با عدد نفوذ استاندارد اصلاح‌شده $((N_1)_{60})$ همبسته شده‌اند.

۳-۳-۹- موج‌شکن توده سنگی

هندس‌ه مدل عددی موج‌شکن توده سنگی در شکل (۵-۹) ارائه شده است. مطابق شکل (۵-۹) ارتفاع کلی موج‌شکن برابر ۲۳/۸ متر و ضخامت دو لایه خاک بستر ۲۸/۲ متر است. مشخصات ژئوتکنیکی مورد استفاده در شبیه‌سازی عددی در جداول (۷-۹) و (۸-۹) ارائه شده است. بارگذاری ورودی مطابق با شکل (۶-۹) یک تاریخچه زمانی مصنوعی شتاب افقی با فرکانس ۳ هرتز و حداکثر شتاب افقی $g/2$ است.



شکل ۵-۹- هندسه مدل عددی موج‌شکن توده سنگی.

جدول ۷-۹- مشخصات ژئوتکنیکی مصالح غیر روان‌گرا مدل عددی موج‌شکن توده سنگی.

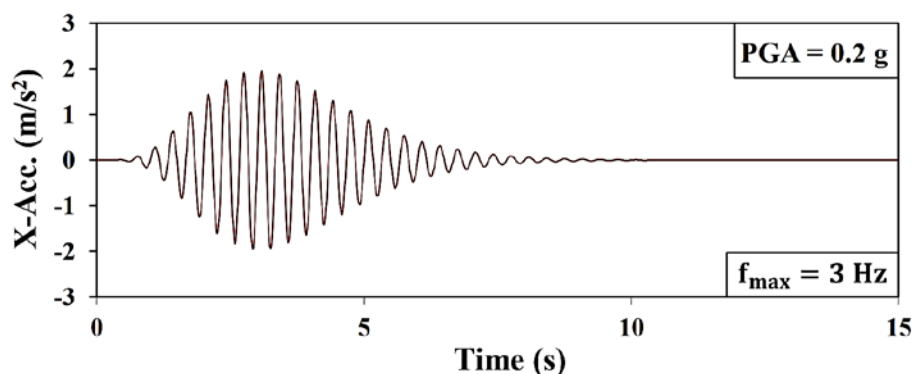
$(2) B$ (MPa)	$(1) G$ (MPa)	C (kPa)	ψ (°)	ϕ' (°)	γ_{sat} ($\frac{kg}{m^3}$)	D_r (%)	مدل رفتاری	نوع لایه
۳۹۳/۱	۴۰/۷	۰	۳	۳۵	۱۸۰۰	۷۰	موهر- کولمب	پوسته
۳۸۱/۵	۳۹/۵	۲۰	-	۱۵	۱۵۰۰	-		هسته
۷۴۲	۷۶/۸	۰	۳	۳۵	۱۸۰۰	۷۰		فونداسیون تحتانی

(۲) مدول بالک

(۱) مدول برشی

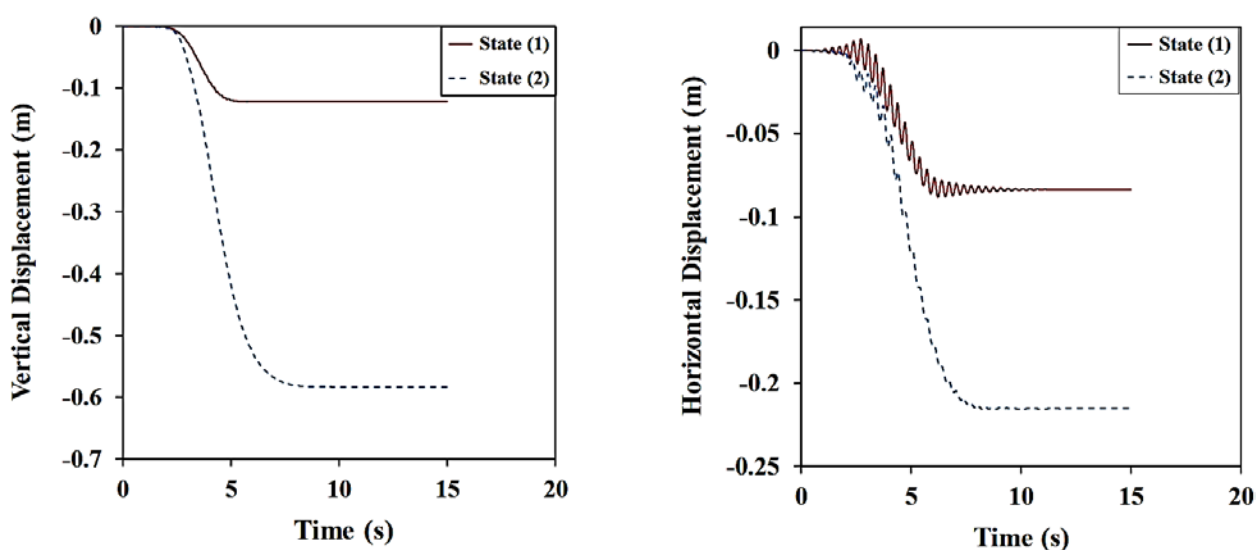
جدول ۹-۸- مشخصات ژئوتکنیکی مصالح روان گرا مدل عددی موج‌شکن توده سنگی.

$(N_1)_{60}$	ϕ_{cv} ($^\circ$)	P_a (kPa)	γ_{sat} ($\frac{kg}{m^3}$)	D_r (%)	مدل رفتاری	نوع لایه
۶	۳۱	۱۰۰	۱۶۰۰	۳۵	UBCSAND	فونداسیون فوقانی

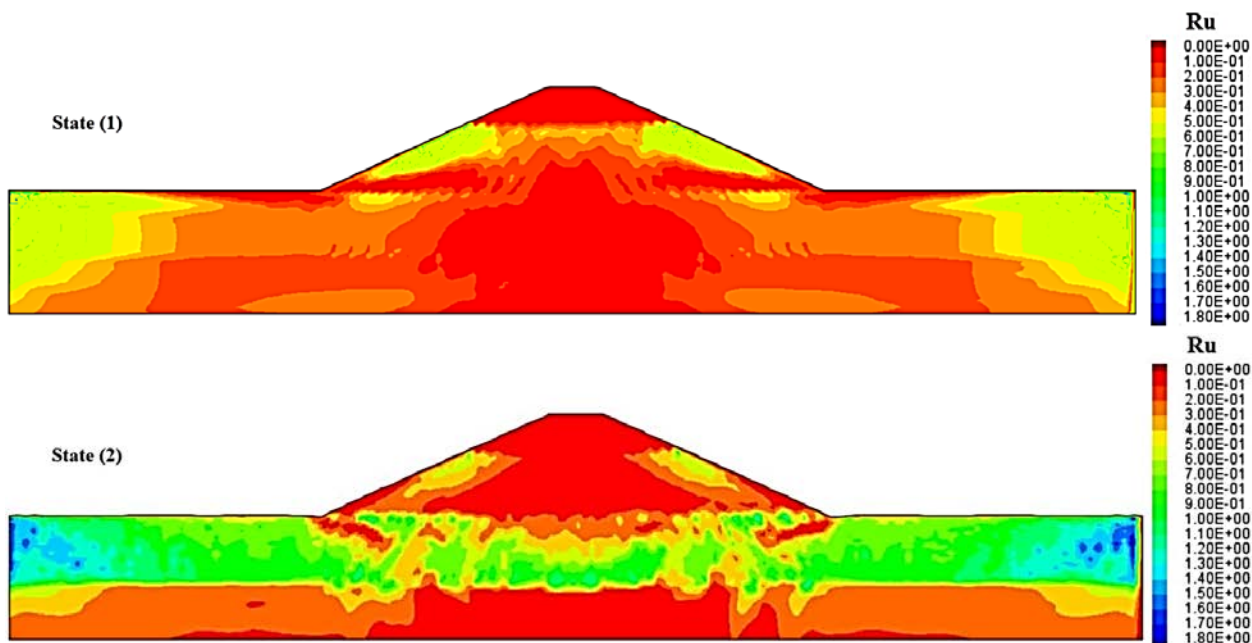


شکل ۹-۶- تاریخچه زمانی شتاب افقی مدل عددی موج‌شکن توده سنگی.

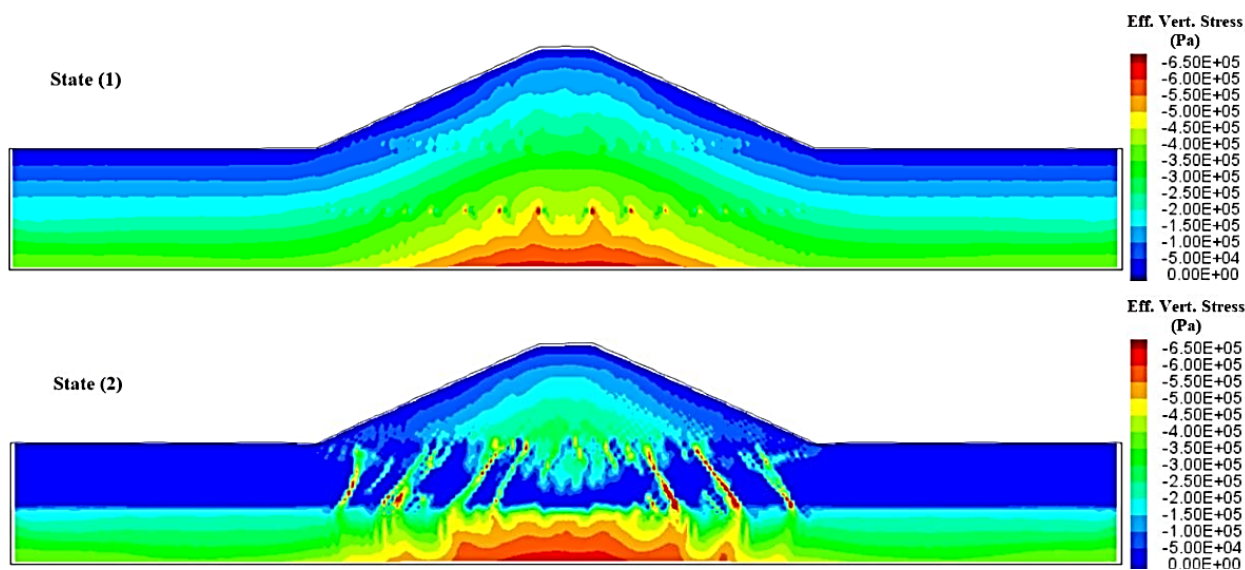
شکل (۹-۷) تاریخچه زمانی تغییر مکان‌های قائم و افقی موج‌شکن توده سنگی در طی بارگذاری لرزه‌ای را در حالت با بستر غیر روان گرا (State 1) و با بستر روان گرا (State 2) را نشان می‌دهد. مطابق با شکل (۹-۷) وقوع روان‌گرایی در مصالح بستر موجب افزایش قابل توجه تغییر شکل موج‌شکن توده سنگی می‌شود. شکل‌های (۹-۸) و (۹-۹) به ترتیب کانتور توزیع نسبت اضافه فشار آب منفذی (Ru) و تنش موثر قائم را در حالت با بستر غیر روان گرا (State 1) و با بستر روان گرا (State 2) را نشان می‌دهد.



شکل ۹-۷- تاریخچه زمانی تغییر مکان‌های قائم و افقی موج‌شکن توده سنگی در طی بارگذاری لرزه‌ای در حالت با بستر غیر روان گرا (State 1) و با بستر روان گرا (State 2).



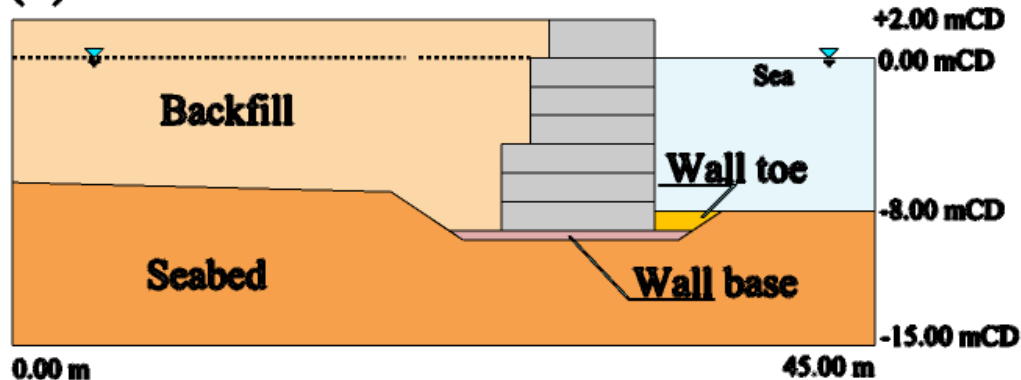
شکل ۹-۸- کانتور توزیع نسبت اضافه فشار آب منفذی (Ru) موج شکن توده سنگی در طی بارگذاری لرزه‌ای در حالت با بستر غیر روان گرا (State 1) و با بستر روان گرا (State 2).



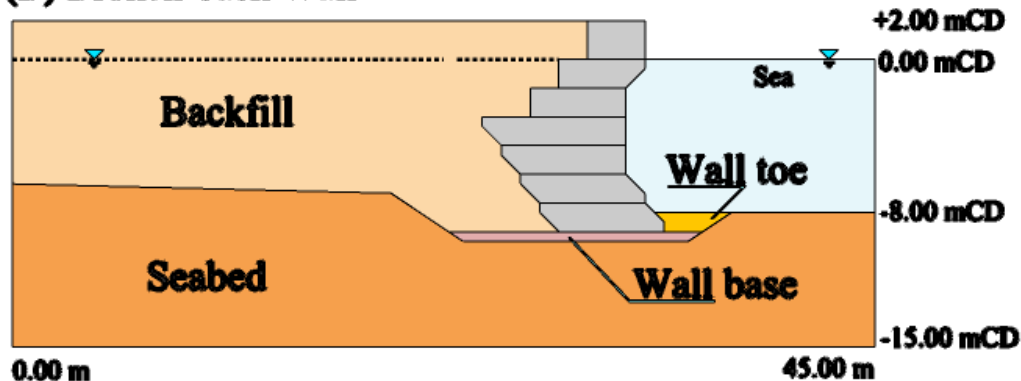
شکل ۹-۹- کانتور تنش موثر قائم موج شکن توده سنگی در طی بارگذاری لرزه‌ای در حالت با بستر غیر روان گرا (State 1) و با بستر روان گرا (State 2).

۳-۳-۹- اسکله بلوکی

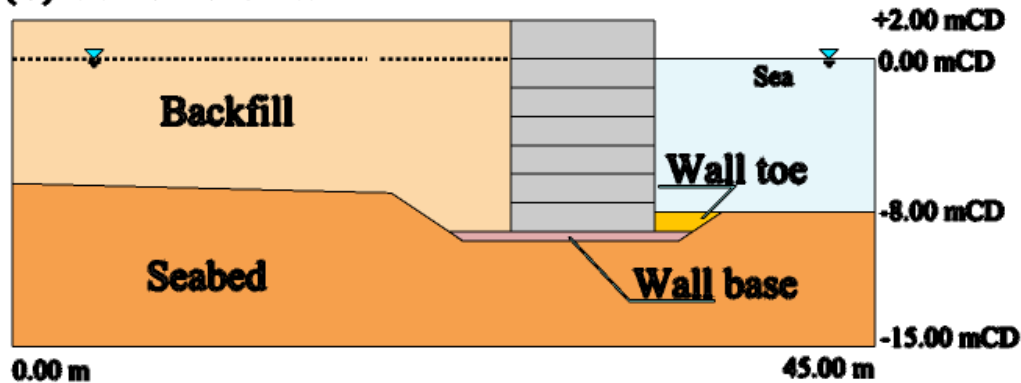
هندسه مدل‌های عددی مورد بررسی در شکل (۹-۱۰) ارائه شده است. مطابق شکل (۹-۱۰) عملکرد لرزه‌ای ۳ اسکله بلوکی پشت شکسته، پشت پلکانی و پشت قائم بررسی می‌شود. ارتفاع کلی اسکله‌ها برابر ۱۱ متر است. مشخصات ژئوتکنیکی مورد استفاده در شبیه‌سازی عددی در جدول (۹-۹) ارائه شده است. بارگذاری ورودی مطابق با شکل (۹-۱۱) یک تاریخچه زمانی شتاب افقی با فرکانس ۲/۸ هرتز و حداکثر شتاب افقی $g/۰.۳۵$ است.

(A) Stair Wall

(الف)

(B) Broken-back Wall

(ب)

(C) Vertical back Wall

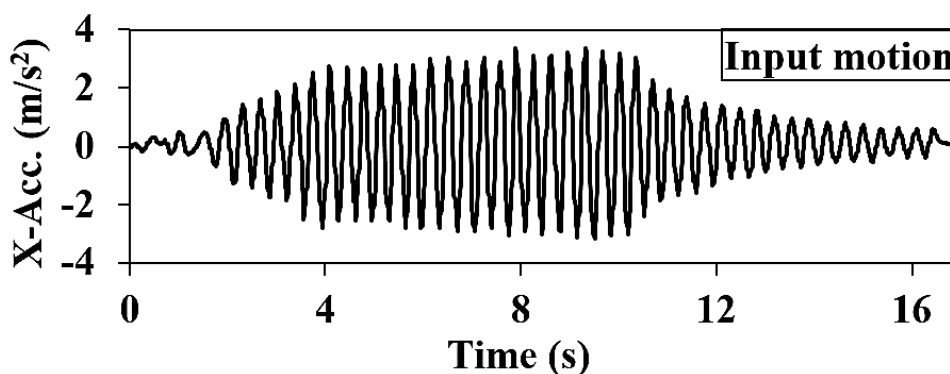
(ج)

شکل ۹-۱۰- هندسه مدل عددی اسکله بلوکی: (الف) پشت پلکانی (Stair)، (ب) پشت شکسته (Broken-back) و (ج) پشت قائم (Vertical back).

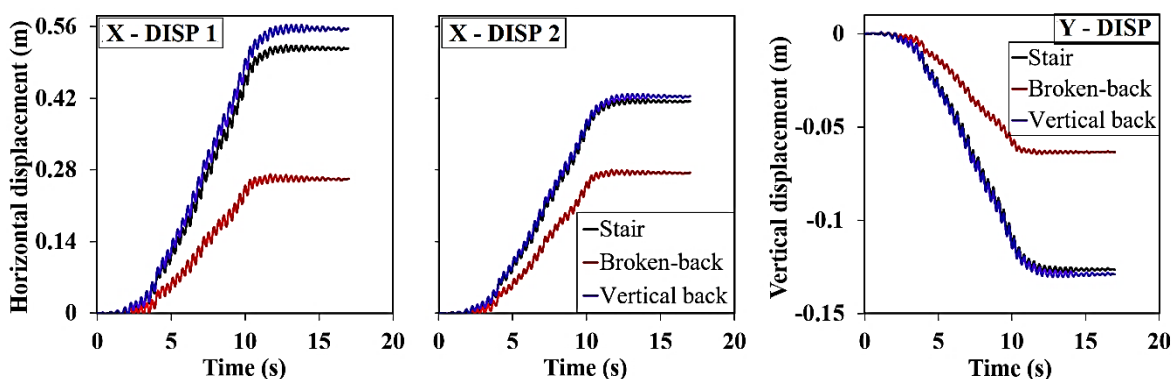
تاریخچه‌های زمانی تغییر مکان افقی ماندگار بالا (X-DISP 1) و وسط (X-DISP 2) اسکله‌های بلوکی پشت پلکانی (Stair)، پشت شکسته (Broken-back) و پشت قائم (Vertical back) و همچنین تغییر مکان قائم (Y-DISP) آن‌ها در شکل (۹-۱۲) نشان داده شده است.

جدول ۹-۹- مشخصات ژئوتکنیکی مصالح خاکریز و بستر مدل عددی اسکله بلوکی.

موقعیت	مدل ساختاری	تراکم نسبی (%) (Dr)	وزن مخصوص اشباع (γ_{sat}) ($\frac{kg}{m^3}$)	زاویه اصطکاک داخلی (ϕ') ($^\circ$)	زاویه اتساع (ψ) ($^\circ$)	نسبت پواسون (ν)	مدول الاستیسته (E) (MPa)	چسبندگی (C) (MPa)
بستر	موهر- کولمب	۹۰	۱۹۷۵	۳۶	۲	۰٫۳	۲۰۶/۶	۰
خاکریز		۵۲	۱۸۹۵	۲۷	۰	۰٫۳	۱۴۴	۰
پنجه دیوار		-	۱۹۰۰	۳۰	۰	۰٫۳	۱۰۰	۰
شالوده		-	۱۹۷۵	۳۶	۲	۰٫۳	۲۰۶/۶	۰



شکل ۹-۱۱- تاریخچه زمانی شتاب افقی مدل‌های عددی اسکله بلوکی.

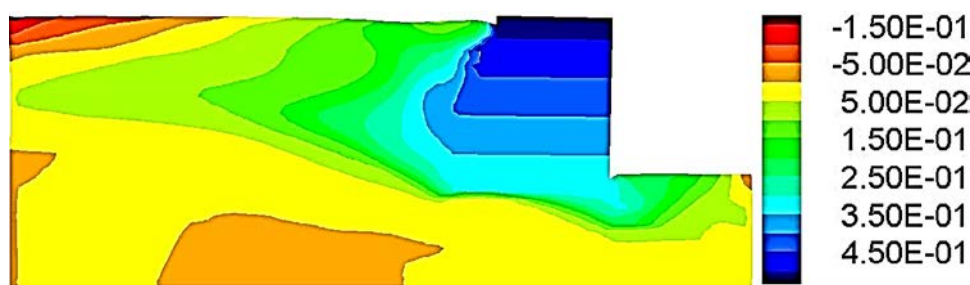


شکل ۹-۱۲- تاریخچه‌های زمانی تغییر مکان افقی ماندگار بالا (X-DISP 1) و وسط (X-DISP 2) اسکله‌های بلوکی پشت پلکانی (Stair)، پشت شکسته (Broken-back) و پشت قائم (Vertical back) و همچنین تغییر مکان قائم (Y-DISP) آن‌ها در طی بارگذاری لرزه‌ای.

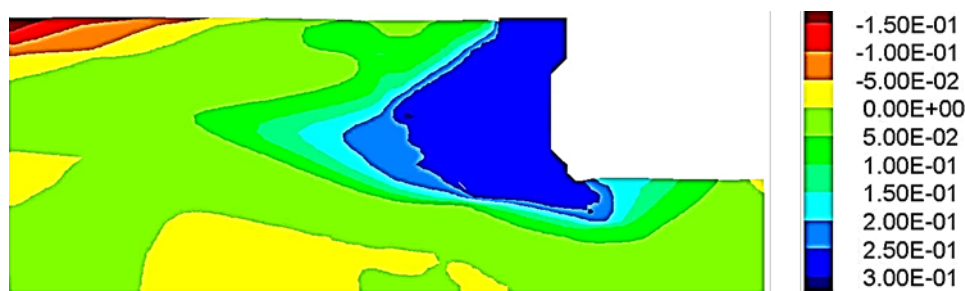
مشاهده می‌شود که از میان سه اسکله مورد بررسی، اسکله پشت شکسته بهترین عملکرد لرزه‌ای را داشته و در طی زلزله کم‌ترین تغییر شکل‌های لرزه‌ای را تجربه کرده است. مطابق شکل (۹-۱۲) تغییر مکان افقی ماندگار اسکله پشت شکسته پس از اعمال بارگذاری لرزه‌ای در محدوده تعمیرپذیر (کم‌تر از ۵ درصد ارتفاع دیوار) قرار دارد، که مطابق جدول‌های

قائم و پشت پلکانی نزدیک به یکدیگر بوده و این دو سازه عملکرد لرزه‌ای مشابهی را از خود نشان داده‌اند. اما میزان تغییرمکان افقی اسکله پشت پلکانی در محدوده تعمیرپذیر قرار دارد در حالی که در آستانه گسیختگی (۵ معادل تا ۱۰ درصد ارتفاع دیوار شده است. بنابراین مطابق با جدول‌های (۲-۷) و (۳-۷) عملکرد این نوع اسکله برای سطح عملکرد B قابل قبول است. در خصوص دوران ماندگار دیوار، عملکرد هر سه نوع اسکله مطلوب بوده و تغییرشکل دورانی هر سه اسکله در محدوده قابل بهره‌برداری بوده است.

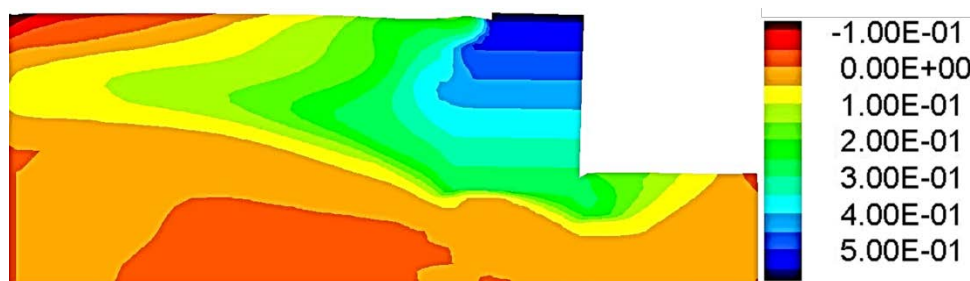
کانتور تغییرمکان افقی اسکله‌های بلوکی پشت پلکانی (Stair)، پشت شکسته (Broken-back) و پشت قائم (Vertical back) در شکل (۹-۱۳) نشان داده شده است. مطابق شکل (۹-۱۳)، مکانیزم تغییرشکل اسکله‌های پشت پلکانی و پشت قائم واژگونی به سمت دریا به همراه لغزش بوده است، در حالی که اسکله پشت پلکانی تنها لغزش افقی را تجربه نموده است.



(الف)



(ب)



(ج)

شکل ۹-۱۳- کانتور تغییرمکان افقی اسکله‌های بلوکی: (الف) پشت پلکانی (Stair)، (ب) پشت شکسته (Broken-back) و (ج) پشت قائم (Vertical back) پس از بارگذاری لرزه‌ای.

واژه نامه

عبارت لاتین	ترجمه	عبارت لاتین	ترجمه
Wall body portion	پیکره اسکله	Quay wall	اسکله
Sliding	لغزش	Breakwater	موج‌شکن
Overturning	واژگونی	Failure wedge	گوه گسیختگی
Bearing capacity	ظرفیت باربری	Liquefaction	روان‌گرایی
Stability	پایداری	Intensity	شدت
Cellular blocks	بلوک‌های سلولی	Bedrock	سنگ‌بستر
Performance-based design	طراحی بر مبنای عملکرد	Response Spectra	طیف پاسخ
Serviceable	قابل بهره‌برداری	Time history	تاریخچه زمانی
Repairable	تعمیرپذیر	Probabilistic seismic hazard analysis	تحلیل خطر لرزه‌ای احتمالاتی
Near collapse	در آستانه گسیختگی	Local site effects	اثرات محلی ساختگاه
Collapse	گسیختگی کامل	Lateral earth pressure	فشار جانبی خاک
Basin	حوضچه آرامش	Active	محرک
Recreational	تفریحی	Passive	مقاوم
Level of acceptable human life safety	سطح ایمنی قابل قبول برای جان افراد	Apparent horizontal seismic coefficient	ضریب لرزه‌های ظاهری
Berthing	حوضچه آرامش	Composite seismic angle	زاویه لرزه‌ای مرکب
Seismic fragility curve	منحنی شکنندگی لرزه‌ای	Watertight structures	سازه‌های آب‌بند
Shaking table test	آزمون میز لرزه	Steady oscillation	نوسان ثابت
Centrifuge test	آزمون سانتریفیوژ	Irregular oscillation	نوسان نامنظم
Goodness of fit	نکویی برازش	Newmark sliding block	بلوک لغزنده نیومارک
Standard normal cumulative distribution function	تابع توزیع تجمعی نرمال استاندارد	Threshold (Critical) Acceleration	شتاب آستانه یا بحرانی
Reliability-based design	طراحی بر مبنای قابلیت اطمینان	Softening strain	نرم‌شدگی کرنشی
Code calibration	واسنجی کد	Constitutive model	مدل ساختاری

عبارت لاتین	ترجمه	عبارت لاتین	ترجمه
Partial factors	ضرایب جزئی	Uncertainties	عدم قطعیت‌ها
		Target safety	سطح ایمنی هدف

خواننده گرامی

نظام فنی و اجرایی در سازمان برنامه و بودجه کشور، با گذشت بیش از پنجاه سال فعالیت تحقیقاتی و مطالعاتی خود، افزون بر هشتصد عنوان تخصصی - فنی، در قالب آیین نامه، ضابطه، معیار، دستورالعمل، مشخصات فنی عمومی، نشریه و مقاله، به صورت تألیف و ترجمه، تهیه و ابلاغ کرده است. ضابطه حاضر در راستای موارد یاد شده تهیه شده، به منظور توسعه و گسترش علوم در کشور و بهبود فعالیت های عمرانی به کار برده شود. فهرست ضوابط و نشریات منتشر شده در سال های اخیر در نشانی nezamfanni.ir قابل دستیابی است.

Islamic Republic of Iran
Plan and Budget Organization

**Seismic Design Guidelines for Rubble
Mound Breakwaters and Block-type
Gravity Quay Walls**

IR-Code 889

Last Edition 10-19-2024

**Deputy of Technical, Infrastructure and
Production**

**Department of Technical and Executive
Affairs**

Nezamfanni.ir

Ports & Maritime Organization

**Department of Technical and
Infrastructure Development Affairs**

www.Pmo.ir

2025

این ضابطه

موج‌شکن‌ها و اسکله‌ها از اجزای کلیدی زیرساخت‌های ساحلی هستند که امکان پهلوگیری و بارگیری ایمن شناورها را فراهم می‌کنند و در حفظ کارآیی بنادر نقش اساسی دارند. اختلال در عملکرد این سازه‌ها می‌تواند بر امنیت اقتصادی و کارآیی بنادر تأثیر منفی بگذارد. وقوع مخاطرات طبیعی مانند زلزله می‌تواند عملکرد و خدمت‌رسانی بندر را تحت تأثیر قرار دهد. از این‌رو، طراحی مقاوم و تقویت پایداری این سازه‌ها در برابر زلزله امری ضروری است. راهنمای حاضر، بر مبنای آخرین یافته‌های علمی، به‌روزترین ضوابط و روش‌های تحلیل و طراحی لرزه‌ای موج‌شکن‌های توده‌سنگی و اسکله‌های وزنی بلوکی ارائه می‌کند. جایگزینی روش‌های سنتی طراحی لرزه‌ای با روش‌های نوین می‌تواند ضمن کاهش آسیب‌پذیری لرزه‌ای سازه‌های ساحلی و افزایش قابلیت اطمینان، طول عمر مفید آن‌ها را نیز بهبود می‌بخشد.