

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



دانشکده مهندسی عمران

پایان نامه کارشناسی ارشد مهندسی ژئوتکنیک

آنالیز غیرخطی پاسخ زمین با استفاده از روش تئوری میدان تصادفی

نگارنده: حسن نیک پور

استاد راهنما

دکتر امیر بذرافشان مقدم

مهر ۱۳۹۹

تقدیم اثر

تقدیم به پدر و مادرم که در تمام مراحل زندگی با تمام وجود یار و یاورم بوده اند و هیچ گاه از حمایت و عشقشان نسبت به بنده کم

نشده

شکر و قدردانی

در ابتدا شکر خداوند متعال را به جای می آورم که یاری ام رساند تا این پایان نامه را به سرانجام برسانم و با سپاس

فراوان از استاد ارجمندم جناب آقای دکتر امیربزرگافشان مقدم که در تمامی مراحل پایان نامه از راهنمایی های ارزشمند

ایشان بهره مند شدم. از داوران محترم جناب آقای دکتر رضانادری و جناب آقای دکتر محسن کرامتی که زحمات

بازخوانی و داوری این مجموعه را بر عهده داشتند، صمیمانه شکر و قدردانی دارم.

تهدنامه

اینجانب حسن نیک پور دانشجوی دوره کارشناسی ارشد رشته مهندسی ژئوتکنیک دانشکده مهندسی عمران دانشگاه صنعتی شاهرود نویسنده پایان نامه بررسی تأثیر عدم قطعیت در پارامترهای خاک بر روی پاسخ دینامیکی زمین با استفاده از تئوری میدان تصادفی

تحت راهنمایی جناب آقای دکتر امیر بذرافشان مقدم متعهد می شوم.

- تحقیقات در این پایان نامه توسط اینجانب انجام شده است و از صحت و اصالت برخوردار است .
- در استفاده از نتایج پژوهشهای محققان دیگر به مرجع مورد استفاده استناد شده است .
- مطالب مندرج در پایان نامه تاکنون توسط خود یا فرد دیگری برای دریافت هیچ نوع مدرک یا امتیازی در هیچ جا ارائه نشده است .
- کلیه حقوق معنوی این اثر متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود می باشد و مقالات مستخرج با نام « دانشگاه صنعتی شاهرود » و یا « Shahrood University of Technology » به چاپ خواهد رسید .
- حقوق معنوی تمام افرادی که در به دست آمدن نتایج اصلی پایان نامه تأثیرگذار بوده اند در مقالات مستخرج از پایان نامه رعایت می گردد.
- در کلیه مراحل انجام این پایان نامه ، در مواردی که از موجود زنده (یا بافتهای آنها) استفاده شده است ضوابط و اصول اخلاقی رعایت شده است .
- در کلیه مراحل انجام این پایان نامه، در مواردی که به حوزه اطلاعات شخصی افراد دسترسی یافته یا استفاده شده است اصل رازداری ، ضوابط و اصول اخلاق انسانی رعایت شده است .

تاریخ

امضای دانشجو

مالکیت نتایج و حق نشر

کلیه حقوق معنوی این اثر و محصولات آن (مقالات مستخرج ، کتاب ، برنامه های رایانه ای ، نرم افزار ها و تجهیزات ساخته شده است) متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود می باشد . این مطلب باید به نحو مقتضی در تولیدات علمی مربوطه ذکر شود . استفاده از اطلاعات و نتایج موجود در پایان نامه بدون ذکر مرجع مجاز نمی باشد.

چکیده

امواج لرزه‌ای ناشی از وقوع زلزله در هنگام عبور از لایه‌های مختلف خاک دستخوش تغییرات زیادی می‌شوند که علت آن را می‌توان در ناهمگنی و تغییرپذیری مکانی پارامترهای خاک مؤثر بر پاسخ لرزه‌ای زمین جست‌وجو کرد. به همین جهت در نظر گرفتن اثرهای ناهمگنی و عدم قطعیت در پارامترهای خاک نظیر مدول برشی گام مهمی در تحلیل دینامیکی پاسخ زمین است. بدین منظور در این پایان‌نامه با استفاده از تئوری میدان تصادفی در ترکیب با روش شبیه‌سازی مونت کارلو، تأثیر تغییرات تصادفی مکانی دوبعدی پارامترهای خاک بر روی مشخصات لرزه‌ای پروفیل خاک که در این تحقیق این مشخصات تحت عنوان ضریب بزرگنمایی و طیف پاسخ شتاب است مورد بررسی قرار گرفته است. در این مطالعه یک پروفیل خاک با طول و ضخامت ثابت و مشخص و توزیع تصادفی پارامتر مدول برشی در آن با استفاده از برنامه کامپیوتری FLAC 2D مدل‌سازی شده و تحت بار لرزه‌ای ناشی از زلزله‌های دور و نزدیک مختلف قرار گرفته است و با بهره‌گیری از روش شبیه‌سازی مونت کارلو میانگین ضریب بزرگنمایی شتاب و طیف پاسخ شتاب سطح پروفیل خاک برای تمامی حالات توزیع تصادفی پارامتر مدول برشی (ضریب تغییرات و طول‌های همبستگی مختلف) در خاک محاسبه شده است. نتایج به‌دست‌آمده از تحلیل دینامیکی پروفیل خاک مورد بررسی در این پایان‌نامه بیانگر آن است که با افزایش ضریب تغییرات مدول برشی خاک و در نتیجه افزایش ناهمگنی در پروفیل خاک، میانگین ضریب بزرگنمایی حداکثر شتاب زمین و همچنین طیف پاسخ شتاب سطح پروفیل خاک کاهش می‌یابند. همچنین مقایسه نتایج حاصل از تحلیل‌های یقینی با تحلیل‌های تصادفی صورت گرفته در این تحقیق نشان می‌دهد که نادیده گرفتن تغییرات مکانی مدول برشی خاک در تحلیل‌های یقینی منجر به برآورد بیش از حد ضریب بزرگنمایی حداکثر شتاب زمین و طیف پاسخ شتاب سطح پروفیل خاک خواهد شد.

کلمات کلیدی: ناهمگنی، تحلیل دینامیکی پاسخ زمین، تئوری میدان تصادفی، شبیه‌سازی مونت کارلو، ضریب بزرگنمایی شتاب زمین

فهرست مطالب

ر	فهرست جداول
ز	فهرست اشکال
۱	فصل ۱ مقدمه
۲	۱-۱ مقدمه
۳	۲-۱ ضرورت انجام تحقیق
۳	۳-۱ اهداف
۴	۴-۱ معرفی فصل‌های پایان‌نامه
	فصل ۲ مروری بر مطالعات گذشته در زمینه عدم قطعیت در مهندسی ژئوتکنیک و تحلیل
۵	لرزه‌ای پاسخ زمین
۶	۱-۲ مقدمه
۶	۲-۲ منابع اصلی عدم قطعیت در مهندسی ژئوتکنیک
۷	۱-۲-۲ تغییرپذیری مکانی ذاتی خاک
۷	۲-۲-۲ خطاهای اندازه‌گیری
۷	۳-۲-۲ عدم قطعیت انتقالی
۸	۳-۲ مفاهیم اولیه آمار و احتمالات
۸	۱-۳-۲ مقدمه
۸	۲-۳-۲ متغیر تصادفی
۸	۳-۳-۲ میانگین متغیر تصادفی X
۹	۴-۳-۲ انحراف استاندارد متغیر تصادفی X
۹	۵-۳-۲ واریانس

۶-۳-۲ متغیر تصادفی مستقل.....	۹
۷-۳-۲ تابع چگالی احتمال.....	۹
۸-۳-۲ تابع توزیع نرمال (گوسی).....	۱۰
۹-۳-۲ تابع توزیع لوگ نرمال.....	۱۱
۱۰-۳-۲ متغیر نرمال استاندارد.....	۱۲
۴-۲ روش‌های قابلیت اطمینان برای تحلیل پاسخ لرزه‌ای زمین بر اساس عدم قطعیت ویژگی‌های خاک.....	۱۳
۱-۴-۲ روش شبیه‌سازی مونت کارلو.....	۱۴
۲-۴-۲ روش‌هایی بر اساس اجزای محدود.....	۱۵
۳-۴-۲ تئوری ارتعاش تصادفی.....	۱۶
۴-۴-۲ روش‌های ارزیابی تقریبی.....	۱۷
۵-۴-۲ روش‌های زمین‌آماري.....	۱۷

فصل ۳ تئوری‌های میدان تصادفی

۱-۳ مقدمه.....	۲۰
۲-۳ تغییرپذیری پروفیل خاک.....	۲۱
۳-۳ تئوری میدان‌های تصادفی.....	۲۲
۱-۳-۳ ساختار همبستگی.....	۲۵
۲-۳-۳ مقیاس نوسان و طول همبستگی.....	۲۶
۳-۳-۳ معرفی چند تابع همبستگی یک‌بعدی.....	۲۸
۴-۳-۳ ضریب تغییرات.....	۳۱
۵-۳-۳ اثرات ناهمسانی در مقیاس‌های همبستگی.....	۳۳
۶-۳-۳ تولید میدان‌های تصادفی همبسته.....	۳۵

۳-۴ روش شبیه‌سازی مونت کارلو ۳۹

۳-۴-۱ مقدمه ۳۹

۳-۴-۲ شبیه‌سازی مونت کارلو و کاربردهای آن ۳۹

۳-۴-۳ شبیه‌سازی مونت کارلو در ترکیب با تئوری میدان تصادفی ۴۳

فصل ۴ روش‌های تحلیل دینامیکی پاسخ زمین ۴۷

۴-۱ مقدمه ۴۸

۴-۲ تحلیل دینامیکی پاسخ زمین ۴۸

۴-۲-۱ تحلیل دینامیکی یک‌بعدی ۴۹

۴-۲-۲ تحلیل دینامیکی دوبعدی ۴۹

۴-۳ تأثیر شتاب حداکثر سنگ بستر بر حرکات لرزه‌ای سطح زمین ۵۶

۴-۳-۱ مقدمه ۵۶

۴-۳-۲ تقسیم‌بندی ساختگاه‌های مختلف نسبت به فاصله کانونی آن‌ها از مرکز زلزله ۵۷

۴-۳-۳ تأثیر شتاب بیشینه سنگ بستر بر شتاب بیشینه سطح زمین ۵۷

فصل ۵ مدل‌سازی عددی ۶۱

۵-۱ مقدمه ۶۲

۵-۲ مدل‌سازی دینامیکی در برنامه FLAC 2D ۶۳

۵-۲-۱ هندسه مدل ۶۳

۵-۲-۲ تعیین ابعاد المان‌ها به منظور انتشار دقیق امواج ۶۳

۵-۲-۳ تعیین مشخصات آماری خاک اختصاص یافته به مدل دینامیکی: ۶۴

۵-۲-۴ اعمال شرایط مرزی به مدل ۶۷

۵-۲-۵ محرک ورودی در تحلیل دینامیکی ۶۹

۵-۲-۶ میرایی مکانیکی ۷۰

۳-۵ بررسی رفتار بزرگنمایی شتاب بیشینه پروفیل خاک در اثر شتاب‌نگاشت‌های حوزه دور و نزدیک ۷۱

۱-۳-۵ مشخصات شتاب‌نگاشت‌های حوزه دور و نزدیک مورد استفاده در تحلیل دینامیکی ۷۲

۲-۳-۵ تحلیل‌های یقینی ضریب بزرگنمایی شتاب زمین ۷۲

۳-۳-۵ تحلیل‌های تصادفی ضریب بزرگنمایی شتاب زمین ۷۷

۴-۵ بررسی طیف پاسخ شتاب پروفیل خاک در اثر شتاب‌نگاشت‌های حوزه دور و نزدیک ۸۳

فصل ۶ جمع‌بندی و نتیجه‌گیری ۹۳

۱-۶ کلیات ۹۴

۲-۶ جمع‌بندی ۹۴

۳-۶ نتیجه‌گیری ۹۵

۴-۶ ارائه پیشنهادها جهت مطالعات بعدی ۹۶

مراجع ۹۸

فهرست جداول

جدول ۱-۳ طول همبستگی برای ویژگی‌های مختلف خاک‌ها [۴۴, ۴۸]	۲۶
جدول ۲-۳ ضریب تغییرات چسبندگی خاک زهکشی نشده [۴۴]	۳۲
جدول ۳-۳ ضریب تغییرات زاویه اصطکاک داخلی خاک [۴۴]	۳۳
جدول ۴-۳ ضریب تغییرات مدول الاستیسیته [۴۴]	۳۳
جدول ۱-۵ مشخصات آماری و احتمالاتی به کاررفته در تحلیل دینامیکی	۶۶
جدول ۲-۵ مشخصات زلزله‌های حوزه نزدیک ورودی	۷۲
جدول ۳-۵ مشخصات زلزله‌های حوزه دور ورودی	۷۲
جدول ۴-۵ ضرایب بزرگنمایی شتاب زمین در تحلیل‌های یقینی	۷۴

فهرست اشکال

شکل ۱-۲	عدم قطعیت‌ها در تخمین ویژگی‌های خاک [۷]	۷
شکل ۲-۲	دو متغیر تصادفی با میانگین یکسان و انحراف استاندارد یکسان [۱۸]	۱۰
شکل ۳-۲	دو متغیر تصادفی با میانگین یکسان و انحراف استاندارد متفاوت [۱۸]	۱۱
شکل ۴-۲	تابع توزیع متغیر تصادفی x [۱۸]	۱۲
شکل ۵-۲	تابع توزیع متغیر تصادفی $Y=\ln(x)$ [۱۸]	۱۲
شکل ۱-۳	تعریف پارامترهای آماری ویژگیهای خاک [۶]	۲۰
شکل ۲-۳	نمونه یک پروفیل خاک در آزمایش SCPT [۴۵]	۲۱
شکل ۳-۳	تابع همبستگی خطی [۱۸]	۲۹
شکل ۴-۳	تابع همبستگی نمایی [۱۸]	۳۰
شکل ۵-۳	تابع همبستگی گاوسی [۱۸]	۳۰
شکل ۶-۳	تابع همبستگی مارکوف [۱۸]	۳۱
شکل ۷-۳	فاصله افقی و عمودی المان‌های خاک	۳۴
شکل ۸-۳	نمونه المان بندی توده خاک	۳۵
شکل ۹-۳	مثالی از میدان تصادفی ساختگی توسط روش تجزیه ماتریس [۴]	۳۶
شکل ۱۰-۳	نحوه تولید ماتریس فاصله در المان بندی مدل تفاضل محدود	۳۷
شکل ۱-۴	مکانیزم تولید و انتشار امواج زلزله تا سطح زمین [۲]	۴۸
شکل ۲-۴	روند انعکاس و انکسار امواج در هنگام عبور از لایه‌های خاک [۶۳]	۴۹
شکل ۳-۴	آزمون و خطا جهت مدول برشی و ضریب میرایی سازگار با کرنش در تحلیل خطی معادل با بهره‌گیری از تخمین اولیه $G(1)$ و $\zeta(1)$ [۶۳]	۵۱
شکل ۴-۴	منحنی رفتاری تغییرات نسبت مدول برشی به کرنش برشی در خاک‌های رسی، ارائه شده توسط Dobry و Vocetic برای مقادیر مختلف شاخص خمیری و نسبت تخلخل [۶۷]	۵۳
شکل ۵-۴	منحنی رفتاری تغییرات نسبت میرایی به کرنش برشی در خاک‌های رسی، ارائه شده توسط Dobry و Vocetic برای مقادیر مختلف شاخص خمیری و نسبت تخلخل [۶۷]	۵۳
شکل ۶-۴	منحنی رفتاری تغییرات نسبت مدول برشی با کرنش برشی در خاک‌های ماسه‌ای، ارائه شده توسط Seed و همکاران [۲۱]	۵۴

- شکل ۴-۷ منحنی رفتاری تغییرات نسبت میرایی با کرنش برشی در خاک‌های ماسه‌ای، ارائه شده توسط Seed و همکاران [۲۱]..... ۵۴
- شکل ۴-۸ حداکثر شتاب در ساختگاه خاک نرم به عنوان تابعی از شتاب بیشینه سنگ بستر [۷۷]..... ۵۸
- شکل ۴-۹ تغییرات مقدار شتاب بیشینه زمین (PGA) در طول عمق تحت زلزله ۲۰۱۵ نیپال برای ساختگاه‌های مختلف [۷۸]..... ۵۸
- شکل ۵-۱ هندسه و المان بندی پروفیل خاک در FLAC 2D ۶۴
- شکل ۵-۲ انواع شرایط مرزی بارگذاری دینامیکی در دسترس در FLAC [۶۵]..... ۶۸
- شکل ۵-۳ شرایط مرزی میدان-آزاد در مدل دینامیکی [۶۵]..... ۶۹
- شکل ۵-۴ شتاب‌نگاشت‌های ورودی به کف مدل و برداشت شده از سطح مدل در زلزله Cape Mendocino ۷۴
- شکل ۵-۵ شتاب‌نگاشت‌های ورودی به کف مدل و برداشت شده از سطح مدل در زلزله Northridge ۷۵
- شکل ۵-۶ شتاب‌نگاشت‌های ورودی به کف مدل و برداشت شده از سطح مدل در زلزله Landers ... ۷۶
- شکل ۵-۷ شتاب‌نگاشت‌های ورودی به کف مدل و برداشت شده از سطح مدل در زلزله Loma Prieta ۷۶
- شکل ۵-۸ نمونه‌هایی از حقیقی سازی میدان تصادفی مدول برشی (kpa) پروفیل خاک برای ضریب تغییرات ۲۰، ۴۰ و ۵۰ درصد ۷۹
- شکل ۵-۹ بررسی کفایت تعداد حقیقی سازی‌ها برای ضریب تغییرات مدول برشی ۲۰٪ و طول همبستگی در راستای افقی ۲۵ متر و در راستای قائم ۱ متر تحت زلزله Cape Mendocino ۸۰
- شکل ۵-۱۰ نمودار تغییرات میانگین ضریب بزرگنمایی شتاب زمین نسبت به ضریب تغییرات بر اساس طولهای همبستگی مختلف مدول برشی خاک تحت زلزله cape mendocino ۸۱
- شکل ۵-۱۱ نمودار تغییرات میانگین ضریب بزرگنمایی شتاب زمین نسبت به ضریب تغییرات بر اساس طولهای همبستگی مختلف مدول برشی خاک تحت زلزله Northridge ۸۲
- شکل ۵-۱۲ نمودار تغییرات میانگین ضریب بزرگنمایی شتاب زمین نسبت به ضریب تغییرات بر اساس طولهای همبستگی مختلف مدول برشی خاک تحت زلزله Landers ۸۲
- شکل ۵-۱۳ نمودار تغییرات میانگین ضریب بزرگنمایی شتاب زمین نسبت به ضریب تغییرات بر اساس طولهای همبستگی مختلف مدول برشی خاک تحت زلزله Loma Prieta ۸۳
- شکل ۵-۱۴ مقایسه طیف های پاسخ شتاب سطح پروفیل خاک در دو حالت تصادفی و یقینی با طیف پاسخ سنگ بستر برای زلزله Cape Mendocino ۸۶
- شکل ۵-۱۵ مقایسه طیف های پاسخ شتاب سطح پروفیل خاک در دو حالت تصادفی و یقینی با طیف پاسخ سنگ بستر برای زلزله Northridge ۸۸

- شکل ۵-۱۶ مقایسه طیف های پاسخ شتاب سطح پروفیل خاک در دو حالت تصادفی و یقینی با طیف
پاسخ سنگ بستر برای زلزله Landers ۹۰
- شکل ۵-۱۷ مقایسه طیف های پاسخ شتاب سطح پروفیل خاک در دو حالت تصادفی و یقینی با طیف
پاسخ سنگ بستر برای زلزله Loma prieta ۹۲

فصل ۱ مقدمه

۱-۱ مقدمه

یکی از مهم‌ترین منابع عدم قطعیت در مهندسی ژئوتکنیک ناهمگنی ذاتی پارامترهای خاک است. درصد اطمینان به پارامترهای خاک مورد استفاده در مسائل ژئوتکنیک نیز تحت تأثیر مجموعه‌ای از عدم قطعیت‌ها قرار دارد. وجود این عدم قطعیت‌ها در پارامترهای خاک و تأثیر قابل توجه آن‌ها بر مسائل ژئوتکنیکی از زمان‌های پیشین مورد بررسی قرار گرفته است [۱]. یکی از تأثیرات مهم عدم قطعیت در پارامترهای خاک، تأثیر آن بر روی امواج لرزه‌ای در هنگام وقوع زلزله است.

امروزه از زلزله به عنوان یکی از مخرب‌ترین عوامل طبیعی که باعث تخریب سازه‌های ساخت دست بشر می‌گردد نام برده می‌شود. اگرچه در مورد علل اصلی ایجاد زلزله فرضیات مختلفی وجود داشته و هنوز قطعیت آن‌ها به اثبات نرسیده است ولی با پیشرفت علم و به ویژه علوم مهندسی راه و ساختمان و مهندسی زلزله با ثبت حرکات لرزه‌ای زمین در اثر زلزله‌های به وجود آمده و بررسی خرابی‌های ایجاد شده در سازه‌های مختلف اطلاعات زیادی در مورد چگونگی عملکرد امواج زلزله، نحوه رفتار سازه‌ها در برابر زلزله و راه‌های پیشگیری و یا کاهش خسارات ناشی از زلزله در دسترس است که با وقوع زلزله‌های جدیدتر و نیز از طریق انجام پروژه‌های تحقیقاتی در زمینه مهندسی زلزله بر حجم و دقت این اطلاعات همواره افزوده می‌گردد.

در هنگام وقوع زلزله، امواج زلزله با دور شدن از کانون زلزله و عبور از لایه‌های مختلف خاک دچار تغییراتی می‌شوند که عوامل منجر به این تغییرات مرتبط با کانون زلزله تحت عنوان تأثیر مسیر و عوامل منجر به این تغییرات مرتبط با لایه‌های خاک واقع بر سنگ بستر تحت عنوان تأثیر ساختگاه شناخته می‌شوند که یکی از این عوامل به علت وجود ناهمگنی و عدم قطعیت در پارامترهای خاک است [۲].

به همین جهت در چند دهه اخیر مسئله تأثیر ساختگاه بر حرکات لرزه‌ای زمین مورد توجه دانشمندان و محققین قرار گرفته است. آنان با بررسی آثار ایجاد شده در اثر امواج زلزله در نقاط مختلف یک ساختگاه و همچنین شرایط لایه‌های آبرفتی محل، تأثیر ساختگاه را در تغییر خصوصیات مختلف امواج زلزله مورد ارزیابی قرار می‌دهند. این بررسی‌ها تا به امروز ادامه داشته و پس از وقوع زلزله‌های جدید در نقاط مختلف دنیا تحقیقات زیادی در ارتباط با چگونگی تأثیر ساختگاه بر شدت این زلزله‌ها صورت می‌گیرد. از طرفی دیگر در بیشتر ساختگاه‌ها، مشخصات خاک و پارامترهایی که پاسخ دینامیکی خاک را کنترل می‌کنند با اطمینان مشخص نمی‌شوند و یک تجزیه و تحلیل واحد اجازه ارزیابی عدم قطعیت پارامترهای ژئوتکنیکی را نمی‌دهد. روش‌های قابلیت اطمینان زیادی وجود دارد که این روش‌ها امکان در نظرگیری اثر عدم قطعیت موجود در پارامترهای ژئوتکنیکی که پاسخ دینامیکی خاک را کنترل می‌کنند را دارا می‌باشند که یکی از این روش‌ها شبیه‌سازی مونت کارلو است. از همین رو در این مطالعه سعی شده است تا با استفاده از شبیه‌سازی مونت کارلو اثر عدم قطعیت پارامترهای خاک بر روی تحلیل دینامیکی پاسخ زمین در نظر گرفته شود که این روش در فصول بعد توضیح داده خواهد شد.

۲-۱ ضرورت انجام تحقیق

همان‌طور که در بخش قبلی عنوان شد یکی از عواملی که منجر به تغییرات امواج زلزله با عبور از لایه‌های مختلف خاک می‌شود ناهمگنی و عدم قطعیت در پارامترهای خاک لایه‌های واقع بر سنگ بستر است که نشان‌دهنده اهمیت در نظر گرفتن تغییرات مکانی پارامترهای خاک است. از طرفی دیگر در اکثر مطالعات پیشین بر روی تحلیل دینامیکی پاسخ زمین، عدم قطعیت پارامترهای خاک در نظر گرفته نشده بود و پارامترهای خاک مؤثر بر روی تحلیل دینامیکی پاسخ زمین به صورت یک مقدار ثابت و میانگین در مدل‌سازی‌های دینامیکی در نظر گرفته شده بود و باعث افزایش میزان خطا در نتایج تحلیل‌های دینامیکی پاسخ زمین شده بود. به همین جهت در این مطالعه سعی شده است تا با در نظر گرفتن عدم قطعیت و تغییرات مکانی پارامترهای خاک مؤثر بر روی تحلیل دینامیکی پاسخ زمین، اثر ناهمگنی و عدم قطعیت پارامترهای خاک لایه‌های واقع بر سنگ بستر بر روی پاسخ دینامیکی زمین در نظر گرفته شود.

۳-۱ اهداف

همان‌طور که در بخش‌های قبلی نیز به آن اشاره گردید، تأثیر ساختگاه بر روی امواج لرزه‌ای که همواره با موارد گوناگون عدم قطعیت در پارامترهای مقاومتی خاک که از نقطه‌ای به نقطه‌ای دیگر تغییر می‌کنند همراه است بایستی در تحلیل‌های دینامیکی پاسخ خاک مورد توجه و بررسی قرار گیرد. در این شرایط هنگامی که یک پروفیل ناهمگن خاک تحت امواج لرزه‌ای قرار می‌گیرد به علت عدم قطعیت در پارامترهای خاک پاسخ دینامیکی پروفیل خاک را نمی‌توان با استفاده از روابط صریح محاسبه و تحلیل نمود، به همین جهت می‌توان از روش‌های احتمالاتی نظیر روش شبیه‌سازی مونت کارلو به منظور در نظر گرفتن ناهمگنی و عدم قطعیت موجود در پارامترهای خاک بر روی پاسخ دینامیکی ساختگاه استفاده کرد؛ بنابراین هدف اصلی در انجام این تحقیق بررسی تأثیر عدم قطعیت پارامترهای خاک که دارای تغییرپذیری مکانی می‌باشند بر روی تحلیل دینامیکی پاسخ زمین است. در این پایان‌نامه سعی خواهد شد تا با در نظر گرفتن توزیع تصادفی پاره‌ای از پارامترهای مربوط به خصوصیات دینامیکی خاک با استفاده از تئوری میدان تصادفی و استفاده از روش شبیه‌سازی مونت کارلو که به عنوان یکی از مهم‌ترین روش‌های قابلیت اطمینان پاسخ زمین شناخته می‌شود، تأثیر عدم قطعیت و تغییرپذیری مکانی این پارامترها بر روی ضریب بزرگنمایی حداکثر شتاب زمین و همچنین بر روی طیف پاسخ شتاب سطح پروفیل خاک مشخص شود.

۴-۱ معرفی فصل‌های پایان‌نامه

به‌منظور تحلیل و بررسی مواردی که در بخش‌های قبلی به آن اشاره شد پایان‌نامه حاضر به ۵ فصل تقسیم‌بندی شده است و عناوین این فصول به‌صورت زیر است:

فصل اول این پایان‌نامه شامل مقدمه، اهداف و روش‌های انجام تحقیق و معرفی فصول پایان‌نامه است. فصل دوم این پایان‌نامه به بررسی ادبیات فنی و مروری بر کارهای گذشته انجام‌شده در زمینه عدم قطعیت در مهندسی ژئوتکنیک و تحلیل دینامیکی پاسخ زمین می‌پردازد، در این فصل ابتدا به بررسی منابع اصلی عدم قطعیت در مهندسی ژئوتکنیک و تحقیقات انجام‌شده توسط دانشمندان و محققین در این زمینه پرداخته‌شده است. سپس مفاهیم اولیه آمار و احتمال به‌کاررفته در این تحقیق توضیح داده‌شده است و در انتها روش‌های قابلیت اطمینان پاسخ لرزه‌ای زمین و مطالعات انجام‌شده توسط محققین قبلی در این زمینه موردبررسی قرارگرفته است.

در فصل سوم ابتدا به بررسی پارامترهای مؤثر در توصیف آماری تغییرپذیری مکانی خصوصیات خاک پرداخته می‌شود. سپس تئوری میدان تصادفی و کاربرد آن در مهندسی ژئوتکنیک بررسی می‌شود و همچنین ساختار همبستگی پارامترهای خاک و مشخصه‌های احتمالاتی لازم جهت تولید میدان تصادفی یک خصوصیات خاک شرح داده می‌شود. سپس روش‌های تولید میدان تصادفی و روش مورداستفاده در این تحقیق به‌طور کامل تشریح می‌شود و در انتها روش شبیه‌سازی مونت کارلو شرح داده‌شده است.

در فصل چهارم در ابتدا انواع روش‌های تحلیل دینامیکی یک‌بعدی و دوبعدی پاسخ زمین شرح داده‌شده و با یکدیگر مقایسه می‌گردد و مزایا و معایب این روش‌ها بررسی می‌گردد. سپس تأثیر شتاب حداکثر سنگ بستر بر شتاب بیشینه سطح زمین بررسی می‌گردد.

در فصل پنجم به بررسی نحوه مدل‌سازی دینامیکی یک پروفیل خاک تحت تأثیر زلزله‌های ورودی دور و نزدیک مختلف در نرم‌افزار FLAC و تأثیر ناهمگنی و تغییرپذیری مکانی پارامترهای خاک بر روی پاسخ دینامیکی پروفیل خاک پرداخته می‌شود. در این فصل تحلیل پاسخ دینامیکی پروفیل خاک در دو حالت یقینی و تصادفی صورت گرفته و نتایج تحلیل‌های آماری و نتایج حقیقی سازی‌های مونت کارلو در انتهای فصل ارائه‌شده است.

و در انتها در فصل ششم به جمع‌بندی و نتیجه‌گیری در خصوص موضوع مورد مطالعه پرداخته و در ادامه پیشنهادهایی در ارتباط با ادامه مطالعات در آینده ذکر شده است.

فصل ۲ مروری بر مطالعات گذشته در زمینه عدم قطعیت در مهندسی ژئوتکنیک و تحلیل لرزه ای پاسخ زمین

۲-۱ مقدمه

تعداد زیادی از پارامترهای مورد استفاده در تحلیل‌های ژئوتکنیکی، به‌ویژه پارامترهای مکانیکی خاک، به‌صورت ذاتی ناهمگن و متغیر هستند [۳].

در هنگام تحلیل و مواجهه با مسائلی که در مهندسی ژئوتکنیک دارای عدم قطعیت می‌باشند، در نظر گرفتن عدم قطعیت اجتناب‌ناپذیر است. مهندسین ژئوتکنیک سعی می‌کنند تا این عدم قطعیت را تا حد امکان کاهش دهند، اما درنهایت با این عدم قطعیت مواجه می‌شوند. مهندسین ژئوتکنیک سعی دارند تا با انتخاب منطقی پارامترهای دارای عدم قطعیت، عدم قطعیت موجود را در نظر بگیرند.

در مقیاس کوچک^۱ خاک‌ها به‌صورت چند فازي هستند که شامل مواد معدنی، آب، گازها و سایر مایعات غیرقابل اختلاط، یون‌ها و میکروارگانیزم‌ها می‌باشند. در مقیاس بزرگ^۲، ناهمگنی خاک تغییرات مکانی خاک حاصل از فرایندهای زمین‌شناسی که در شکل‌گیری خاک دخالت دارند، نظیر ته‌نشینی، هوازگی فیزیکی، شیمیایی و بیولوژیکی، خشک‌شدگی^۳، تحکیم، سیمانی شدن، آبشویی و غیره را نشان می‌دهد [۴].

اگر عدم قطعیت در مدل‌ها و پارامترهای ورودی برای حل یک مسئله ویژه به‌صورت کیفی مشخص شده باشد، مهندس ژئوتکنیک برای ارزیابی عدم قطعیت در خروجی‌ها ابزارهای گوناگونی در دسترس دارد. ابزارهای عملی بسیار رایج برای مواجهه با عدم قطعیت در مهندسی ژئوتکنیک عبارت‌اند از روش واقعی سازی مونت کارلو، روش ممان دوم مرتبه اول^۴ و روش‌های اعتباری مرتبه اول^۵ و دوم^۶. هرچند هرکدام از این روش‌ها مزیت‌ها و معایبی دارند ولی روش‌های بسیار پیچیده، اغلب اطلاعات بسیار مفیدی را در مورد نتایج احتمالی یک مسئله ارائه می‌دهند [۵].

۲-۲ منابع اصلی عدم قطعیت در مهندسی ژئوتکنیک

ویژگی‌های خاک در لایه‌هایی که همگن نامیده می‌شوند از نقطه‌ای به نقطه دیگر تغییر می‌کنند. تغییرپذیری ویژگی‌های اندازه‌گیری شده خاک در این لایه‌ها ناشی از منابع مختلفی هست. سه منبع اصلی عدم قطعیت در ژئوتکنیک تغییرپذیری مکانی ذاتی خاک، خطاهای اندازه‌گیری و عدم قطعیت انتقالی است [۶] که در ادامه توضیح داده خواهند شد (شکل ۲-۱).

^۱ Micro scale

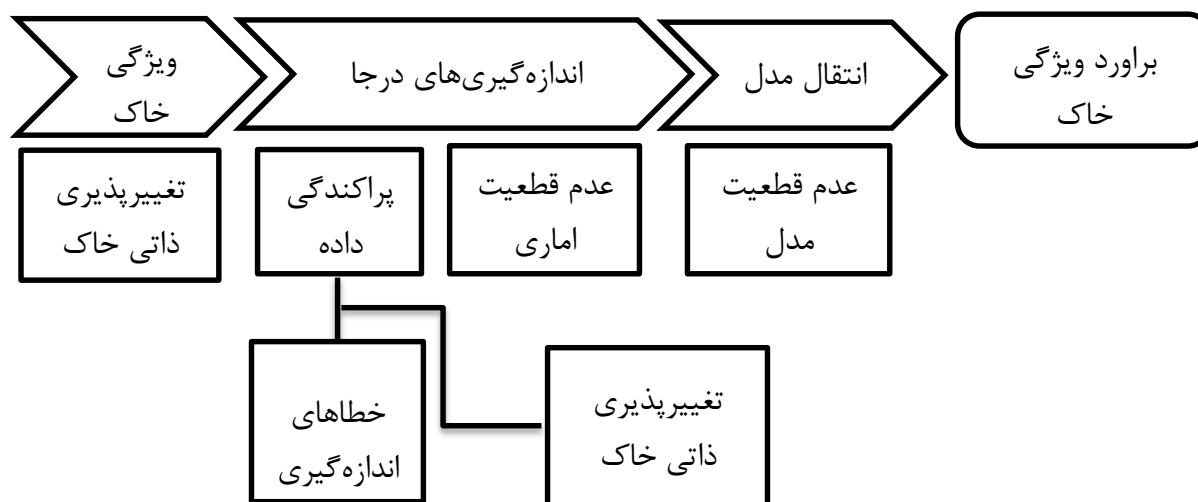
^۲ Macro scale

^۳ Desiccation

^۴ First Order-Second Moment (FOSM)

^۵ First Order Reliability Method

^۶ Second Order Reliability Method



شکل ۱-۲ عدم قطعیت‌ها در تخمین ویژگی‌های خاک [۷]

۱-۲-۲ تغییرپذیری مکانی ذاتی خاک

تغییرپذیری مکانی ذاتی، حاصل از فرایندهای زمین‌شناسی است که به‌طور پیوسته توده خاک درجا را تغییر می‌دهند که به این فرایندها در بخش قبلی اشاره شد [۸]. تغییرپذیری مکانی ذاتی باعث به وجود آمدن عدم قطعیت اجتناب‌ناپذیری در مسائل ژئوتکنیکی می‌شود [۹]. علاوه بر این، تغییرپذیری مکانی ذاتی خاک باعث می‌شود تا سیستم خاک پاسخ غیرقابل‌پیش‌بینی را ارائه دهد و منجر به پیشامدهای ناخواسته‌ای می‌شود.

۲-۲-۲ خطاهای اندازه‌گیری

خطاهای اندازه‌گیری ناشی از تجهیزات، کاربر، روند آزمایش و اثرهای آزمایش‌های تصادفی است که دومین عامل مهم در تغییرپذیری خاک هست. اندازه‌گیری‌های درجا، تحت تأثیر عدم قطعیت آماری یا خطای نمونه‌برداری قرار گرفته‌اند که ناشی از مقادیر محدود اطلاعات هستند. این عدم قطعیت را می‌توان با گرفتن نمونه‌های بیشتر به حداقل رساند، اما معمولاً در این زمان در خطای اندازه‌گیری گنجانده شده است [۱۰].

این دو منبع تغییرپذیری (تغییرپذیری ذاتی و خطاهای اندازه‌گیری) را می‌توان باهم به‌عنوان منبع پراکندگی داده‌ها توصیف کرد.

۳-۲-۲ عدم قطعیت انتقالی

منبع سوم عدم قطعیت زمانی معرفی می‌شود که اندازه‌گیری‌های صحرایی یا آزمایشگاهی به خصوصیات خاک طراحی با استفاده از مدل‌های تجربی یا همبستگی تبدیل شوند [۶].

در این مطالعه مهم‌ترین منبع عدم قطعیت ویژگی‌های خاک یعنی تغییرپذیری مکانی ذاتی خاک در نظر گرفته شده است. عدم قطعیت ذاتی در ویژگی‌های خاک طبیعی توسط محققین بسیاری بررسی شده است و محققین زیادی تلاش کردند تا پاسخ کلی سیستم خاک را در مسائل مختلف مهندسی ژئوتکنیک با در نظر گرفتن عدم قطعیت موجود در خاک پیش‌بینی کنند که در زمینه پارامترهای مقاومتی خاک می‌توان به موارد زیر اشاره کرد:

Fenton و griffith [۱۱]، fenton و griffith و huang [۱۲]، zhu و دیگران [۱۳]، kasama و whittle [۱۴]، chauhan و دیگران [۱۵]، Christodoulou و Pantelidis [۱۶]، Zhang و دیگران [۱۷].

در ادامه مفاهیم اولیه آمار و احتمال به‌کاررفته در این تحقیق بیان خواهد شد که این مفاهیم کاربرد قابل‌توجهی در تئوری میدان تصادفی که در فصل سوم توضیح داده خواهد شد، دارد.

۳-۲ مفاهیم اولیه آمار و احتمالات

۳-۲-۱ مقدمه

اساس روش‌های ارزیابی قابلیت اطمینان بر پایه‌ی روش‌های آمار و احتمالاتی استوار است [۱۸]. بدین منظور در این بخش، مفاهیم اولیه آمار و احتمالات بکار گرفته شده در این مطالعه برای فهم روش‌های مختلف ارزیابی قابلیت اطمینان ارائه شده شرح داده شده است.

۳-۲-۲ متغیر تصادفی

هر پارامتر یا ویژگی که نتوان مقدار دقیق آن را مشخص کرد و تغییرپذیر باشد متغیر تصادفی نامیده می‌شود.

۳-۳-۲ میانگین متغیر تصادفی x

میانگین (گشتاور اول) متغیر تصادفی x طبق رابطه‌ی زیر تعیین می‌شود:

$$\mu(x) = \left(\frac{1}{n}\right) \sum_{i=1}^n x_i \quad (۱-۲)$$

که در این رابطه n تعداد متغیرهای تصادفی و x_i متغیر تصادفی i ام است که $i=1,2,\dots,n$ است.

۲-۳-۴ انحراف استاندارد متغیر تصادفی x

انحراف استاندارد معرف میزان پراکندگی داده‌ها از مقدار میانگین هست و طبق رابطه‌ی زیر تعریف می‌شود:

$$\sigma(x) = \sqrt{\left(\frac{1}{n-1}\right) \sum_{i=1}^n (x_i - \mu(x))^2} \quad (2-2)$$

که در رابطه فوق، μ میانگین متغیر تصادفی x_i است که $i=1,2,\dots,n$ می باشد

۲-۳-۵ واریانس

واریانس به صورت مربع انحراف استاندارد تعریف می‌شود:

$$VAR = \sigma^2 \quad (3-2)$$

که در رابطه فوق، σ انحراف استاندارد متغیر تصادفی است.

۲-۳-۶ متغیر تصادفی مستقل

دو متغیر تصادفی x و y را مستقل^۱ گویند هرگاه وقوع یکی در وقوع دیگری تأثیر نداشته باشد.

۲-۳-۷ تابع چگالی احتمال^۲

متغیر تصادفی پیوسته x را در نظر بگیرید. توزیع احتمال یا تابع چگالی احتمال متغیر x تابعی مانند $f(x)$ بوده به گونه‌ای که به ازای هر دو عدد a و b که a کوچک‌تر یا مساوی b باشد، داشته باشیم:

$$P(a \leq x \leq b) = \int_a^b f_x(x) dx \quad (4-2)$$

مقدار فوق نشان‌دهنده احتمال اینکه x در بازه (a, b) قرار بگیرد است که برابر با مساحت بالای این بازه و زیر منحنی تابع چگالی است.

تابع چگالی احتمال $f(x)$ بایستی در دو شرط زیر صدق کند:

(۱) مقدار $f(x)$ به ازای کلیه‌ی مقادیر محتمل برای متغیر تصادفی x همواره بزرگتر یا مساوی صفر است.

(۲) مساحت سطح زیر تابع چگالی احتمال همواره برابر با یک است به عبارتی:

$$\int_{-\infty}^{+\infty} f_x(x) dx = 1 \quad (5-2)$$

^۱ independent

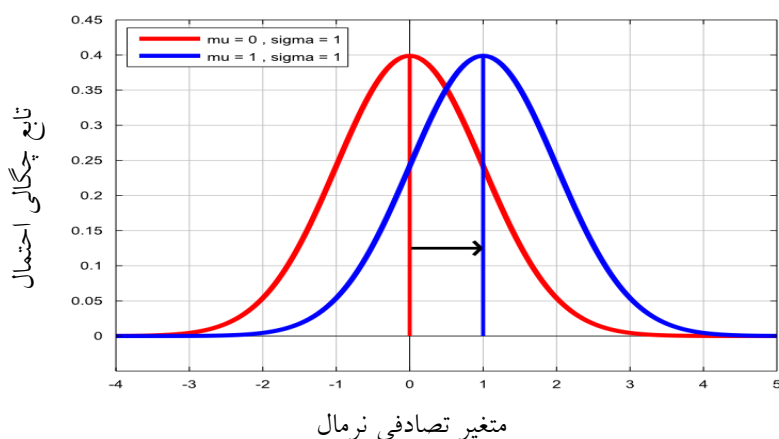
^۲ Probability Density Function

۲-۳-۸ تابع توزیع نرمال (گوسی)

تابع توزیع نرمال^۱ یا گاوسی نخستین بار توسط کارل فردریش گاوس^۲ پیشنهاد شده است که از مهم‌ترین توابعی است که در مباحث آمار و احتمالات مورد بررسی قرار می‌گیرد چرا که به تجربه ثابت شده است که در دنیای اطراف ما توزیع بسیاری از متغیرهای طبیعی از همین تابع پیروی می‌کنند. علت نام‌گذاری و همچنین اهمیت این توزیع، همخوانی بسیاری از مقادیر حاصل‌شده، هنگام نوسان‌های طبیعی و فیزیکی پیرامون یک مقدار ثابت با مقادیر حاصل از این توزیع است. منحنی رفتار این تابع تا حد زیادی شبیه به زنگوله است. اکثر پارامترهای ژئوتکنیکی دارای تابع توزیع نرمال هستند. تابع چگالی احتمال توزیع نرمال به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$f(x; \mu, \sigma^2) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2\right) \quad -\infty \leq x \leq +\infty \quad (۲-۶)$$

که در این رابطه μ میانگین متغیر تصادفی نرمال x و σ انحراف استاندارد آن است. شکل ۲-۲ و شکل ۲-۳ به ترتیب نحوه تغییرات منحنی تابع چگالی نرمال در اثر تغییر در میانگین و انحراف استاندارد را نشان می‌دهند.

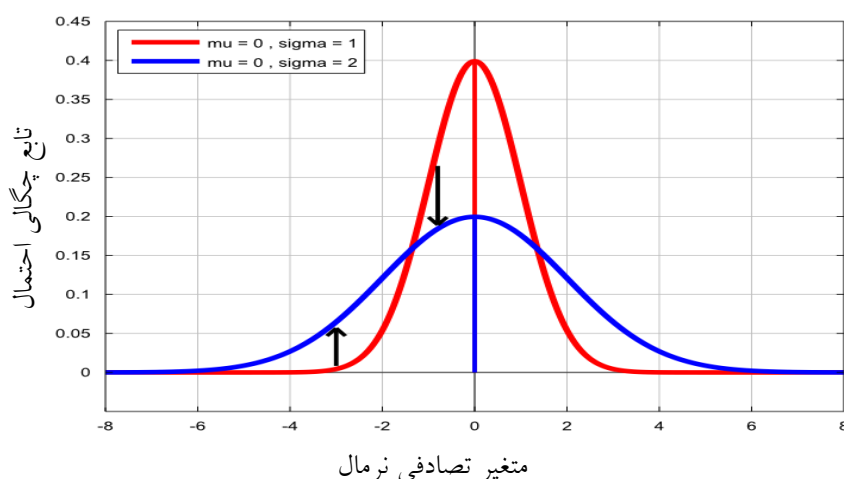


شکل ۲-۲ دو متغیر تصادفی با میانگین متفاوت و انحراف استاندارد یکسان

[۱۸]

^۱ Normal Distribution Function

^۲ Carl Friedrich Gauss



شکل ۳-۲ دو متغیر تصادفی با میانگین یکسان و انحراف استاندارد متفاوت [۱۸]

۳-۲-۹ تابع توزیع لوگ نرمال

در مبانی آمار و احتمال توزیع لوگ نرمال به عنوان یک توزیع پیوسته برای بیان رفتار بعضی از پدیده‌های احتمالی به کار می‌رود. متغیر تصادفی پیوسته x دارای تابع چگالی احتمال لوگ نرمال است هرگاه متغیر تصادفی $Y = \ln(x)$ دارای تابع توزیع نرمال با پارامترهای $\mu_{\ln(x)}$ و $\sigma_{\ln(x)}^2$ باشد. در این صورت تابع چگالی احتمال x برابر خواهد بود با:

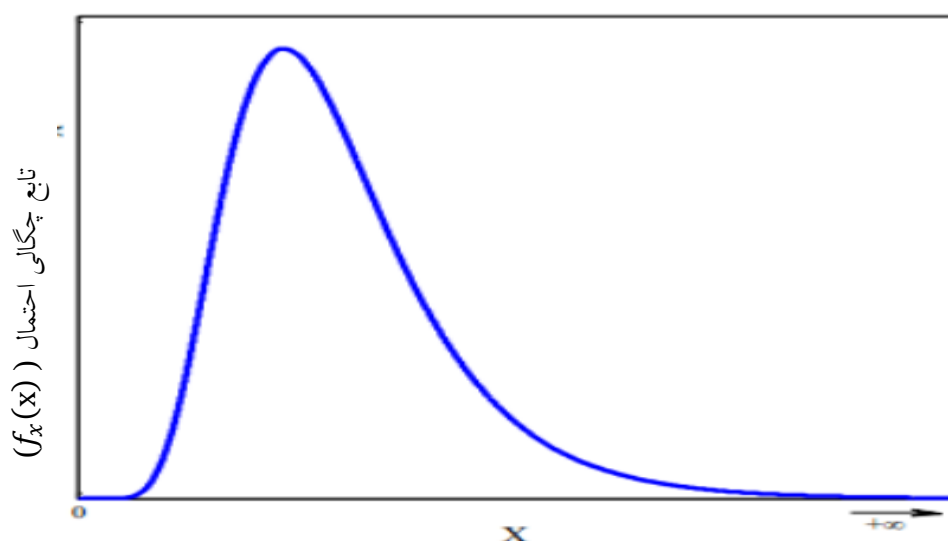
$$f_x(x) = \begin{cases} \frac{1}{x\sqrt{2\pi}} \exp\left(-0.5(\ln(x) - \mu_{\ln(x)})^2\right) & x \geq 0 \\ 0 & x \leq 0 \end{cases} \quad (۷-۲)$$

و $\mu_{\ln(x)}$ و $\sigma_{\ln(x)}^2$ نیز به ترتیب با استفاده از روابط زیر به دست می‌آید:

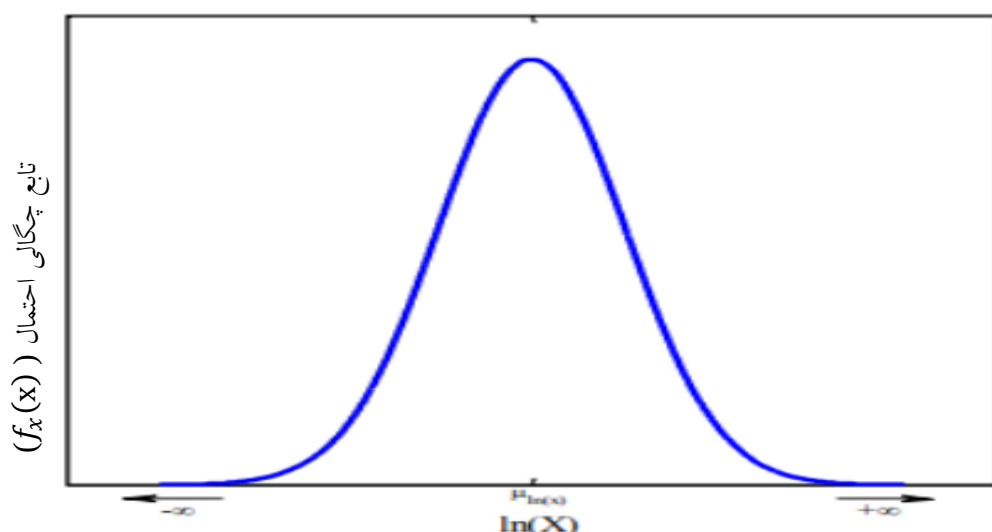
$$\sigma_{\ln(x)}^2 = \ln\left(1 + \frac{\sigma^2}{\mu^2}\right) \quad (۸-۲)$$

$$\mu_{\ln(x)} = \ln(\mu) - \frac{1}{2}\sigma_{\ln(x)}^2 \quad (۹-۲)$$

شمای کلی منحنی تابع چگالی احتمال متغیر تصادفی لوگ نرمال x و متغیر تصادفی نرمال $Y = \ln x$ به ترتیب در شکل ۳-۴ و شکل ۳-۵ نمایش داده شده‌اند.



شکل ۲-۴ تابع توزیع متغیر تصادفی X [۱۸]



شکل ۲-۵ تابع توزیع متغیر تصادفی $Y = \ln(X)$ [۱۸]

۲-۳-۱۰ متغیر نرمال استاندارد

هر متغیر X را می‌توان با تبدیل زیر به متغیر نرمال استاندارد^۱ تبدیل کرد:

$$\xi = \frac{x_i - \mu_{x_i}}{\sigma_{x_i}} \quad (۱۰-۲)$$

که در رابطه فوق، ξ متغیر نرمال استاندارد است که یک متغیر تصادفی و دارای میانگین صفر و انحراف استاندارد واحد است و تابع توزیع آن به صورت زیر نمایش داده می‌شود:

$$f(\xi) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{1}{2}\xi^2\right) \quad -\infty \leq \xi \leq +\infty \quad (۱۱-۲)$$

^۱ Standard normal variable

۲-۴ روش‌های قابلیت اطمینان برای تحلیل پاسخ لرزه‌ای زمین

بر اساس عدم قطعیت ویژگی‌های خاک

تحلیل پاسخ ساختگاه یک روش مهم برای شبیه‌سازی امواج لرزه‌ای است که با عبور از لایه‌های خاک محلی از سنگ‌بستر به سطح زمین می‌رسند. پاسخ ساختگاه تابعی از پروفیل خاک است و توزیع احتمالاتی پروفیل خاک در پاسخ لرزه‌ای ساختگاه تأثیر بسزایی دارد. در بیشتر ساختگاه‌ها، ویژگی‌های خاک محل مانند لایه‌بندی، سرعت موج برشی (V_s)، منحنی‌های میرایی و کاهش مدول برشی پاسخ دینامیکی خاک را کنترل می‌کنند و تأثیر قابل توجهی بر لرزش زمین دارند [۱۹].

مطالعات پیشین برای ارزیابی پاسخ خاک با در نظر گرفتن ویژگی‌های خاک انجام شده بود. با فرض مقادیر ثابت برای هر دو مدول برشی و ضریب میرایی یک خاک، seed و idriss [۲۰] یک تجزیه و تحلیل مناسب برای برآورد پاسخ سطح در طول زمین‌لرزه‌ها ارائه کردند. بر اساس مقایسه آزمون‌های آزمایشگاهی و تجربی، seed و همکاران [۲۱] مدل‌های عددی برای رابطه بین منحنی‌های کاهش مدول برشی غیرخطی و افزایش میرایی مصالح برای خاک‌های ماسه‌ای و شنی پیشنهاد دادند. تأثیر خصوصیات دینامیکی غیرخطی خاک نیز در برخی مطالعات بررسی شده بود که از آن جمله می‌توان به تحقیقات darendeli [۲۲] در این زمینه اشاره کرد. Tran و همکاران [۱۹] در سال ۲۰۱۸ اثر تغییرات احتمالاتی خصوصیات خاک مانند لایه‌بندی، سرعت موج برشی (V_s)، منحنی‌های میرایی و کاهش مدول برشی را بر روی پاسخ دینامیکی ساختگاه بررسی کردند.

در مهندسی زلزله، معمولاً هیچ داده‌ای در مورد متغیرهای تصادفی مانند ضخامت لایه، سرعت موج برشی (V_s)، چگالی و مدول برشی به علت آنچه که در مورد عدم قطعیت خصوصیات و ویژگی‌های خاک در بخش ۲-۲ بیان شد، در دسترس نیست؛ بنابراین لازم و ضروری است که یک روش شبیه‌سازی برای فرایندهای عدم قطعیت ایجاد شود.

روش‌های قابلیت اطمینانی برای تحلیل پاسخ زمین وجود دارند که بر اساس عدم قطعیت ویژگی‌های خاک است و ریاضی‌دانان و مهندسان در گذشته به آن پرداخته‌اند که این روش‌ها را می‌توان به پنج دسته زیر تقسیم‌بندی کرد:

- ۱- شبیه‌سازی مونت کارلو^۱ (MCs)
- ۲- روش‌های مبتنی بر اجزای محدود
- ۳- تئوری ارتعاش تصادفی (RVT)
- ۴- روش‌های ارزیابی تقریبی
- ۵- روش زمین‌آماري.

^۱ Monte Carlo simulations

۲-۴-۱ روش شبیه‌سازی مونت کارلو

یکی از مهم‌ترین روش‌ها در مسائلی که بر اساس عدم قطعیت ویژگی‌های خاک هستند کاربرد دارد، روش مونت کارلو است. روش مونت کارلو، روشی بسیار قدرتمند و انعطاف‌پذیر است و می‌تواند برای طیف وسیعی از مسائل به کار رود. همچنین استفاده از آن بسیار ساده است و اگر شبیه‌سازی به‌اندازه کافی انجام شود، می‌تواند بسیار دقیق باشد. در روش مونت کارلو، نمونه‌هایی از متغیرهای ورودی احتمالاتی تولید می‌شوند و ترکیب تصادفی آن‌ها برای انجام تعدادی محاسبات قطعی استفاده می‌شود. سپس اطلاعات در مورد توزیع و گشتاورهای متغیر پاسخ از شبیه‌سازی‌های حاصل به دست می‌آید. شبیه‌سازی مونت کارلو را می‌توان در مسائل موجود و بدون اصلاح استفاده کرد. در نتیجه آن‌ها برای تحلیل روش اجزای محدود تصادفی (RFEM) محبوب هستند و می‌توانند در ترکیب با روش اجزای محدود تصادفی برای تحلیل مسائلی که در آن‌ها ویژگی‌های خاک دارای عدم قطعیت است، استفاده شوند [۲۳].

این روش در عین حال که مزیت‌هایی دارد، معایبی نیز دارد به‌عنوان مثال در این روش ممکن است بین ۱۰۰۰۰ تا ۱۰۰۰۰۰ شبیه‌سازی نیاز باشد تا که بتواند به‌اندازه کافی یک‌راه حل قطعی را نشان دهد، به همین دلیل از این روش به‌عنوان یک روش گران و زمان‌بر یاد می‌شود. این روش در فصل سوم به‌طور کامل‌تری توضیح داده خواهد شد. بعضی از تحقیقات اخیر در رابطه با این روش در ادامه آمده است:

Rathod و همکاران [۲۴] از شبیه‌سازی مونت کارلو برای مدل‌سازی عدم قطعیت‌های مختلف خاک در پارامترهای ورودی استفاده کردند. عدم قطعیت‌ها شامل حرکات لرزه‌ای ورودی، سرعت موج برشی و ضخامت لایه خاک در تحلیل‌ها بودند.

rota و همکاران [۲۵] یک روش کاملاً احتمالاتی را برای برآورد تشدید ساختگاه در اثر حرکت لرزه‌ای زمین پیشنهاد کردند و آن را به مطالعه موردی در سایت آنکونا^۱ در مرکز ایتالیا اعمال کردند. این تحقیق به آن‌ها اجازه می‌داد تا با استفاده از روش مونت کارلو عدم قطعیت را در پارامترهای دینامیکی و در تعریف مدل خاک در نظر بگیرند.

Tarque و همکاران [۲۶] از شبیه‌سازی مونت کارلو برای تجزیه و تحلیل یک‌بعدی پاسخ زمین در ساختگاهی واقع در کلیسای سن فیلیس^۲ در ایتالیا استفاده کردند.

Lopez و modaressi [۲۷] با استفاده از شبیه‌سازی مونت کارلو اثر تصادفی بودن پارامترهای خاک و حرکت لرزه‌ای ورودی را بر روی پاسخ لرزه‌ای یک پروفیل خاک ماسه‌ای بررسی کردند؛ آن‌ها در تحقیقات خود توجه ویژه‌ای به تخمین میزان تاثیر پارامترهای ورودی مدل بر روی احتمال وقوع روانگرایی و پاسخ لرزه‌ای سطح کرده بودند.

^۱ Ancona

^۲ San Felice

۲-۴-۲ روش‌هایی بر اساس اجزای محدود

روش اجزای محدود^۱ یک روش عددی برای حل مسائل مختلف از جمله مسائل ژئوتکنیکی است. در این روش تمامی پارامترهای مورد استفاده به صورت ثابت در نظر گرفته می‌شوند ولی همان‌طور که گفته شد به دلیل عدم قطعیت در پارامترهای خاک مهندسان و محققین تلاش کردند تا با توسعه روش المان محدود و جایگزین کردن متغیرهای ژئوتکنیکی ثابت با متغیرهای ژئوتکنیکی تصادفی به دلیل عدم قطعیت پارامترهای خاک، روش المان محدود تصادفی را ایجاد کنند. این روش‌ها به دودسته کلی روش اجزای محدود stochastic^۲ (SFEM) و روش اجزای محدود random^۳ (RFEM) تقسیم می‌شوند.

۲-۴-۲-۱ روش اجزای محدود stochastic (SFEM)

روش اجزای محدود stochastic (SFEM) در واقع گسترش روش المان محدود در چارچوب تصادفی است، به عبارت دیگر مسائل دینامیکی و استاتیکی را که در آن‌ها خصوصیات مکانیکی، هندسی و یا بارگذاری در خاک را که به صورت تصادفی هستند حل می‌کند.

توسعه اخیر روش‌های SFEM یک چارچوب منطقی برای تجزیه و تحلیل سیستم‌های دارای عدم قطعیت پیچیده که در معرض محرک‌های تصادفی هستند را فراهم می‌کند. اصطلاح SFEM اغلب برای نشان دادن کاربرد روش‌های اجزا محدود برای تجزیه و تحلیل سیستم‌های با عدم قطعیت پارامتری، خواه ورودی‌ها به صورت تصادفی باشند یا نباشند به کار می‌رود [۲۸]. برخی از تحقیقات محققین در گذشته با استفاده از این روش در زیر شرح داده شده است:

Rahman و yeh [۲۸] از روش اجزای محدود stochastic جهت تحلیل پاسخ لرزه‌ای خاک استفاده کردند، آن‌ها در این مطالعه تغییرپذیری مکانی مدول برشی خاک را از طریق یک مدل میدان تصادفی توصیف کردند و حرکات لرزه‌ای زمین را به عنوان یک فرایند تصادفی تلقی کردند.

Schevenels و همکاران [۲۹] از روش SFEM، در یک لایه نازک ترکیبی استفاده کردند تا اثر تغییرات (مقیاس کوچک) مدول برشی دینامیکی را بر روی تابع گرین یک خاک متورم شده در سطح مطالعه کنند. روش آن‌ها بر اساس راه حل تحلیلی معادله موج برای یک لایه همگن و یک لایه نیمه همگن بود.

۲-۴-۲-۲ روش اجزای محدود random (RFEM)

روش اجزای محدود random (RFEM) یک روش کلی و قدرتمند در مهندسی ژئوتکنیک است که پارامترهای دارای عدم قطعیت خاک را که از نظر مکانی تغییرپذیر و تصادفی می‌باشند و همچنین همبستگی مکانی بین این پارامترها را در نظر می‌گیرد [۱۱]. روش اجزای محدود random (RFEM)

^۱ Finite element method

^۲ Stochastic finite element method

^۳ Random finite element method

روشی است که تحلیل اجزای محدود الاستوپلاستیک را با تئوری میدان تصادفی ترکیب می‌کند که تئوری میدان تصادفی به‌طور کامل در فصل سوم توضیح داده خواهد شد.

به‌طور معمول این روش در ترکیب با روش مونت کارلو به کار می‌رود تا نتایج حاصل از تحلیل انجام‌شده دارای قابلیت اطمینان زیادی باشد.

محققین در گذشته از این روش در تحلیل لرزه‌ای پاسخ زمین استفاده کرده‌اند که مطالعات تعدادی از آن‌ها در زیر شرح داده شده است:

Lizarra و lai [۳۰] با استفاده از RFEM در ترکیب با روش شبیه‌سازی مونت کارلو، اثر تغییرات مکانی پارامترهای خاک را روی پاسخ لرزه‌ای یک سد خاکی بررسی کردند.

Haber و همکاران [۳۱] اثرات تغییرپذیری مکانی سرعت موج برشی (V_s) را با استفاده از تئوری میدان تصادفی بر روی تغییرپذیری مکانی حرکات سطحی زمین مورد بررسی قرار دادند.

Shi [۳۲] پاسخ لرزه‌ای یک سد را با استفاده از روش RFEM و با در نظر گرفتن عدم قطعیت پارامترهای مصالح سد و لایه خاکی در زیر سد بررسی کرده و با روش یقینی مقایسه کردند، مطالعه موردی آن‌ها سد Heitiejiao در کشور چین بود که تحت اثر زلزله تیآن‌جین^۱ قرار گرفته بود.

۲-۴-۳ تئوری ارتعاش تصادفی^۲

یک روش جایگزین برای تجزیه و تحلیل پاسخ معمول ساختگاه استفاده از روش تئوری ارتعاش تصادفی (RVT) است که در ادبیات لرزه‌شناسی مهندسی ارائه شده است [۳۳]. در این روش، حرکات ورودی دامنه زمانی مورد نیاز نیستند. در عوض، یک حرکت ورودی واحد به عنوان یک طیف دامنه فوری^۳ (FAS) مشخص شده است، طیف دامنه فوری (FAS) از طریق ستون خاک با استفاده از روش خطی معادل منتشر می‌شود. از تئوری ارتعاش تصادفی (RVT) برای پیش‌بینی پارامترهای مختلف حرکت زمین (شتاب حداکثر زمین، سرعت حداکثر زمین و شتاب طیفی) در سطح زمین استفاده می‌شود. با توجه به ماهیت تصادفی آن، تجزیه و تحلیل تئوری ارتعاش تصادفی (RVT) می‌تواند تخمین میانگین پاسخ ساختگاه را با یک تحلیل واحد و بدون حرکات ورودی دامنه زمانی فراهم کند؛ بنابراین تئوری ارتعاش تصادفی (RVT)، یک ابزار قوی برای تحلیل پاسخ ساختگاه است که می‌تواند برآوردهای سریع و دقیقی از حرکت سطحی زمین یا ضرایب تشدید در یک ساختگاه فراهم کند [۳۴].

تعدادی از محققین در گذشته از این روش جهت تحلیل قابلیت اعتماد پاسخ زمین استفاده کردند که تعدادی از مطالعات آن‌ها در این زمینه به صورت ذیل است.

Berkane و همکاران [۳۵] اثر تصادفی بودن یک لایه خاک رسوبی بر روی تغییرپذیری مکانی حرکات زمین را با استفاده از روش تئوری ارتعاش تصادفی (RVT) بررسی کردند.

^۱ tianjin

^۲ Random vibration theory

^۳ Fourier Amplitude Spectrum

Chi-Miranda و همکاران [۳۶] در سال ۲۰۱۷ یک مقایسه عددی بین تئوری ارتعاش تصادفی (RVT) و روش‌های مبتنی بر تاریخچه زمانی^۱ به‌منظور تحلیل خطی معادل پاسخ ساختگاه انجام دادند، درنهایت آن‌ها به این نتیجه رسیدند که روش تئوری ارتعاش تصادفی (RVT) می‌تواند منجر به صرفه‌جویی‌های محاسباتی قابل‌توجه در مقایسه با روش مرسوم مبتنی بر تاریخچه زمانی باشد.

۲-۴-۴ روش‌های ارزیابی تقریبی^۲

بیشتر روش‌های تقریبی نسخه اصلاح‌شده روش برآورد نقطه‌ای^۳ هستند، این روش که برای اولین بار توسط Rosenblueth [۳۷] در سال ۱۹۷۵ پیشنهادشده بود، گشتاورهای آماری را از تعداد کمی از محاسبات تخمین می‌زند که به دلیل سادگی و کاربردی بودن آن بسیار موردتوجه است. این روش توسط تعدادی از محققین به‌عنوان یک روش احتمالاتی در تحلیل قابلیت اطمینان پاسخ زمین مورد مطالعه قرار گرفته که تعدادی از آن‌ها در زیر شرح داده شده است.

Liyama و همکاران در سال ۲۰۱۹ [۳۸] از روش ارزیابی تقریبی به‌منظور برآورد تصادفی تشدید خاک تحت عدم قطعیت هندسه مرز لایه خاک استفاده کردند. آن‌ها در این مطالعه روش برآورد نقطه‌ای Rosenblueth را اصلاح کردند که از نظر زمان محاسباتی بسیار مؤثر بود و نشان دادند که روش پیشنهادی می‌تواند برآوردهای خوبی با تعداد بسیار کمی از محاسبات در مقایسه با روش مونت‌کارلو ارائه دهد.

Zhang و همکاران [۳۹] از روش ارزیابی تقریبی برای به دست آوردن میانگین و انحراف معیار تابع انتقال ساختگاه جهت پیش‌بینی حرکت متناوب تلفیقی زمین استفاده کردند.

۲-۴-۵ روش‌های زمین‌آماری^۴

یکی دیگر از روش‌های تحلیل قابلیت اطمینان پاسخ زمین روش‌های زمین‌آماری می‌باشند. تحلیل‌های زمین‌آماری ابزارهای قدرتمندی جهت به دست آوردن درک دقیقی از ویژگی‌های محدوده موردبررسی هستند. تحلیل‌های زمین‌آماری به برآورد مقدار پارامترهای نمونه در مکان‌های اندازه‌گیری نشده کمک می‌کنند [۴۰]. ماهیت روش‌های زمین‌آماری، شناخت تغییرات ذاتی پدیده‌های طبیعی و خصوصیات داده‌ها و ترکیب این مفاهیم در یک مدل طبیعت تصادفی است. این روش روابط ساختاری در داده‌ها را شناسایی می‌کند و از آن‌ها برای حل مسائل خاص استفاده می‌کند.

Ghazi و همکاران [۴۰] از روش‌های زمین‌آماری به‌منظور بررسی تغییرات مکانی سرعت موج برشی استفاده کردند.

^۱ time history

^۲ probability evaluation method

^۳ Point estimates method

^۴ Geological

تامپسون و همکاران [۴۱] از روش‌های زمین‌آماري با وضوح مكاني و دقت بيشتری برای مناطقى كه نیاز به بررسی بيشتر داشت، به منظور ارزیابی پاسخ ساختگاه استفاده کرده و آن را اعتبار سنجی کردند. این روش شامل سه مؤلفه مجموعه داده‌های مختص منطقه، یک مدل مكاني برای درون‌یابی خصوصیات لرزه‌ای و یک روش نظری برای محاسبه بزرگنمایی طیفی با استفاده از خصوصیات لرزه‌ای درون‌یابی شده بود.

در این تحقیق سعی شده است كه از روش مونت‌كارلو در ترکیب با میدان تصادفی استفاده شود تا بتوان تغییرات مكاني پارامترهای مؤثر خاک در پاسخ دینامیکی زمین را به‌صورت دقیق‌تر برآورد و در مدل موردنظر اعمال کرد كه چگونگی استفاده از این روش‌ها در فصل ۳ شرح داده شده است.

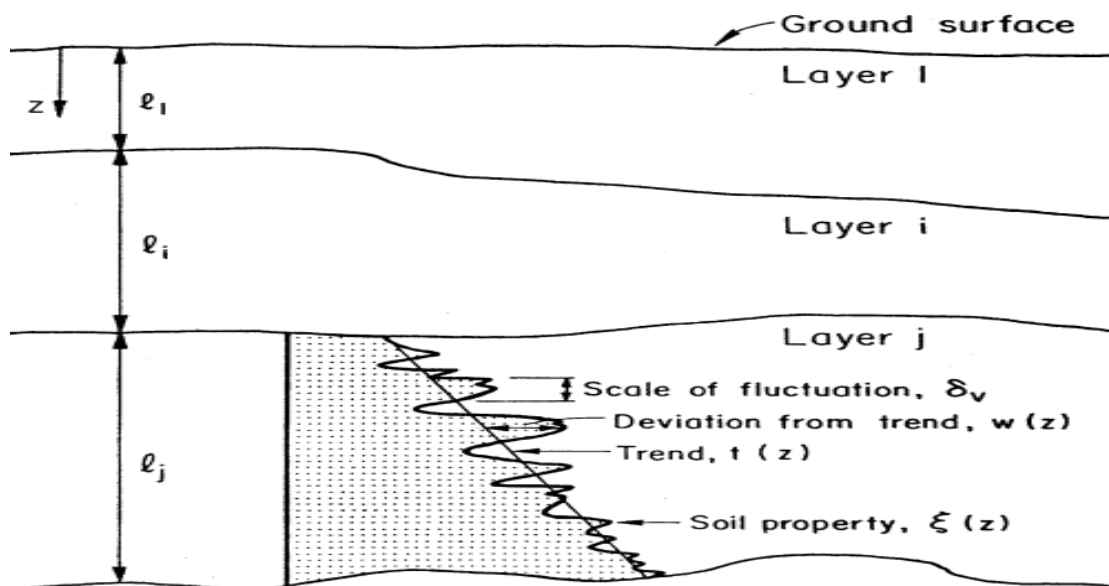
فصل ۳ تئوری های میدان تصادفی

۳-۱ مقدمه

ویژگی‌های خاک تغییرپذیری مکانی ذاتی از خود نشان می‌دهند، بدین مفهوم که این ویژگی‌ها از نقطه‌ای به نقطه دیگر تغییر می‌کنند، در نتیجه به دلیل توزیع تصادفی ویژگی‌های خاک در فضا می‌توان از تئوری میدان‌های تصادفی برای توصیف ویژگی‌های خاک‌ها استفاده کرد [۵].

اولین کاربرد تئوری میدان‌های تصادفی برای مسائل ژئوتکنیکی در سال ۱۹۶۶ توسط Lumb [۴۲] گزارش شد. باین‌حال، کاربرد مؤثر تئوری میدان تصادفی توسط Vanmarcke [۱] آغاز شده بود. Vanmarcke [۴۳] اصول کلی و کامل مطالعه تغییرپذیری ذاتی مواد ژئوتکنیکی را با کاربرد تئوری میدان‌های تصادفی شرح داده است. میدان‌های تصادفی فضایی، نمود روشن و واضحی از رفتار واقعی خاک را که ذاتاً تصادفی هست ممکن می‌سازند که این امر منجر به محاسباتی با قابلیت اطمینان بیشتر، تحلیل‌های دقیق‌تر و در ادامه باعث طراحی دقیق‌تر و منطقی‌تر می‌شود. یکی از مهم‌ترین ویژگی‌های میدان‌های تصادفی این است که ابزاری مناسب را جهت مطالعه ناهمگنی ویژگی‌های مواد در مهندسی ارائه می‌دهند که باعث سهولت در کار با عدم قطعیت در فرایندهای مهندسی شده است [۵].

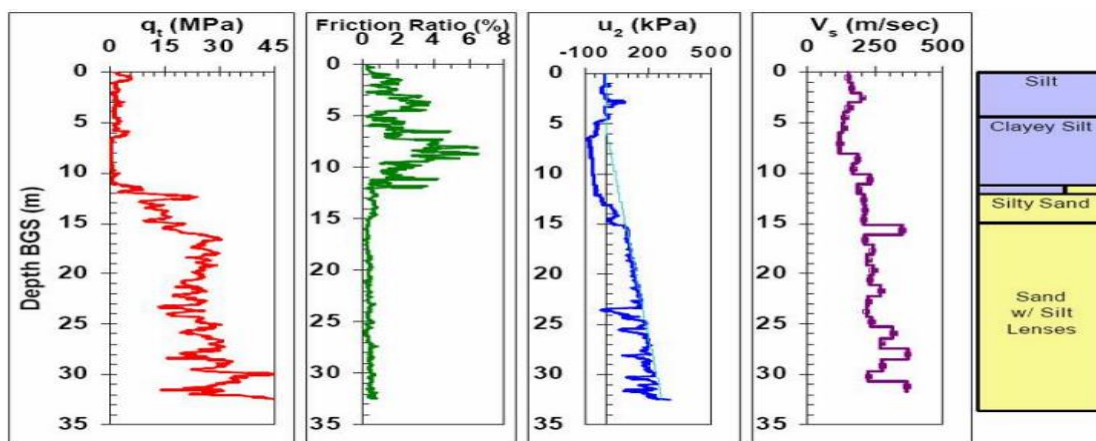
به‌منظور توصیف آماری تغییرپذیری مکانی یک ویژگی خاک، vanmarcke اظهار داشت که سه پارامتر آماری میانگین، واریانس (یا انحراف استاندارد یا ضریب تغییرات) و فاصله خودهمبستگی (یا به‌طور کلی تابع خودهمبستگی) مورد نیاز است [۴۴]. ضریب تغییرات و فاصله خودهمبستگی معیارهای اندازه‌گیری تصادفی بودن عدم قطعیت ویژگی خاک هستند. شکل ۳-۱ یک پروفیل خاک با تغییرات مکانی را نشان می‌دهد که میانگین (روند مشخصه)، انحراف استاندارد و مقیاس قائم نوسان در آن مشخص شده است. مقادیر کوچک در مقیاس نوسان نشان‌دهنده نوسان‌های سریع حول میانگین و مقادیر بزرگ در مقیاس نوسان بیانگر نوسان‌های کند حول میانگین است.



شکل ۳-۱: تعریف پارامترهای آماری ویژگی‌های خاک [۶]

میدان تصادفی، مدلی تخمینی برای مشخص کردن نوسان‌های پیوسته مکانی ویژگی خاک در واحد خاک طبیعی است. با این تعریف، مقدار حقیقی ویژگی خاک در هر موقعیتی در واحد خاک با یک متغیر تصادفی شبیه‌سازی می‌شود.

شکل ۲-۳ یک مجموعه داده‌ی به‌دست‌آمده در طول آزمایش صحرایی CPT را نشان می‌دهد. به‌طور معمول، پروفیل خاک به چندلایه تقسیم می‌شود و روند خطی غالب یا مقادیر میانگین برای تخمین پارامترهای طراحی به کار می‌روند. در واقع، تغییرپذیری مکانی در روش طراحی فعلی نادیده گرفته می‌شود. با این حال در روش‌های احتمالاتی، تغییرپذیری مکانی را می‌توان با استفاده از چندین پارامتر آماری در نظر گرفت. مهم‌ترین پارامترهایی که تغییرات مکانی خصوصیات خاک را مشخص می‌کنند روند مرکزی (میانگین)، ضریب تغییرات (COV)، طول همبستگی (L) و ناهمگنی در توزیع تغییرپذیری است [۴].



شکل ۲-۳: نمونه یک پروفیل خاک در آزمایش SCPT [۴۵]

۲-۳ تغییرپذیری پروفیل خاک

همان‌طور که در بخش قبلی نیز به آن اشاره شد، ویژگی‌های خاک ممکن است از یک نقطه مشخص به نقطه دیگر در سرتاسر توده خاک به‌طور پیوسته تغییر کنند. تغییرات مکانی در ویژگی X در عمق Z را می‌توان به یک تابع روند یقینی t و یک مؤلفه نوسانی ε تجزیه کرد (شکل ۱-۳) [۶].

$$X(Z) = t(Z) + \varepsilon(Z) \quad (1-3)$$

اگر $\varepsilon(Z)$ از نظر آماری همگن تلقی شود، میانگین و واریانس $\varepsilon(Z)$ مستقل از عمق هستند و همبستگی نوسان‌های $\varepsilon(Z)$ در دو عمق متفاوت به‌جای موقعیت مطلق مکانی آن‌ها تابعی از فاصله مکانی آن‌ها خواهد بود [۴۳]. معادله (۱-۳) را می‌توان برای محاسبه خطای تصادفی به‌صورت زیر بازنویسی کرد

[۴۶]:

$$X(z) = t(z) + \varepsilon_r(z) + \varepsilon_n(z) \quad (2-3)$$

مؤلفه $\varepsilon_r(z)$ نویسنده نویسی ویژگی خاک به علت تغییرپذیری ذاتی طبیعی و $\varepsilon_n(z)$ مؤلفه نویسی به دلیل خطاهای اندازه‌گیری هست. مشخصه اصلی تغییرپذیری ذاتی طبیعی خاک، ساختار همبستگی آن است، بدین مفهوم که ویژگی‌های خاک به صورت کاملاً تصادفی در فضا تغییر نمی‌کنند بلکه دارای یک نوع وابستگی و همبستگی از یک نقطه مکانی به نقطه‌ای دیگر می‌باشند. از این رو $\varepsilon_r(z)$ مجموعه‌ای از متغیرهای تصادفی همبسته را برای ویژگی خاک توصیف می‌کند.

یک روش منطقی برای توصیف تغییرپذیری ذاتی خاک، مدل‌سازی $\varepsilon_r(z)$ به عنوان یک میدان تصادفی است [۴۶] که در بخش‌های بعدی تئوری میدان‌های تصادفی و نحوه تولید یک میدان تصادفی همبسته به طور کامل توضیح داده خواهد شد.

۳-۳ تئوری میدان‌های تصادفی

جهت مدل‌سازی تغییرات مکانی پارامترهای خاک از تئوری میدان‌های تصادفی استفاده می‌شود. این تئوری به این شکل است که ابتدا یک موقعیت خاص t^* در فضا که این فضا می‌تواند خاک باشد و یک پارامتر تصادفی X که در این مطالعه مدول برشی خاک است در نظر گرفته می‌شود. مقدار مدول برشی خاک در این نقطه $(X(t^*) = X^*)$ یک مقدار تصادفی است و دارای تابع چگالی احتمال $f_{X^*}(x)$ می‌باشد. سپس موقعیت دیگری در خاک که با t' نشان داده می‌شود در نظر گرفته می‌شود که از نقطه t^* به اندازه $d = t^* - t'$ فاصله دارد. مقدار مدول برشی خاک نیز در این نقطه $(X(t') = X')$ تصادفی خواهد بود که احتمالاً دارای تابع چگالی احتمال متفاوت $f_{X'}(x)$ است که در نتیجه تابع چگالی احتمال می‌تواند با موقعیت تکامل یابد. در عمل تکامل تابع چگالی احتمال فراتر از یک روند ساده در میانگین یا واریانس است و بسیار دشوار خواهد بود [۴۷].

مجدداً دو نقطه t^* و t' را در نظر بگیرید که به اندازه $d = t^* - t'$ از هم فاصله دارند. احتمالاً دو متغیر تصادفی $X(t^*)$ و $X(t')$ مقداری همبستگی به یکدیگر خواهند داشت. آنگاه انتظار می‌رود هنگامی که مقدار d کوچک است (در حد چند سانتی‌متر) $X(t^*)$ و $X(t')$ کاملاً مشابه (بسیار همبسته) باشند و هنگامی که مقدار d بزرگ است (در حد ده‌ها، صدها یا هزاران متر) احتمالاً این دو مقدار کاملاً متفاوت (تا حد زیادی مستقل) خواهند بود. به هر حال $X(t^*)$ و $X(t')$ معمولاً نوعی وابستگی دارند که اغلب با فاصله جدایی کاهش می‌یابد. این وابستگی متقابل منجر به هموارسازی فرایند تصادفی می‌شود. این وابستگی متقابل را می‌توان با استفاده از توزیع دومتغیره مشترک $f_{X^*, X'}(x^*, x')$ مشخص کرد که این احتمال را که $X^* = x^*$ و $X' = x'$ در یک زمان باشند مشخص می‌کند. اگر این ایده با در نظر گرفتن سه، چهار، پنج یا... نقطه گسترش داده شود، سپس توصیف کامل احتمالاتی یک فرایند تصادفی به صورت یک تابع چگالی احتمالی بی‌نهایت بعد به صورت زیر خواهد بود:

$$f_{x_1 x_2 \dots}(x_1, x_2, \dots) \quad (3-3)$$

چنین تابع چگالی احتمال دارای بی‌نهایت بعد برای استفاده در عمل بسیار دشوار است، نه تنها از نظر ریاضی بلکه به این دلیل که تخمین پارامترها از داده واقعی بسیار مشکل است. برای ساده‌سازی مسئله فرضیاتی معرفی می‌شود که به‌طور معمول مورد استفاده قرار می‌گیرند که این فرضیات به‌صورت زیر می‌باشند [۴۷]:

۱- فرایند گاوسی^۱: تابع چگالی احتمال مشترک یک فرایند تصادفی با توزیع نرمال چندمتغیره است. چنین فرایندی معمولاً به‌عنوان یک فرایند گاوسی نام‌گذاری می‌شود. مزیت بزرگ برای توزیع نرمال چند متغیره این است که توزیع کامل را می‌توان تنها با بردار میانگین و ماتریس کوواریانس مشخص کرد. griffith و fenton [۴۷] تابع چگالی احتمال نرمال چند متغیره را به‌صورت رابطه زیر تعریف کردند:

$$f_{X_1 X_2 \dots X_k}(x_1, x_2, \dots, x_k) = \frac{1}{2\pi^{\frac{k}{2}} |C|^{\frac{1}{2}}} \times \exp \left\{ -\frac{1}{2} (X - \mu)^T C^{-1} (X - \mu) \right\} \quad (4-3)$$

که در این رابطه μ بردار مقادیر میانگین برای هر X_i ، C ماتریس کوواریانس بین X ها و $|C|$ دترمینان آن است. به‌طور مشخص،

$$\mu = E[X] \quad (5-3)$$

$$C = E[(X - \mu)(X - \mu)^T] \quad (6-3)$$

که در روابط فوق، E امید ریاضی و T ترانپوز ماتریس $(X - \mu)$ است. ماتریس C یک ماتریس متقارن $k \times k$ و مثبت قطعی^۲ است. برای یک میدان تصادفی پیوسته، ابعاد μ و C هنوز نامحدود هستند، زیرا میدان تصادفی متشکل از یک تعداد بی‌نهایت X است که هر کدام مختص یک نقطه در فضا است. برای ساده‌تر کردن این موارد، اغلب با استفاده از توابع پیوسته بر اساس تنها چند پارامتر، μ و C را تعیین می‌کنند. برای مثال در یک میدان تصادفی پیوسته یک‌بعدی میانگین می‌تواند به‌صورت خطی تغییر کند:

$$\mu_t = a + bt \quad (7-3)$$

که در این رابطه a و b اعدادی با مقادیر ثابت و t موقعیت متغیر تصادفی موردنظر است. ماتریس کوواریانس بر اساس انحراف معیار σ که ممکن است با مکان t تغییر کند و تابع همبستگی ρ

^۱ Gaussian process

^۲ Positive definite

به صورت زیر تعریف می شود:

$$C(t_1, t_2) = \sigma(t_1) \times \sigma(t_2) \times \rho(t_1, t_2) \quad (۸-۳)$$

که $C(t_1, t_2)$ کوواریانس بین $X(t_1)$ و $X(t_2)$ را مشخص می کند. از آنجایی که میانگین و کوواریانس می تواند با موقعیت فرق کند، تابع چگالی احتمال مشترک حاصل هنوز هم برای استفاده در عمل هم از نظر ریاضی و هم برای تخمین از داده های واقعی دشوار است که منجر به ساده سازی های بیشتر می گردد که در زیر آمده است:

۲- ایستایی یا همگنی آماری: تابع چگالی احتمال مشترک مستقل از موقعیت مکانی است، بدین معنی که فقط به موقعیت نسبی نقاط بستگی دارد. این فرض دلالت بر این دارد که میانگین، کوواریانس و گشتاورهای مرتبه بالاتر در زمان یا فضا ثابت هستند و بنابراین تابع چگالی احتمال نیز در زمان یا مکان ثابت است.

۳- همسانی: در میدان های تصادفی دوبعدی و بالاتر، همسانی نشان می دهد که تابع چگالی احتمال مشترک تحت چرخش ثابت است. این شرایط دلالت بر ایستایی دارد (گرچه ایستایی نشان دهنده همسانی نیست). همسانی به این معنی است که همبستگی بین دو نقطه فقط به فاصله بین دو نقطه بستگی دارد نه به جهتی که آن ها نسبت به یکدیگر قرار دارند.

اغلب اوقات خصوصیات خاک به خوبی توسط توزیع گاوسی (نرمال) مدل نمی شوند. برای مثال، مدول الاستیک خاکی که با توزیع نرمال مدل شده است این واقعیت را نشان می دهد که در آن بخشی از نقاط خاک مدول الاستیک منفی دارند که از نظر فیزیکی بی معنی است. برای چنین خصوصیات غیر منفی خاک، توزیع نرمال مناسب نیست و یک میدان تصادفی غیر گاوسی، مانند توزیع لوگ نرمال مطلوب است. با این وجود، میدان های تصادفی گاوسی به دلیل خصوصیات ساده و طبیعت احتمالی ساده محبوب هستند. خوشبختانه، می توان بسیاری از این خصوصیات ساده را با استفاده از میدان های تصادفی غیر گاوسی که از تبدیل ساده یک میدان تصادفی گاوسی به دست می آیند، حفظ کرد. برای مثال، میدان تصادفی $Y(t)$ تعریف شده با رابطه زیر را در نظر بگیرید:

$$Y(t) = e^{X(t)} \quad (۹-۳)$$

اگر میدان تصادفی $X(t)$ به طور نرمال توزیع شود، میدان تصادفی $Y(t)$ یک توزیع لوگ نرمال خواهد داشت.

تحت این فرضیات ساده که میدان تصادفی گاوسی و ایستا است، یک میدان تصادفی گاوسی می تواند توسط میانگین، انحراف استاندارد و ساختار همبستگی آن به صورت کامل تعریف گردد که ساختار

همبستگی در ادامه معرفی می‌گردد.

۳-۳-۱ ساختار همبستگی^۱

پارامترهای خاک در یک مکان مشخص تحت تاثیر تغییرات مکانی متغیرهای تصادفی هستند، اما مقادیر آن‌ها به مقادیر نقاطی که در مکان‌های مجاور آن‌ها هستند نسبت به مقادیر نقاطی که دورتر هستند شبیه‌تر (همبسته‌تر) است. این همبستگی بین پارامترهای خاک در مکان‌های مختلف را می‌توان توسط تابع همبستگی بیان کرد [۴۸]. اگر تابع همبستگی برای مقادیر یک پارامتر در دو مکان مختلف تعریف شده باشد تابع خودهمبستگی^۲ نامیده می‌شود که در این تحقیق به اختصار تابع همبستگی بیان شده است و تابع همبستگی برای پارامتر X در دو مکان t_1 و t_2 را به صورت زیر تعریف می‌شود [۴۹، ۵۰]:

$$\rho(X_1, X_2) = \frac{Cov(X_1, X_2)}{\sigma_{X_1} \sigma_{X_2}} = \frac{1}{\sigma_{X_1} \sigma_{X_2}} E[(X_1 - \mu_{X_1})(X_2 - \mu_{X_2})] \quad (۱۰-۳)$$

که در این رابطه X_1 و X_2 ممکن است مقدار دو پارامتر متفاوت یا مقدار یک پارامتر در دو موقعیت متفاوت باشند، $Cov(X_1, X_2)$ کوواریانس دو متغیر X_1 و X_2 و σ_{X_1} و σ_{X_2} انحراف معیار دو متغیر X_1 و X_2 خواهند بود. برای میدان‌های تصادفی ایستا میانگین و انحراف استاندارد در مکان‌های مختلف برابر بوده و رابطه (۱۰-۳) به صورت زیر تبدیل می‌گردد:

$$\rho(X_1, X_2) = \frac{1}{\sigma^2} E[X_1 X_2] - \mu^2 \quad (۱۱-۳)$$

مقدار ρ می‌تواند در محدوده $-1 \leq \rho \leq 1$ - تغییر کند، در حالتی که X_1 و X_2 دو ویژگی مختلف خاک باشند، ضریب همبستگی $\rho = \pm 1$ به این معنی است که این دو پارامتر به تناسب متفاوت‌اند، علامت مثبت به معنی این است که هر دو متغیر با همدیگر افزایش یا کاهش می‌یابند، باین حال علامت منفی بدین معنی است که وقتی یک متغیر افزایش می‌یابد، متغیر دیگر کاهش پیدا می‌کند. زمانی که $\rho(X_1, X_2) = 0$ می‌گوییم X_1 و X_2 ناهمبسته هستند.

مشخصه اصلی تابع همبستگی، طول همبستگی یا مقیاس نوسان است که معرف میزان تشابه نوسان‌ها و همبستگی پارامترها در دو موقعیت متفاوت هست که در بخش بعدی شرح داده خواهد شد.

^۱ Correlation Structure

^۲ Autocorrelation function

۳-۲-۳ مقیاس نوسان و طول همبستگی

مقیاس نوسان یا طول خودهمبستگی پارامترهایی کلیدی برای توصیف تغییرپذیری مکانی یک ویژگی خاک داده شده است. مقیاس نوسان به صورت فاصله ای تعریف می شود که در آن فاصله ویژگی خاک همبستگی به نسبت زیادی را از نقطه ای به نقطه دیگر نشان می دهد. علاوه بر این، هنگامی که ویژگی خاک به عنوان تابعی از فاصله ترسیم می شود، مقیاس نوسان با فاصله بین تقاطع میانگین (روند مشخصه) و نوسان ویژگی خاک (شکل ۳-۱) مرتبط است [۴۹]. مقیاس نوسان تقریباً معادل با ۰/۸ برابر فاصله میانگین میان تقاطع روند مشخصه (میانگین) و نوسان ویژگی خاک است. مقادیر کوچک مقیاس نوسان حاکی از نوسان سریع حول میانگین است. با این حال، مقادیر بالا حاکی از تغییر آهسته ویژگی خاک است. در اینجا لازم به ذکر است که ویژگی های خاک تمایل به تغییر بیشتری در جهت عمودی نسبت به جهت افقی دارند. این بدان معنی است که مقیاس نوسان عمودی δ_v یک ویژگی خاک داده شده کمتر از مقیاس نوسان افقی δ_h این ویژگی است.

پارامتر آماری دیگر که مرتبط با مقیاس نوسان است می تواند برای توصیف تغییرپذیری مکانی ویژگی های خاک مورد استفاده قرار گیرد. این پارامتر طول همبستگی است که در بخش قبل به آن اشاره شد و به عنوان فاصله مورد نیاز برای اینکه تابع همبستگی از ۱ به e^{-1} (۰/۳۶۷۹) تنزل کند تعریف می شود که e عدد نپر است [۴۹]. هراندازه که طول همبستگی بزرگ تر باشد خاک در آن جهت همگن تر بوده و تغییرات نسبت به مکان کمتر است. El-ramly [۵۱] بیان کرد که طول همبستگی عمودی از ۱ تا ۳ متر متغیر است در حالی که طول همبستگی افقی بزرگ تر بوده و در محدوده بین ۱۰ تا ۴۰ متر قرار دارد. طول های همبستگی برای ویژگی های مختلف خاک ها که توسط جمعی از محققین تعیین شده بود، در جدول ۳-۱ آورده شده است. باید در اینجا تأکید شود که تابع همبستگی، مقیاس نوسان و فاصله همبستگی به طور کلی مختص یک ساختگاه (سایت) هستند و اغلب به دلیل داده های ناکافی ساختگاه و هزینه بالای تحقیقات ساختگاه، چالش برانگیز هستند [۴۴].

جدول ۳-۱ طول همبستگی برای ویژگی های مختلف خاک ها [۴۴، ۴۸]

نوع آزمایش	ویژگی خاک	خاک	راستا	فاصله همبستگی (متر)
برش پره ^۱ (VST)	مقاومت برشی زهکشی نشده	رس	افقی قائم	۶۰-۴۶ ۶/۲-۲
برش پره (VST)	مقاومت برشی زهکشی نشده	رس حساس	افقی قائم	۳۰ ۳
برش پره (VST)	مقاومت برشی زهکشی نشده	رس حساس	قائم	۲
برش پره (VST)	مقاومت برشی زهکشی نشده	رس حساس	قائم	۲

^۱ vane shear test

۲۲/۱ ۱/۱	افق قائم	رس خیلی نرم	مقاومت برشی زهکشی نشده	برش پره (VST)
۱-۰/۱	قائم	خاک ماسه‌ای	مقاومت برشی زهکشی نشده	نفوذ مخروط ^۱ (CPT)
۱/۸-۰/۱	قائم	رس	مقاومت برشی زهکشی نشده	نفوذ مخروط (CPT)
۲-۰/۲	قائم	رس نرم	مقاومت برشی زهکشی نشده	نفوذ مخروط (CPT)
۶۲-۱۰ ۴-۱/۳	افق قائم	رس	چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی	نفوذ مخروط (CPT)
۷۵-۳۵ ۳-۲/۲	افق قائم	ماسه	چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی	نفوذ مخروط (CPT)
۳۷/۵	افق	ماسه متراکم	مقاومت نوک مخروط	نفوذ مخروط (CPT)
۱/۶	قائم	ماسه تمیز	مقاومت نوک مخروط	نفوذ مخروط (CPT)
۱	قائم	رس سیلتی	مقاومت نوک مخروط	نفوذ مخروط (CPT)
۲	قائم	رس حساس	مقاومت نوک مخروط	نفوذ مخروط (CPT)
۶/۱-۰/۸	قائم	رس سیلتی	مقاومت برشی زهکشی نشده	نفوذ مخروط (CPT)
۱/۱۱-۰/۱۳	قائم	رس و ماسه	مقاومت برشی زهکشی نشده	نفوذ مخروط (CPT)
۴۱/۴-۳۶ -۰/۳۵ ۰/۴۹	افق قائم	رس	زاویه اصطکاک داخلی	برش مستقیم ^۲ (DST)
۱/۴	قائم	خاک ساحلی	مقاومت برشی زهکشی نشده	برش مستقیم (DST)
۳/۶	قائم	خاک ساحلی	مقاومت برشی زهکشی نشده	سه محوری ^۳ (UU)

^۱ cone penetration test

^۲ direct shear test

^۳ unconfined undrained triaxial test

مقاومت فشاری تک محوری ^۱ (Q_u)	مقاومت برشی زهکشی نشده	رس نرم	افق قائم	۴۰ ۲
	مقاومت برشی زهکشی نشده	رس	قائم	۲/۵-۰/۲۵
	چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی	رس	افق قائم	۴۰-۱۰ ۳-۰/۵
	چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی	خاک آبرفتی	افق قائم	۴۹-۳۰ ۰/۹-۰/۲
-	چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی	خاک های رسوبی دریاچه و اقیانوس	افق قائم	۸۰-۴۰ ۸-۱/۳
	چسبندگی، زاویه اصطکاک داخلی و مقاومت برشی زهکشی نشده	خاک های درجا	افق قائم	۶۰-۳۰ ۶-۱

۳-۳-۳ معرفی چند تابع همبستگی یک بعدی

نوع و شکل تابع همبستگی برای هر پارامتر تصادفی را می توان با داشتن چند نمونه از مقادیر آن پارامتر به دست آورد. به عبارت دیگر شکل تابع همبستگی برای هر پارامتر تصادفی ممکن است با دیگر پارامترها متفاوت باشد. در ادامه چند نوع تابع همبستگی معروف که در مراجع بیشتر مورد استفاده قرار گرفته اند آورده شده است.

۳-۳-۳-۱ نویز سفید ایده آل^۲

ساده ترین نوع میدان تصادفی میدانی است که در آن $X(t)$ از دنباله بی نهایتی از متغیرهای تصادفی به ازای هر t تشکیل شده است؛ یعنی $X_1 = X(t_1)$ ، $X_2 = X(t_2)$ و ... هر کدام توزیع حاشیه ای $f_X(x)$ را دارند و از آنجایی که آن ها مستقل هستند، توزیع مشترک آن ها فقط حاصل ضرب توزیع های حاشیه ای آن ها است [۴۷].

$$f_{x_1, x_2, \dots}(X_1, X_2, \dots) = f_X(X_1)f_X(X_2) \quad (۱۲-۳)$$

تابع همبستگی بین هر دو نقطه $X(t_1)$ و $X(t_2)$ به صورت زیر است:

^۱ unconfined compressive strength test

^۲ Ideal White Noise-

$$\rho(\Delta) = \begin{cases} 1 & \text{if } |\Delta| = 0 \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases} \quad (13-3)$$

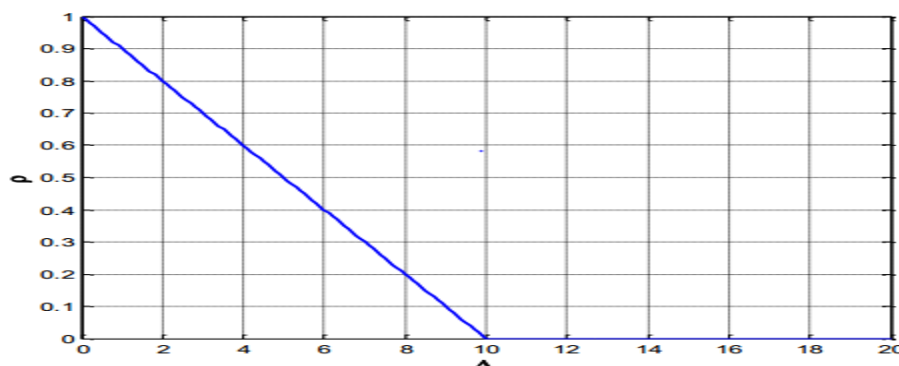
که در رابطه فوق $\Delta = t_1 - t_2$ فاصله دو نقطه t_1 و t_2 از همدیگر است. در عمل شبیه‌سازی فرایندهای نویز سفید با استفاده از نتایج بالا ادامه می‌یابد؛ بدین معنی که به‌سادگی یک دنباله‌ای از متغیرهای تصادفی را شبیه‌سازی می‌کند. باین‌حال، موارد فوق همچنین حاکی از آن است که دو نقطه‌ای که به‌طور دلخواه نزدیک به یکدیگر هستند، مقادیر مستقلی خواهند داشت که چندان واقع‌بینانه نیست.

۳-۳-۳-۲ تابع همبستگی مثلثی^۱ (خطی)

یکی از ساده‌ترین توابع همبستگی، تابع همبستگی مثلثی یا خطی است. این تابع همبستگی به‌صورت زیر است [۴۷]:

$$\rho(\Delta) = \begin{cases} 1 - \frac{|\Delta|}{L} & \text{if } |\Delta| \ll L \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases} \quad (14-3)$$

که در این رابطه L طول همبستگی است. نمودار این تابع همبستگی با فرض $L=10$ در شکل ۳-۳ نشان داده شده است.



شکل ۳-۳ تابع همبستگی خطی [۱۸]

۳-۳-۳-۳ تابع همبستگی نمایی^۲

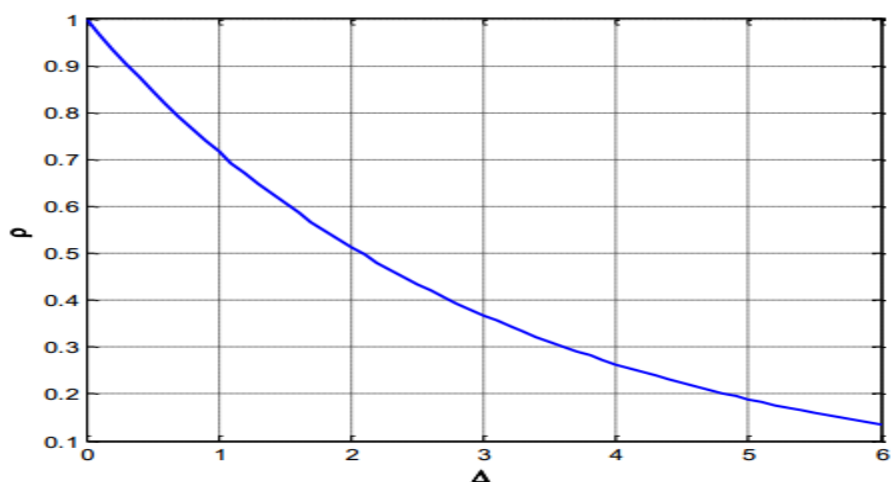
رابطه این تابع در حالت یک‌بعدی از مرتبه اول به‌صورت زیر هست [۵۲]:

$$\rho(\Delta) = \exp\left(-\frac{|\Delta|}{L}\right) \quad (15-3)$$

نمودار این تابع در حالت یک‌بعدی با فرض $L=3$ در شکل ۴-۳ آورده شده است

^۱ Triangular Correlation Function

^۲ exponential



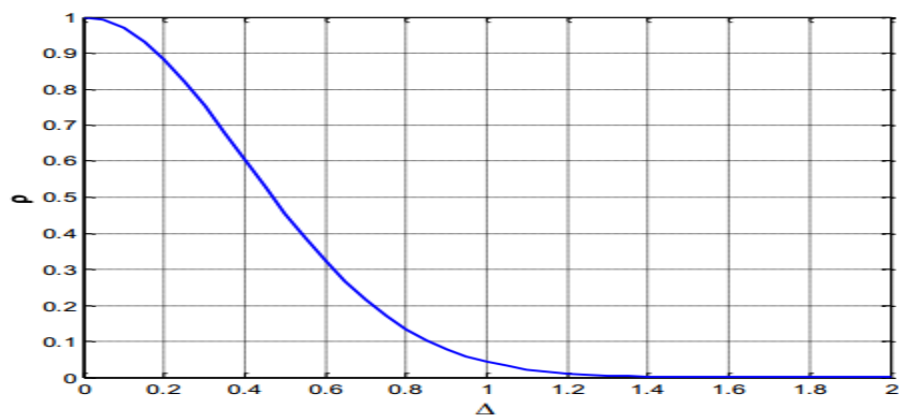
شکل ۴-۳ تابع همبستگی نمایی [۱۸]

۴-۳-۳-۳ تابع همبستگی گاوسی^۱

اگر یک فرایند تصادفی $X(t)$ یک تابع همبستگی گاوسی داشته باشد، آنگاه تابع همبستگی آن به شکل زیر است: [۴۷]:

$$\rho(\Delta) = \exp\left(-\pi\left(\frac{|\Delta|}{L}\right)^2\right) \quad (۱۶-۳)$$

نمودار این تابع در شکل ۵-۳ با فرض $L=1$ نشان داده شده است.



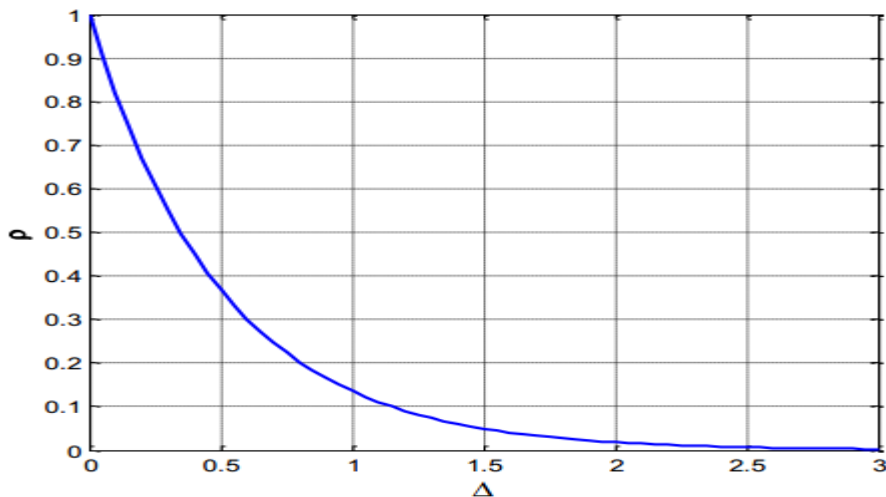
شکل ۵-۳ تابع همبستگی گاوسی [۱۸]

^۱ Gaussian

۳-۳-۵ تابع همبستگی مارکوف

تابع همبستگی مارکوف به شکل زیر است و تغییرات آن در شکل ۳-۶ به ازای $L=1$ نمایش داده شده است [۴۷].

$$\rho(\Delta) = \exp\left(-2\frac{|\Delta|}{L}\right) \quad (۳-۱۷)$$



شکل ۳-۶ تابع همبستگی مارکوف [۱۸]

برای مشخص کردن ساختار همبستگی میدان تصادفی تعداد آزمایش‌های زیادی مورد نیاز است و تاکنون در تاریخچه‌ی موجود، ساختار همبستگی به‌طور عملی برای هیچ میدان تصادفی به دست نیامده است [۱۸]. Baecher و Christian [۵۳] چگونگی به‌دست آوردن تابع همبستگی را با استفاده از داده‌های محیط مورد نظر شرح داده‌اند.

همان‌طور که در بخش ۳-۱ نیز به آن اشاره شد، علاوه بر فاصله همبستگی ضریب تغییرات نیز معیار اندازه‌گیری تصادفی بودن ویژگی‌های دارای عدم قطعیت خاک است که این پارامتر در بخش بعدی توضیح داده خواهد شد.

۳-۳-۴ ضریب تغییرات

در چارچوب روش ساده‌شده مدل‌سازی عدم قطعیت پارامترهای خاک، تغییرپذیری پارامتر عدم قطعیت مشخص با استفاده از پارامتر بدون بعد ضریب تغییرات (COV) اندازه‌گیری می‌شود. ضریب تغییرات پارامتر عدم قطعیت مشخص خاک به‌صورت نسبت انحراف استاندارد به مقدار میانگین آن تعریف می‌شود که رابطه آن به شکل زیر است:

$$COV(\%) = \frac{\sigma_x}{\mu_x} \times 100 \quad (۳-۱۸)$$

مقادیر ضریب تغییرات (COV) زیاد نشان دهنده پراکندگی داده‌ها خواهد بود. ثابت شده است که ضریب تغییرات محاسبه شده از آزمون‌های آزمایشگاهی کم‌تر از آزمون‌های درجا است که به دلیل کنترل خوب اندازه‌گیری‌های انجام گرفته در آزمایشگاه و کیفیت تجهیزات موجود در آزمایشگاه در مقایسه با آزمایش‌های درجا است [۴۹].

ضریب تغییرات گزارش شده از مطالعات محققان مختلف به دلیل عواملی که در ادامه آمده ممکن است به‌طور قابل توجهی بزرگ‌تر از تغییرپذیری واقعی ذاتی خاک باشد که این عوامل عبارت‌اند از [۴]:

- ۱- داده‌های خاک از واحدهای زمین‌شناسی مختلف ترکیب می‌شوند
 - ۲- تجهیزات و کنترل‌های مرحله‌ای عموماً ناکافی هستند
 - ۳- روند قطعی در داده‌های خاک به‌درستی حذف نمی‌شود
 - ۴- داده‌های خاک در یک دوره زمانی طولانی با روش‌های آزمایش مختلف جمع‌آوری شده است.
- مقادیر ضریب تغییرات برای ویژگی‌های مختلف انواع خاک‌ها در جداول ۲-۳ تا ۴-۳ به‌صورت زیر خلاصه شده‌اند که توسط محققان مختلف پیشنهاد شده‌اند.

جدول ۲-۳ ضریب تغییرات چسبندگی خاک زهکشی نشده [۴۴]

منبع	COV_{cu} (%)
LUMB (۱۹۷۲)	۵۰-۳۰ (آزمایش تک‌محوری) ۸۵-۶۰ (رس با تغییرات زیاد)
Morse (۱۹۷۲)	۵۰-۳۰ (آزمایش تک‌محوری)
Fredlund and Dahlman (۱۹۷۲)	۵۰-۳۰ (آزمایش تک‌محوری)
Lee et al. (۱۹۸۳)	۵۰-۲۰ (رس) ۳۰-۲۵ (ماسه)
Ejezie and Harrop-Williams (۱۹۸۴)	۹۶-۲۸
Cherubini et al. (۱۹۹۳)	۱۴۵-۱۲
Lacasse and Nadim (۱۹۹۶)	۴۵-۱۲ (رس متوسط تا سفت) ۲۰-۵ (رس-آزمایش سه محوری)
Zimbone et al. (۱۹۹۶)	۳۰-۱۰ (لوم رسی) ۴۶-۴۳ (لوم ماسه‌ای) ۷۷-۵۸ (لوم سیلتی) ۲۸-۱۰ (رس)
Duncan (۲۰۰۰)	۴۰-۱۳

جدول ۳-۳ ضریب تغییرات زاویه اصطکاک داخلی خاک [۴۴]

منبع	COV_{ϕ} (%)	نوع خاک
Lumb (۱۹۶۶)	۹	انواع خاک‌های مختلف
Baecher et al. (۱۹۸۳)	۲۰-۵	پس‌مانده
Harr (۱۹۸۷)	۷	شن
	۱۲	ماسه
Wolf (۱۹۹۶)	۱۶	سیلت
Lacasse and Nadim (۱۹۹۶)	۵-۲	ماسه
Phoon and Kulhawy (۱۹۹۹)	۱۱-۵	ماسه
	۱۲-۴	سیلت، رس

جدول ۴-۳ ضریب تغییرات مدول الاستیسیته [۴۴]

منبع	COV_E (%)
Baecher and Christian (۲۰۰۳)	۴۲-۲
Nour et al. (۲۰۰۲)	۵۰-۴۰
Bauer and Pula (۲۰۰۰)	۱۵
Phoon and Kulhawy (۱۹۹۹)	۳۰

۳-۳-۵ اثرات ناهمسانی در مقیاس‌های همبستگی

ویژگی‌های خاک دارای تغییرات زیادی در جهت‌های مختلف می‌باشند. تحقیقات بسیاری در مسائل ژئوتکنیکی برای فرمول‌بندی و ارائه مدل‌های خودهمبستگی برای محیط‌های خاکی یک، دو و سه‌بعدی صورت گرفته است و تغییرات وابسته به جهت این ویژگی‌ها توسط محققان بسیاری بررسی شده است [۳۱، ۴۴، ۴۷، ۵۰]. ساختارهای همبستگی عمودی و افقی در خصوصیات خاک عموماً ناهمسان هستند و تغییرات در جهت قائم بیشتر از افق است [۵۴]. در این مطالعه از تابع همبستگی نمایی دوبعدی که در بخش ۳-۳-۳ توضیح داده شد، استفاده شده است و آن را به صورت زیر تعریف کرده‌ایم [۵۵]:

$$\rho(x, y) = \exp\left(-\frac{|\Delta x|}{L_x} - \frac{|\Delta y|}{L_y}\right) \quad (۱۹-۳)$$

برای مثال با توجه به شکل ۷-۳ (الف) برای یک المان در راستای $x=x_i - x_0 = 0$ داریم:

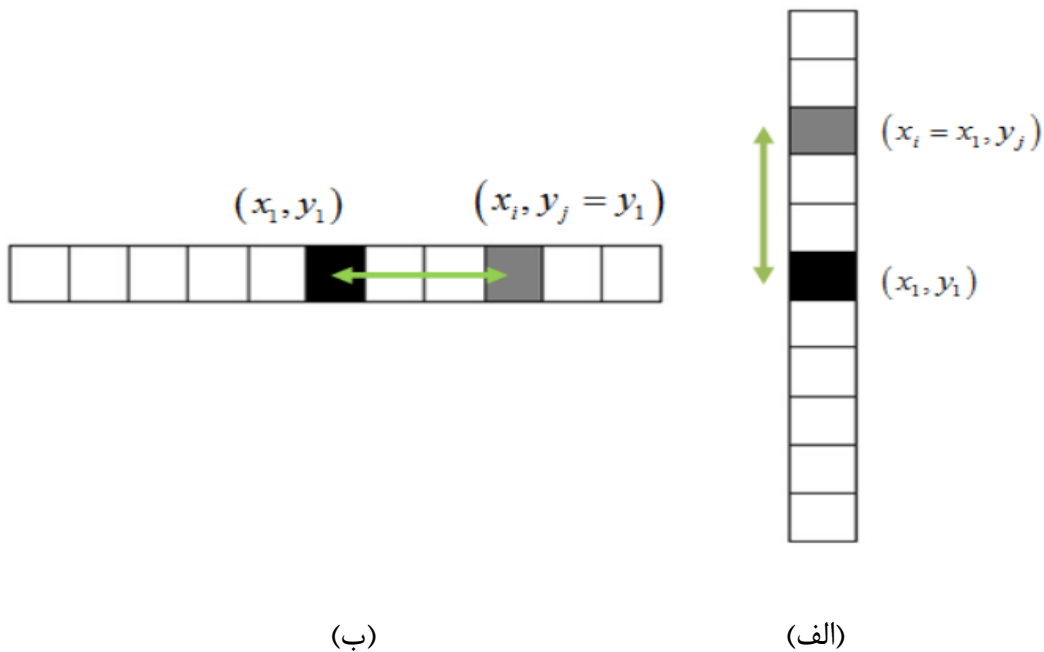
$$\rho_y(x, y) = e^{-\frac{|\Delta y|}{Ly}} \quad (۲۰-۳)$$

همچنین برای یک المان در راستای برابر $y=y_i - y_0 = 0$ مطابق شکل ۷-۳ (ب) داریم:

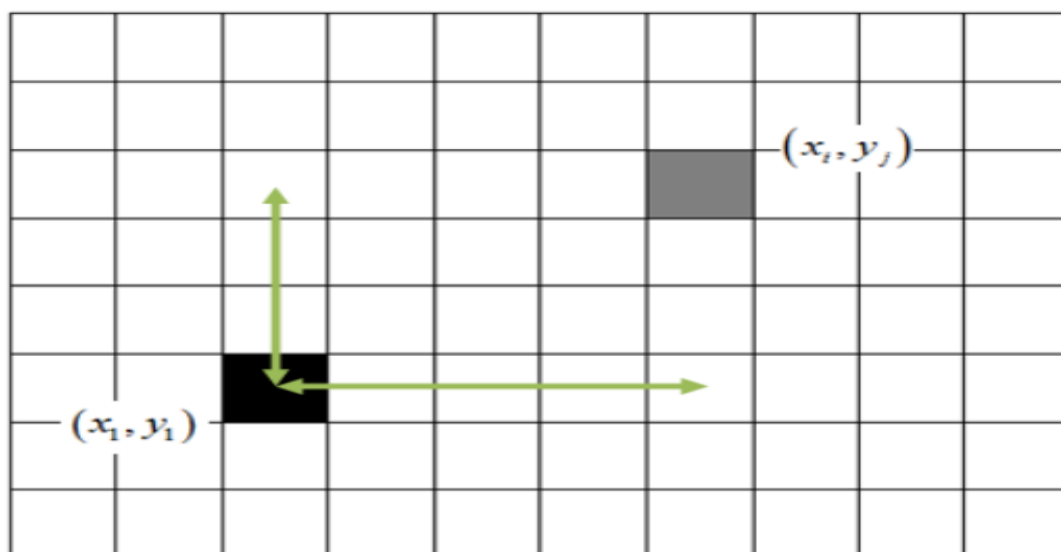
$$\rho_x(x, y) = e^{-\frac{|\Delta x|}{Lx}} \quad (۲۱-۳)$$

حال با توجه به شکل ۸-۳ برای یک المان در حالت کلی داریم:

$$\rho(x, y) = \rho_y(x, y) + \rho_x(x, y) = e^{-\frac{|\Delta y|}{Ly}} + e^{-\frac{|\Delta x|}{Lx}} = e^{-\frac{|y_i - y_j|}{Ly}} + e^{-\frac{|x_i - x_j|}{Lx}} \quad (۲۲-۳)$$



شکل ۷-۳ فاصله افقی و عمودی المان‌های خاک



شکل ۳-۸ نمونه المان بندی توده خاک

۳-۳-۶ تولید میدان‌های تصادفی همبسته

همان‌گونه که در فصل قبل ذکر شد یکی از روش‌های تحلیل احتمالاتی، کاربرد پارامترهای ورودی تصادفی خاک در روش‌های قراردادی عددی در چارچوب شبیه‌سازی مونت کارلو است. پایه هر شبیه‌سازی مونت کارلو تولید اعداد تصادفی است. به همین دلیل، بسیار بااهمیت است که منبعی از اعداد تصادفی مناسب برای این شبیه‌سازی‌ها وجود داشته باشد. اعداد تصادفی را می‌توان حداقل به سه دسته کلی تقسیم‌بندی کرد:

- ۱- اعداد تصادفی حقیقی که راهی برای پیش‌بینی عدد تصادفی بعدی وجود ندارد.
 - ۲- اعداد ساختگی تصادفی، دنباله‌ای از اعدادی هستند که مطابق الگوریتم مشخصی تولیدشده‌اند و عدد تصادفی واقعی نیستند.
 - ۳- اعداد شبه تصادفی، همانند اعداد تصادفی بوده و در بعضی از شبیه‌سازی‌ها به کار می‌روند.
- در این مطالعه اعداد تصادفی تولید شده، مقادیر متغیرهای تصادفی پارامترهای خاک هستند که با استفاده از میدان تصادفی تولید شده‌اند. برای تولید میدان تصادفی روش‌های مختلفی وجود دارد که رایج‌ترین آن‌ها به شرح زیر است:

- ۱- میانگین متحرک^۱ (MA)
- ۲- تبدیل گسسته فوریه^۲ (DFT)
- ۳- تجزیه ماتریس کوواریانس^۳ (CMD)

1. Moving average
2. Discrete fourier transform
3. Covariance matrix decomposition

۴- تبدیل سریع فوریه^۱ (FFT)

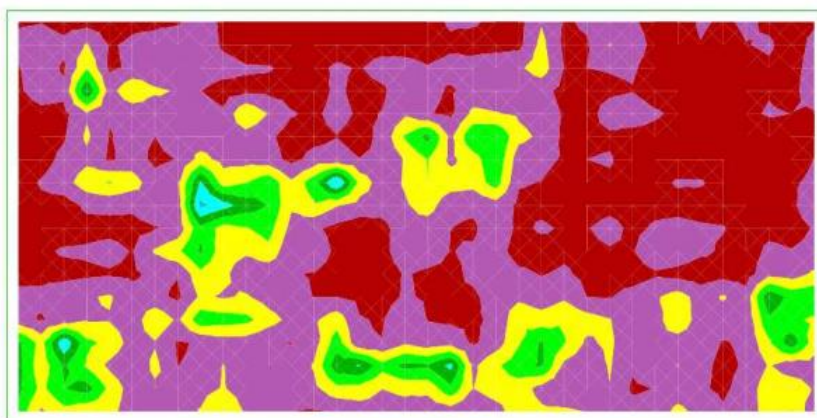
۵- نوار برگشتی^۲ (TBM)

۶- حوزه میانگین محلی^۳ (LAS)

در تمامی روش‌های فوق، ابتدا مقادیر میانگین و کوواریانس مشخص شده و سپس توسط این روش‌ها یک میدان تصادفی گاوسی ایجاد می‌گردد. در این تحقیق از روش تجزیه ماتریس کوواریانس برای تولید میدان تصادفی استفاده شده که در ادامه به آن پرداخته می‌شود.

۳-۳-۱ تولید میدان‌های دوبعدی همبسته با استفاده از روش تجزیه ماتریس کوواریانس:

روش تجزیه ماتریس می‌تواند میدان تصادفی همبسته و همگن از نظر آماری را با روابط بسیار واضح بین پارامترهای آماری (به عنوان مثال یک طول همبستگی از پیش تعیین شده) و میدان تصادفی متناظر با آن پارامترها مدل سازی کند (شکل ۳-۹) [۴]. روش تجزیه ماتریس کوواریانس، ماتریس چندبندی را تولید می‌کند که کاهش نمایی تابع کوواریانس را نسبت به فاصله بین نقاط در بردارد. سپس مقادیر تولید شده در این روش می‌توانند به عنوان داده‌های ورودی برای کاربرد در شبیه سازی مونت کارلو استفاده شوند. روش تجزیه ماتریسی اجازه در نظر گرفتن همبستگی ناهمسان را در هر شکلی می‌دهد [۵۶] (در این مطالعه از تابع همبستگی نمایی ناهمسان استفاده شده است). در این روش، معادله حاکم چندین مرتبه و هر بار با مجموعه متفاوتی از پارامترهای مورد نظر حل می‌شود. هر مجموعه‌ای از مقادیر به طور محتمل به یک اندازه نشان دهنده این پارامتر است. در نهایت، نتایج مدل برای ارائه یک خروجی تصادفی تحلیل می‌شود. در این روش برای تولید میدان‌های تصادفی، میانگین، انحراف استاندارد و طول همبستگی پارامتر مورد نظر نیاز است.



شکل ۳-۹ مثالی از میدان تصادفی تولید شده توسط روش تجزیه ماتریس [۵]

1. Fast fourier transform
2. Turning bands
3. Local average subdivision

۳-۶-۱-۱ الگوریتم تولید میدان‌های همبسته مورد/استفاده

روش تولید میدان همبسته به صورت زیر است [۴, ۵۷]:

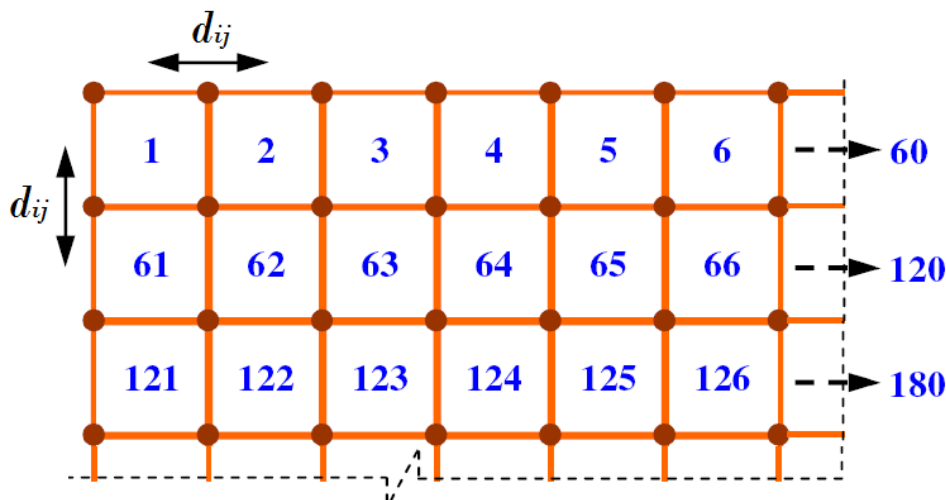
۱. اگر متغیر موردنظر (X) دارای توزیع لوگ نرمال باشد، باید با استفاده از رابطه زیر به یک توزیع نرمال تبدیل شود:

$$Y = \ln X \quad (۳-۲۳)$$

Y دارای توزیع نرمال است. اگر پارامتر موردنظر دارای توزیع نرمال باشد نیازی به انجام این مرحله نیست. در این مطالعه مدول برشی با توزیع لگاریتم نرمال در نظر گرفته شده است، در نتیجه باید پارامترهای ورودی این توزیع (میانگین و انحراف استاندارد) را با استفاده از روابط (۲-۸) و (۲-۹) به توزیع نرمال متناظر تبدیل کنیم.

۲. اختصاص مختصات مرکز المان به عنوان مختصات کل المان در توده خاک مورد مطالعه،

۳. تولید ماتریس d به طوری که اعضای آن (d_{ij}) فاصله بین نقاط مرکز المان‌ها است. i و j از ۱ تا تعداد المان‌ها تغییر می‌کنند، درواقع ماتریس d ماتریس مربعی با اندازه (تعداد المان $\times$ تعداد المان) است. برای تابع کوواریانس همسان، ماتریس فاصله مستقیم بین نقاط مرکز المان تولید می‌شود.



شکل ۳-۱۰ نحوه تولید ماتریس فاصله در المان‌بندی مدل تفاضل محدود

۴. ماتریس کوواریانس A از ماتریس فاصله d به کمک رابطه مشخصی از تابع کوواریانس تشکیل می‌شود و بر این اساس هر یک از اعضای ماتریس کوواریانس A محاسبه می‌شوند. در این مطالعه از تابع کوواریانس نمایی منفرد برای حالت همسان استفاده شده است که بر این اساس خواهیم داشت:

$$A_{ij} = \sigma^2 \exp\left(-\frac{1}{L}|d_{ij}|\right) \quad (۳-۲۴)$$

که در رابطه فوق σ انحراف استاندارد مشخص توزیع نرمال و L طول همبستگی موردنظر است. همان طور که در بخش ۳-۳-۵ نیز به آن اشاره شد به منظور در نظر گرفتن ناهمسانی فواصل همبستگی در راستای افق و قائم در خاک‌ها در این مطالعه از تابع کوواریانس ناهمسان استفاده شده است که به صورت زیر است:

$$A_{ij} = \sigma^2 \exp \left(-\frac{1}{LH} |d_{ij}|_H - \frac{1}{LV} |d_{ij}|_V \right) \quad (۲۵-۳)$$

σ انحراف استاندارد مشخص توزیع نرمال، LH طول همبستگی افقی و LV طول همبستگی قائم است. $|d_{ij}|_H$ و $|d_{ij}|_V$ به ترتیب اعضای ماتریس فواصل افقی و قائم بین نقاط مرکز المان‌ها هستند.

۵. مرحله بعد، تجزیه ماتریس مربعی کوواریانس A به ماتریس L به گونه‌ای است که

$$A = LL^T \quad (۲۶-۳)$$

A ماتریس کوواریانس و T بیانگر ترانپوز ماتریس L است. برای این نوع تجزیه ماتریسی، روش تجزیه چولسکی^۱ را بکار می‌بریم [۵۸].

۶. تولید میدان تصادفی گاوسی ناهمبسته (ε): این میدان دارای توزیع نرمالی با پارامترهای میانگین صفر ($\mu = 0$) و انحراف از معیار یک ($\sigma = 1$) است که میدان تصادفی گاوسی ناهمبسته نامیده که با $N(0,1)$ نشان داده می‌شود. این میدان نرمال استاندارد در نرم‌افزار FLAC با دستور rdev که به عنوان پیش‌فرض توسط زبان برنامه‌نویسی آن (FISH) تعریف شده است تولید می‌شود.

۷. محاسبه میدان تصادفی نرمال همبسته Y :

میدان تصادفی نرمال همبسته Y به صورت رابطه زیر تعریف می‌شود:

$$Y = L\varepsilon + \mu \quad (۲۷-۳)$$

که در رابطه بالا μ مقدار روند یقینی (مقدار میانگین) در هر موقعیت در میدان تصادفی نرمال است. از آنجایی که متغیر x دارای توزیع لگاریتم نرمال است، باید متغیر نرمال Y را به متغیری با توزیع لگاریتم نرمال تبدیل نماییم برای این منظور:

$$X = e^Y \quad (۲۸-۳)$$

معادله (۲۸-۳) میدان همبسته تولید می‌کند زیرا میانگین برابر خواهد بود با:

$$E[Y] = LE[\varepsilon] + \mu = \mu \quad (۲۹-۳)$$

و همچنین کوواریانس برابر خواهد بود با:

$$E[(Y - \mu)(Y - \mu)^T] = LE[\varepsilon\varepsilon^T]L^T = LL^T = A \quad (۳۰-۳)$$

^۱ Cholesky decomposition

حال که با استفاده از روش تجزیه ماتریس کوواریانس نحوه تولید مقادیر متغیرهای تصادفی در قالب میدان تصادفی همبسته مشخص شد و با توجه به اینکه این مقادیر تولیدشده به عنوان داده ورودی در روش شبیه سازی مونت کارلو کاربرد دارند لازم است که روش شبیه سازی مونت کارلو به عنوان یکی از مهم ترین روش های قابلیت اطمینان پاسخ دینامیکی زمین توضیح داده شود که این روش در بخش بعدی به صورت مفصل شرح داده شده است.

۳-۴ روش شبیه سازی مونت کارلو

۳-۴-۱ مقدمه

مسائل تصادفی اغلب بسیار پیچیده هستند و نیازمند فرضیات ساده ای برای به دست آوردن جواب های دقیق می باشند. این مسئله به ویژه در بسیاری از مسائل ژئوتکنیکی صدق می کند که در آن حتی راه حل های تحلیلی دقیقی برای مسئله قطعی وجود ندارد. به عنوان مثال، مسائل نفوذ چند بعدی، نشست زیر پی های سطحی و مسائل ظرفیت باربری شمع اغلب فاقد راه حل های تحلیلی دقیق هستند و بحث در مورد تقریب های مختلفی که در طول سال ها به منظور حل این مسائل ایجاد شده اند، ادامه دارد. ناگفته نماند هنگامی که تصادفی بودن مکانی پارامترها به مسئله اضافه می شود، حتی راه حل های تقریبی اغلب کارساز نیستند. مسائلی از این نوع و اغلب مسائل ژئوتکنیکی دیگر، از طریق شبیه سازی به بهترین نحو حل می شوند، زیرا شبیه سازی ها ساده بوده و منجر به نتایج مستقیم می شوند. یکی از مهم ترین روش های شبیه سازی، شبیه سازی مونت کارلو است که در ادامه توضیح داده خواهد شد [۴۷].

۳-۴-۲ شبیه سازی مونت کارلو و کاربردهای آن

Neumann و Ulam روش مونت کارلو را در سال ۱۹۴۹ ایجاد کرده و توسعه دادند [۵۹، ۶۰]. آن ها استفاده از روش های نمونه گیری تصادفی را برای در نظر گرفتن حالات ریاضی قطعی تعیین کردند. آن ها از روش شبیه سازی مونت کارلو در طی جنگ جهانی دوم برای مطالعه میزان عبوری نوترون ها از مواد مختلف استفاده کردند. ماهیت روش از اختراع بازی های شانسی نشأت می گیرد که از رفتار و نتیجه ی آن بازی ها برای مطالعه برخی پدیده های جالب توجه استفاده شد. روش شبیه سازی مونت کارلو از اعداد تصادفی به صورت حساب شده و دقیق در محاسباتی که ساختار آن ها یک فرایند تصادفی است استفاده می کند.

پایه و اساس مونت کارلو با توسعه رایانه ها برای خود کار سازی محاسبات دشوار و پر کار اهمیت پیدا کرد. روش مونت کارلو اغلب برای حل مسائل ریاضی با تعداد متغیرهای زیاد که حل آن ها با استفاده از

روش‌های تحلیلی و یا عددی دشوار است و یا برای صحت‌سنجی نتایج سایر روش‌های احتمالاتی مورد استفاده قرار می‌گیرد.

به‌طور کلی اصطلاح شبیه‌سازی مونت‌کارلو یا روش مونت‌کارلو ممکن است برای توصیف هر روشی که جواب مسائل کمی را از طریق نمونه‌گیری تصادفی برآورد می‌کند، استفاده شود. درواقع مونت‌کارلو روشی است که به‌منظور حل مسائل قطعی از اعداد تصادفی استفاده می‌کند [۱۸]؛ اما در این تحقیق و به‌صورت خاص اصطلاح شبیه‌سازی مونت‌کارلو برای توصیف روشی عددی برای تعیین عدم قطعیت در متغیرهای خروجی با استفاده از عدم قطعیت در پارامترهای ورودی استفاده شده است. این روش نوعی شبیه‌سازی است که عدم قطعیت در ابعاد مختلف مسئله را به‌صورت واضح و کمی نشان می‌دهد. به همین جهت در این مطالعه از روش شبیه‌سازی مونت‌کارلو جهت شبیه‌سازی عدم قطعیت و تغییرپذیری مکانی پارامترهای خاک به‌عنوان پارامترهای ورودی استفاده شده است.

به‌طور خلاصه شبیه‌سازی مونت‌کارلو با مراحل زیر حاصل می‌شود [۴۷]:

۱- ابتدا بایستی تابع چگالی احتمال متغیرهای ورودی مشخص شود و سپس به‌منظور توصیف تصادفی بودن متغیرها باید پارامترهای احتمالاتی مربوطه مانند میانگین، واریانس، طول همبستگی و غیره تعیین شوند.

۲- در این مرحله به دنبال تابع چگالی احتمال در نظر گرفته‌شده در مرحله قبل یک متغیر یا میدان تصادفی تعریف می‌شود و یک حقیقی سازی متغیر تصادفی یا میدان تصادفی با استفاده از مولد اعداد شبه تصادفی یا یک مولد میدان تصادفی تولید می‌شود.

۳- پاسخ سیستم به متغیرهای تصادفی ورودی که در مرحله قبل تولید شدند ارزیابی می‌شود.

۴- الگوریتم بالا از مرحله ۲ با ثبت پاسخ‌ها و یا شمارش تعداد دفعات وقوع یک پاسخ خاص مشاهده‌شده در طول این روش تا زمانی که نیاز به تکرار این مراحل باشد به‌دفعات تکرار می‌شود.

۵- درنهایت می‌توان احتمال هر پاسخ سیستم خاص را با تقسیم تعداد دفعات وقوع آن پاسخ سیستم خاص به تعداد کل شبیه‌سازی‌ها تخمین زد و درواقع می‌توان توزیع احتمال پاسخ سیستم را برآورد کرد. همچنین می‌توان گشتاورهای پاسخ سیستم مانند میانگین و واریانس را برآورد نمود.

روش شبیه‌سازی مونت‌کارلو، ابزار شبیه‌سازی بسیار قدرتمند و انعطاف‌پذیری هست که می‌تواند در محدوده گسترده‌ای از مسائل به‌کار رود. شبیه‌سازی مونت‌کارلو روشی برای شبیه‌سازی فرایندهای تصادفی با انتخاب تصادفی مقادیر ورودی برای یک مدل تحلیلی در تناسب با تابع چگالی احتمالی مشترک متغیرها است. همچنین می‌توان این روش را به متغیرها یا میدان‌های تصادفی متعددی بسط و تعمیم داد. بدین منظور بایستی در ابتدا توزیع احتمال هر متغیر یا میدان تصادفی در مرحله اول که

در مراحل بالا ذکر شد تعیین شود و سپس برای هر یک از متغیرها یا میدان‌های تصادفی همان‌طور که در مرحله سوم در بالا عنوان شد حقیقی‌سازی صورت گیرد.

شبیه‌سازی‌های مونت کارلو اساساً فرآیندهای تصادفی را تکرار می‌کنند و ارائه‌دهنده نتایج تصادفی هستند. دقت ارائه نتایج کاملاً بستگی به این دارد که توزیع در نظر گرفته شده تا چه اندازه با فرآیند تصادفی مطابقت دارد (به‌عنوان مثال تا چه میزان توزیع در نظر گرفته شده با میدان تصادفی پارامترهای خاک مطابقت دارد). عموماً دقت نتایج شبیه‌سازی را می‌توان از لحاظ آماری با افزایش تعداد شبیه‌سازی‌ها بهبود بخشید. با این حال، ممکن است در عمل شبیه‌سازی‌های مونت کارلو توسط محدودیت‌های اقتصادی و ظرفیت و توانایی کامپیوترها محدود شود. علاوه بر این، راه‌حل‌های به‌دست آمده از شبیه‌سازی‌ها ممکن است قابل تعمیم یا برون‌یابی نباشند. به‌عنوان یک قاعده کلی تنها باید زمانی از روش شبیه‌سازی مونت-کارلو استفاده کرد که روش‌های حل تحلیلی در دسترس نیستند یا بی‌اثر هستند. راه‌حل‌های مونت کارلو اغلب ابزاری برای تأیید یا اعتبارسنجی روش‌های حل تحلیلی تقریبی هستند [۴۷].

این روش ابزار قدرتمندی است که هم برای مسائل خطی و هم غیرخطی قابلیت اجرا و کاربرد دارد؛ اما ممکن است نیاز به تعداد زیادی از شبیه‌سازی‌ها برای ارائه یک توزیع واقعی از پاسخ‌ها داشته باشد [۵]. در روش مونت کارلو کل سیستم به‌دفعات شبیه‌سازی می‌شود (به‌عنوان مثال ۱۰۰۰ تا ۱۰۰۰۰۰ مرتبه) به‌طوری‌که تمام شبیه‌سازی‌ها دارای شانس وقوع یکسانی هستند و هر شبیه‌سازی نمودی از رفتار محتمل سیستم خواهد بود. تعداد تکرار لازم شبیه‌سازی در روش مونت کارلو به میزان سطح اطمینان، دقت مطلوب برای حل مسئله و همچنین تعداد متغیرهای تصادفی به‌کاررفته در مسئله بستگی دارد [۱۸]. تعداد تکرار لازم شبیه‌سازی مونت کارلو برای مسائل با متغیرهای تصادفی ورودی با توزیع نرمال را می‌توان با استفاده از رابطه زیر مشخص نمود [۱۸]:

$$N = \left[\frac{d^2}{4(1-\varepsilon)^2} \right]^n \quad (3-31)$$

که در رابطه فوق، N تعداد تکرار لازم شبیه‌سازی مونت کارلو، d انحراف استاندارد نرمال متناظر با سطح اطمینان، ε سطح اطمینان موردنظر برحسب درصد (۱۰ تا ۲۰۰ درصد) و n تعداد متغیرهای تصادفی ورودی است.

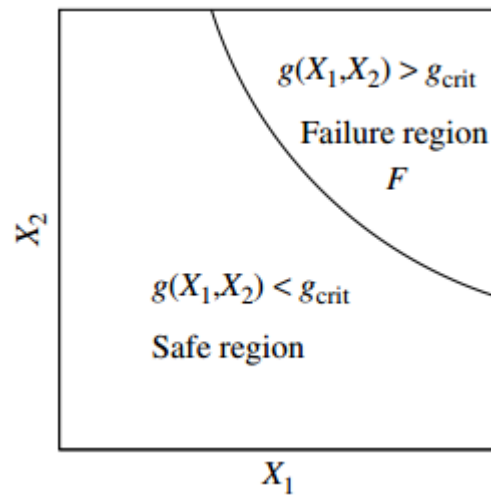
۳-۴-۲-۱ تعیین احتمال خرابی یک سیستم با استفاده از روش مونت کارلو

یکی از کاربردهای روش مونت کارلو تعیین احتمال خرابی یک سیستم است که در اینجا شرح داده شده است. به‌عنوان مثال دستگاهی را در نظر بگیرید که دارای دو پارامتر ورودی تصادفی X_1 و X_2 است. پاسخ سیستم به این ورودی‌ها یک تابع $g(X_1, X_2)$ که تابع عملکرد نامیده می‌شود و به این دلیل که پارامترهای ورودی تصادفی هستند این تابع نیز تصادفی است. برای مثال X_1 و X_2 را می‌توان به ترتیب بارهای زنده و مرده اعمال شده بر روی یک پی سطحی در نظر گرفت و تابع عملکرد $g(X_1, X_2)$ میزان نشست پی سطحی تحت این بارها است (در این مثال فرض می‌شود که خصوصیات خاک به‌صورت غیر

تصادفی هستند که این فرض غیرمحمتمل است و به احتمال زیاد g تابعی از تعداد زیادی از متغیرهای تصادفی موجود در خاک است). حال فرض کنید خرابی سیستم زمانی رخ می‌دهد که مقدار تابع عملکرد $g(X_1, X_2)$ که بیانگر میزان نشست پی سطحی است از مقدار نشست پی در حالت بحرانی (g_{crit}) فراتر رود ($g(X_1, X_2) > g_{crit}$). احتمال خرابی سیستم را می‌توان با استفاده از رابطه (۳-۳۲) مشخص کرد [۴۷].

$$p_f = P[g(X_1, X_2) > g_{crit}] = \int_{x_2 \in F} \int_{x_1 \in F} f_{x_1 x_2}(x_1, x_2) dx_1 dx_2 \quad (3-32)$$

که در رابطه فوق p_f احتمال خرابی سیستم، $f_{x_1 x_2}$ تابع چگالی احتمال مشترک X_1 و X_2 و F نشان‌دهنده ناحیه خرابی است که در شکل (۳-۱۱) این ناحیه نشان داده شده است.



شکل ۳-۱۱ نواحی ایمن و خرابی در صفحه (X_1, X_2) [۴۷]

از آنجایی که رابطه (۳-۳۲) شکل بسته‌ای ندارد و انتگرال‌گیری از این رابطه با استفاده از روش‌های عددی نیز بسیار پیچیده است، یک روش جایگزین و ساده برای ارزیابی رابطه فوق شبیه‌سازی تصادفی یک دنباله‌ای از مقادیر X_1 و X_2 است. سپس برای هر یک از مقادیر X_1 و X_2 تابع عملکرد $g(X_1, X_2)$ محاسبه می‌گردد و بررسی می‌گردد که آیا $g(X_1, X_2)$ از g_{crit} بزرگ‌تر است یا خیر، به این فرایند شبیه‌سازی مونت کارلو گفته می‌شود. به طور دقیق‌تر اگر x_{1i} و x_{2i} حقیقی سازی i ام برای $i=1, 2, \dots, n$ باشند، تابع I_i به صورت رابطه (۳-۳۳) تعریف می‌شود که بیانگر آن است که به ازای هر حقیقی سازی x_{2i} و x_{1i} خرابی اتفاق می‌افتد یا خیر [۴۷].

$$I_i = \begin{cases} 1 & \text{if } g(x_{1i}, x_{2i}) > g_{crit} \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases} \quad (3-33)$$

در انتها احتمال خرابی سیستم (p_f) با استفاده از رابطه (۳-۳۴) به سادگی برآورد می‌شود [۴۷].

$$p_f = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n I_i = \frac{n_f}{n} \quad (3-34)$$

که در رابطه فوق n_f تعداد دفعات وقوع خرابی و n تعداد کل حقیقی سازی‌ها است. به عبارت دیگر، احتمال تخمین زده شده برای خرابی سیستم برابر است با تعداد حقیقی سازی‌های که منجر به خرابی شده است به تعداد کل حقیقی سازی‌هایی که انجام گرفته است.

همچنین شبیه‌سازی‌های مونت کارلو می‌توانند برای تخمین گشتاورهای پاسخ سیستم مانند میانگین و واریانس استفاده شوند. به عنوان مثال اگر $g(X_1, X_2)$ تابع پاسخ یا عملکرد سیستم موردنظر و x_{1i} و x_{2i} حقیقی سازی i ام متغیرهای تصادفی ورودی (X_1, X_2) برای $i=1, 2, \dots, n$ باشند، میانگین تابع پاسخ یا عملکرد $g(X_1, X_2)$ با استفاده از رابطه زیر تعیین می‌شود [47]:

$$\mu_g = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n g(X_{1i}, X_{2i}) \quad (3-35)$$

همچنین واریانس تابع پاسخ یا عملکرد $g(X_1, X_2)$ با استفاده از رابطه زیر تعریف می‌شود [47]:

$$\sigma_g^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (g(X_{1i}, X_{2i}) - \mu_g)^2 \quad (3-36)$$

۳-۴-۳ شبیه‌سازی مونت کارلو در ترکیب با تئوری میدان تصادفی

همان‌طور که در بخش قبلی نیز به آن اشاره گردید، یکی از اهداف اصلی شبیه‌سازی مونت کارلو تخمین میانگین‌ها، واریانس‌ها و احتمالات متناظر با پاسخ سیستم‌های پیچیده با ورودی‌های تصادفی است که این ورودی‌های تصادفی ابتدا به شکل یک متغیر یا میدان تصادفی با یک توزیع احتمال مشخص تعریف و با استفاده از مولد تولید شده و سپس با استفاده از این ورودی‌های تصادفی پاسخ سیستم ارزیابی می‌شود. از طرف دیگر در این تحقیق سعی شده است تا عدم قطعیت و تغییرات مکانی ذاتی پارامتر مدول برشی خاک با استفاده از تولید میدان تصادفی مدول برشی خاک در نظر گرفته شود و تأثیر این تغییرات مکانی و تصادفی بودن مدول برشی خاک بر روی پاسخ دینامیکی زمین بررسی گردد؛ بنابراین با توجه به مطالب فوق می‌توان به این نتیجه رسید که برای رسیدن به هدف موردنظر در این تحقیق که همان تأثیر تغییرات مکانی و تصادفی بودن مدول برشی خاک بر روی پاسخ دینامیکی زمین است می‌توان از شبیه‌سازی مونت کارلو استفاده نمود. بدین منظور شبیه‌سازی مونت کارلو در این مطالعه مطابق با مراحل زیر صورت گرفته است [61]:

۱- اولین مرحله از شبیه‌سازی مونت کارلو مشخص کردن یک مدل قطعی است که در آن از متغیرهای تصادفی به عنوان ورودی برای تخمین یک مقدار خروجی واحد استفاده می‌شود که در این مطالعه متغیرهای تصادفی ورودی مقادیر مدول برشی خاک می‌باشند که از این متغیرهای ورودی به منظور

تخمین میانگین ضریب بزرگنمایی دینامیکی و طیف پاسخ شتاب سطح پروفیل خاک استفاده شده است که این دو پارامتر در فصل‌های بعدی توضیح داده خواهند شد.

۲- در مرحله دوم بایستی تابع چگالی احتمال متغیرهای تصادفی ورودی که مدول برشی خاک می‌باشند مشخص شود که تابع چگالی احتمال لوگ نرمال در این مطالعه در نظر گرفته شده است. سپس به منظور توصیف تغییرپذیری مکانی و تصادفی بودن متغیرهای ورودی، مشخصه‌های احتمالاتی مربوطه نظیر مقدار میانگین (روند)، ضریب تغییرات و طول همبستگی مدول برشی خاک مشخص می‌شود.

۳- در این مرحله با توجه به تابع چگالی احتمال و مشخصه‌های احتمالاتی تعیین شده در مرحله قبل یک میدان تصادفی مدول برشی خاک تعریف شده و با استفاده از روش تجزیه ماتریس کوواریانس که در بخش ۳-۳-۶ به طور کامل توضیح داده شد، میدان تصادفی مدول برشی خاک تولید می‌شود که این میدان تصادفی نشان‌دهنده یک حقیقی سازی احتمالی از تغییرات مکانی مدول برشی خاک در سراسر ناحیه مورد تحلیل است.

۴- در این مرحله با استفاده از مقادیر تصادفی مدول برشی تولید شده در هر المانی از پروفیل خاک که حاصل تولید میدان تصادفی مدول برشی می‌باشند، ضریب بزرگنمایی دینامیکی و طیف پاسخ شتاب سطح پروفیل خاک ارزیابی می‌شود.

۵- در انتها الگوریتم بالا از مرحله ۳ تا زمانی که میانگین ضریب بزرگنمایی دینامیکی و طیف پاسخ شتاب سطح پروفیل خاک به یک مقدار واحدی همگرا شوند تکرار می‌شود و در نهایت میانگین ضریب بزرگنمایی و طیف پاسخ شتاب سطح پروفیل خاک به عنوان پاسخ سیستم مورد نظر برآورد می‌شوند.

نکته قابل توجه در اینجا این است که تفاوت کار انجام شده در این مطالعه با مطالعات پیشین محققان بر روی تحلیل دینامیکی پاسخ زمین با استفاده از روش‌های قابلیت اطمینان در این است که در این مطالعه همان‌طور که گفته شد به منظور در نظر گرفتن تأثیر عدم قطعیت و تغییرات مکانی پارامترهای خاک بر روی پاسخ دینامیکی زمین از تئوری میدان تصادفی در ترکیب با روش شبیه‌سازی مونت کارلو استفاده شده است که به منظور تولید میدان تصادفی از روش تجزیه ماتریس کوواریانس و تابع همبستگی نمایی منفرد دوبعدی استفاده شده است، ولی در مطالعات پیشین محققان بر روی تحلیل دینامیکی پاسخ زمین از سایر روش‌های قابلیت اطمینان که در فصل اول به این روش‌ها اشاره شد به منظور در نظر گرفتن اثر تغییرات مکانی پارامترهای خاک استفاده شده بود و نیز در آن مطالعاتی هم که از روش شبیه‌سازی مونت کارلو جهت تحلیل دینامیکی پاسخ زمین استفاده شده بود، از سایر روش‌های تولید میدان تصادفی و همچنین سایر توابع همبستگی که در بخش‌های قبلی به آن‌ها اشاره گردید جهت در نظر گرفتن تأثیر عدم قطعیت و تغییرات مکانی پارامترهای خاک بر روی پاسخ دینامیکی زمین استفاده شده بود.

۳-۴-۱ مزایا و معایب روش شبیه‌سازی مونت کارلو

با توجه به مطالب عنوان‌شده در بخش‌های قبلی می‌توان به این نتیجه رسید که شبیه‌سازی مونت کارلو روش جامعی است که می‌توان این روش را در سیستم‌های بزرگ و پیچیده اعمال کرد و اغلب ایده‌آل‌سازی‌های پیچیده و یا ساده‌سازی‌های لازم برای راه‌حل‌های تحلیلی را حذف نمود و در نتیجه مدل‌های واقع‌بینانه‌تری ایجاد کرد. همچنین شبیه‌سازی‌های مونت کارلو را می‌توان بر روی برنامه‌های تحلیلی موجود بدون هیچ تغییری استفاده کرد. در نتیجه از این روش برای تجزیه و تحلیل روش اجزای محدود تصادفی استفاده نمود و همچنین از این روش به منظور استفاده از توابع پاسخ چندگانه در یک مدل واحد استفاده کرد [۲۳]. به‌طور کلی می‌توان مزیت‌های عمده این روش را موارد زیر عنوان کرد [۶۲]:

۱- انعطاف‌پذیری بالا در ترکیب داده‌ها با محدوده گسترده‌ای از توزیع‌های احتمالاتی بدون ایجاد تخمین‌های زیاد.

۲- توانایی در مدل کردن همبستگی میان متغیرها

۳- سادگی آن و عدم نیاز به دانش جامع ریاضی و آماری

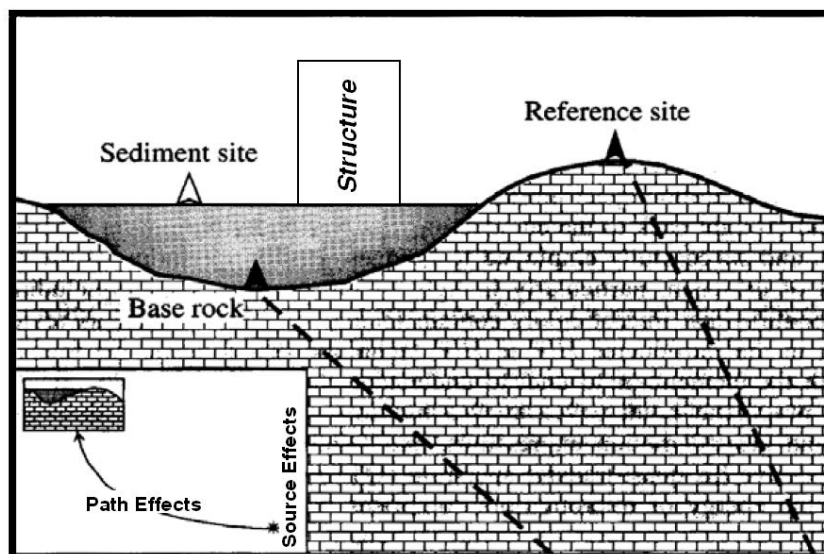
نکته مهمی که در اینجا باید به آن اشاره کرد اشکال عمده روش شبیه‌سازی مونت کارلو است. از آنجایی که در این روش نیاز به تعداد شبیه‌سازی‌های بالا به منظور رسیدن به دقت مطلوب است، تلاش محاسباتی افزایش می‌یابد و در نتیجه باعث زمان‌بر بودن و افزایش هزینه محاسبات می‌گردد.

فصل ۴ روش های تحلیل دینامیکی پاسخ زمین

۴-۱ مقدمه

ارزیابی پاسخ زمین یکی از معمول‌ترین و مهم‌ترین مسائلی است که در ژئوتکنیک لرزه‌ای مطرح است. تحلیل‌های پاسخ زمین جهت پیش‌بینی حرکات سطح زمین و تهیه طیف پاسخ طرح به‌منظور تعیین تنش‌ها و کرنش‌های دینامیکی برای ارزیابی خطرات روانگرایی و محاسبه نیروهای ناشی از زلزله که می‌تواند سبب ناپایداری زمین و سازه‌های نگهبان گردد، به کار می‌روند [۶۳].

در اثر لرزش به وجود آمده در منبع مطابق شکل ۴-۱، ارتعاش ایجاد می‌شود و در اثر این حرکت و لرزش تغییراتی به وجود می‌آید که به این تغییرات اثرهای منبع (Sorce Effects) می‌گویند. امواج که در لایه‌های سنگی در طول صدها کیلومتر حرکت کرده تا به سنگ بستر برسند و تغییراتی که در این مسیر ایجاد می‌شود در قالب اثرات کاهشی بر امواج اعمال شده که به آن اثرهای مسیر (Path Effects) می‌گویند. در این زمان امواج وارد لایه‌های نرم خاک شده و اثر رسوب بر آن اضافه می‌شود که به تأثیر لایه‌های رسوبی بر امواج زلزله اثرهای ساختگاه (Site Effects) می‌گویند. باوجود این حقیقت که امواج زلزله از میان ده‌ها کیلومتر سنگ و غالباً کمتر از ۱۰۰ متر خاک عبور می‌نمایند، لایه‌های خاک نقش بسیار مهمی در تعیین خصوصیات حرکت سطح زمین ایفا می‌کنند. به عبارت دیگر تحلیل پاسخ زمین، تعیین پاسخ توده خاک در برابر حرکت بستر سنگی زیر آن است [۲].



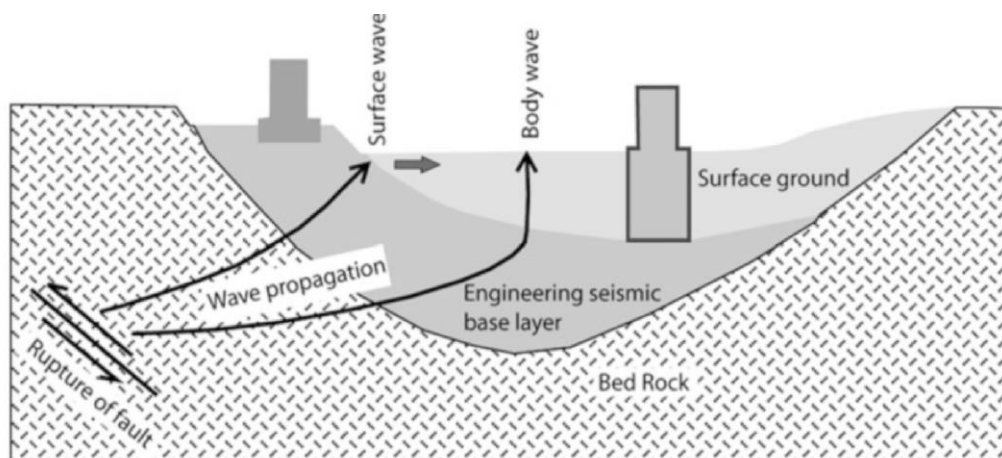
شکل ۴-۱ مکانیزم تولید و انتشار امواج زلزله تا سطح زمین [۲]

۴-۲ تحلیل دینامیکی پاسخ زمین

به‌طور کلی تحلیل دینامیکی پاسخ زمین را می‌توان به دو دسته‌ی تحلیل دینامیکی یک‌بعدی و دوبعدی تقسیم‌بندی کرد که در ادامه هر کدام شرح داده شده است.

۴-۲-۱ تحلیل دینامیکی یک بعدی

هنگامی که یک گسل در زیر سطح زمین گسیخته می‌شود، امواج حجمی از منبع به تمام جهات منتشر می‌شوند. هنگامی که این امواج به مرز بین مصالح مختلف زمین‌شناسی می‌رسند، منعکس و شکسته می‌شوند. درحالی که سرعت انتشار امواج در مصالح کم‌عمق‌تر عموماً کمتر از مصالح زیر آن‌ها است، اشعه‌های مایل که با مرز لایه افقی برخورد می‌نمایند معمولاً در جهت عمودتری منعکس می‌شوند. زمانی که امواج به سطح زمین می‌رسند، انکسارهای متعدد آن‌ها، سبب می‌شود که جهت آن‌ها تقریباً عمود بر سطح زمین باشد (شکل ۴-۲). تحلیل یک‌بعدی پاسخ زمین بر پایه‌ی فرضیاتی همچون افقی بودن مرز لایه‌ها و اینکه پاسخ یک توده خاک عمدتاً در اثر امواج برشی افقی^۱ (SH) که از بستر سنگی به‌صورت عمودی منتشر می‌شوند، استوار است. برای تحلیل یک‌بعدی پاسخ زمین فرض می‌شود که سطح خاک و بستر سنگی در جهت افقی تا بی‌نهایت ادامه‌دارند [۶۳].



شکل ۴-۲ روند انعکاس و انکسار امواج در هنگام عبور از لایه‌های خاک [۶۳]

تحلیل‌های دینامیکی یک‌بعدی به روش‌های گوناگون خطی، خطی معادل و غیرخطی بودن برحسب رفتار خاک طبقه‌بندی می‌شوند که در ادامه توضیح داده خواهد شد.

۴-۲-۲ تحلیل دینامیکی دوبعدی

روش تحلیل دینامیکی پاسخ یک‌بعدی زمین اغلب برای ساختگاه‌های افقی و یا با شیب کم که مرز لایه‌های خاک در آن‌ها موازی می‌باشند، مناسب می‌باشند. چنین شرایطی در برخی موارد برای ساختگاه موجود است اما در برخی فرضیات انتشار امواج یک‌بعدی نادرست است. زمانی که در ساختگاه شرایطی چون سطوح شیب‌دار زمین، وجود سازه‌های سنگین، سازه‌های مدفون و تونل‌ها وجود داشته باشد، نیاز به تحلیل دوبعدی یا در پاره‌ای از موارد سه‌بعدی است. در مسائلی که یک بعد به میزان زیادی از ابعاد دیگر بزرگ‌تر است، می‌توان از فرض کرنش مسطح جهت آنالیز دینامیکی استفاده کرد. روش‌های حل

^۱ Shear Horizontal

چنین مسائلی در حوزه فرکانس یا حوزه زمان امکان پذیرند. تحلیل دینامیکی این گونه مسائل با به-کارگیری روش‌های المان محدود و یا تفاضل محدود صورت می‌گیرند. تحلیل‌های دینامیکی دوبعدی نیز همانند تحلیل یک‌بعدی به روش‌های خطی، خطی معادل و غیرخطی امکان‌پذیر است.

۴-۲-۲-۱ تحلیل به روش خطی^۱

تحلیل به روش خطی مبتنی بر این فرض است که مدول برشی و میرایی مستقل از کرنش و برای هر لایه ثابت است [۶۴]. در این روش با استفاده از توابع انتقال، پاسخ سیستم‌های با یک درجه آزادی محاسبه می‌شود. یک گروه مهم از روش‌های تحلیل پاسخ زمین بر پایه توابع انتقال بنا شده است. برای مسئله پاسخ زمین می‌توان از توابع انتقال، جهت بیان پارامترهای مختلف پاسخ مانند جابجایی، سرعت، شتاب، تنش برشی و کرنش برشی برحسب یک پارامتر حرکت ورودی مانند شتاب بستر سنگی استفاده کرد. چون این روش بر پایه اصل جمع آثار قوا استوار است لذا تنها محدود به تحلیل سیستم‌های خطی است. رفتار غیرخطی را می‌توان با استفاده از روش تکرار مراحل با در نظر گرفتن خواص خطی معادل خاک تخمین زد که در ادامه توضیح داده شده است.

به‌طور خلاصه در روش تابع انتقال، تاریخچه زمانی حرکت بستر سنگی (حرکت ورودی) با استفاده از تابع تبدیل فوریه^۲ (FFT) به‌صورت سری فوریه در نظر گرفته می‌شود. سپس هر جمله از سری فوریه حرکت بستر سنگی (حرکت ورودی) در تابع انتقال ضرب شده تا سری فوریه حرکت سطح زمین (حرکت خروجی) به دست آید. آنگاه حرکت سطح زمین (خروجی) را می‌توان با بهره‌گیری از معکوس تابع تبدیل فوریه در حوزه زمان بیان نمود؛ بنابراین تابع تبدیل، چگونگی تشدید یا میرایی هر فرکانس در حرکت بستر سنگی (حرکت ورودی) را به‌وسیله توده خاک تعیین می‌نماید [۶۳]

۴-۲-۲-۲ تحلیل به روش خطی معادل^۳

روش خطی معادل تحلیل پاسخ زمین به‌منظور تحلیل پاسخ غیرخطی خاک با استفاده از تحلیل دامنه فرکانسی با کمک توابع انتقال خطی ایجاد شده است [۶۴]. روش خطی معادل در مهندسی زلزله برای مدل‌سازی انتقال موج در ساختگاه‌های لایه‌بندی شده و اثر متقابل دینامیکی خاک و سازه رایج است. در روش خطی معادل یک تحلیل خطی انجام می‌شود که مقادیر اولیه برای نسبت میرایی^۴ و مدول برشی در مناطق مختلف مدل در نظر گرفته شده است [۶۵]. از آنجایی که رفتار غیرخطی خاک به‌خوبی شناخته شده است، لذا روش خطی برای فراهم کردن تخمین منطقی پاسخ زمین برای مسائل عملی موردنظر باید اصلاح گردد. رفتار واقعی غیرخطی هیستریک تنش-کرنش خاک‌های بارگذاری شده

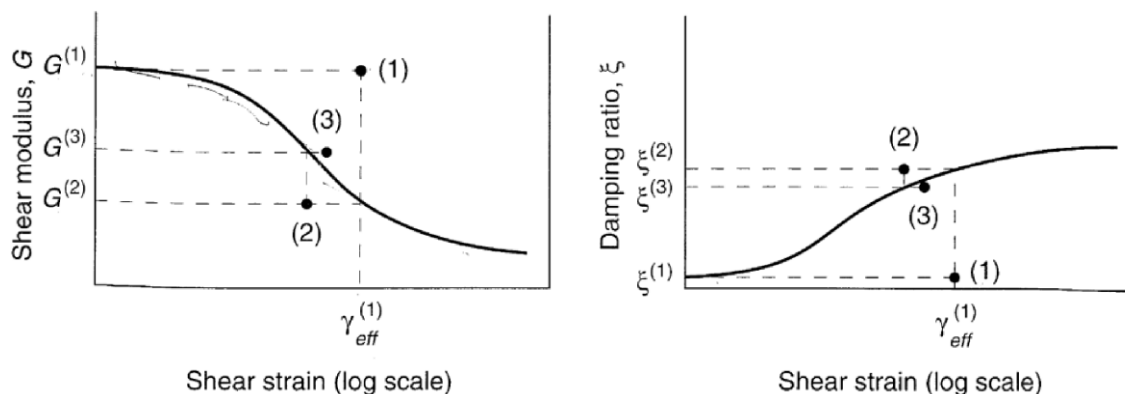
^۱ Linear Methods

^۲ Fourier Transform Function

^۳ Equivalent-Linear Methods

^۴ damping ratio

به صورت چرخه‌ای می‌تواند توسط خصوصیات خطی معادل خاک تقریب زده شود. مدول برشی خطی معادل (G)، عموماً به صورت مدول برشی سکانت و ضریب میرایی معادل خطی (ζ) به صورت ضریب میرایی که همان اتلاف انرژی را که در یک چرخه‌ی واحد به عنوان حلقه هیستریزیس^۱ واقعی تولید می‌کند، در نظر گرفته می‌شوند [۶۳]. از آنجایی که روش خطی مستلزم مدول برشی معادل خطی (G) و ضریب میرایی معادل خطی (ζ) ثابت برای هر لایه خاک است، لذا در این روش بایستی مقادیر پارامترهای فوق را متناسب با تراز کرنش تولیدشده در هر لایه در نظر گرفت. لذا جهت استفاده از روش تحلیل خطی معادل منحنی‌های رفتاری برای خاک به صورت مدول برشی و میرایی بر حسب کرنش برشی ارائه شده‌اند. از آنجایی که تراز کرنش محاسبه شده به مقادیر خواص خطی معادل بستگی دارد، برای اطمینان به اینکه خصوصیات استفاده شده در تحلیل، با ترازهای کرنش محاسبه شده در تمام لایه‌ها سازگاری دارد، یک روند تکراری مورد نیاز است.



شکل ۳-۴ آزمون و خطا جهت مدول برشی و ضریب میرایی سازگار با کرنش در تحلیل خطی معادل با بهره‌گیری از تخمین اولیه $G(1)$ و $\zeta(1)$ [۶۳]

بر اساس شکل (۳-۴) روند تکراری به صورت ذیل است:

- ۱- تخمین اولیه G و ζ برای هر لایه. مقادیر اولیه تخمین زده شده متناظر با همان تراز کرنش می‌باشند، غالباً برای تخمین اولیه، ترازهای پایین کرنش انتخاب می‌شوند.
- ۲- مقادیر G و ζ تخمین زده شده برای محاسبه پاسخ زمین شامل تاریخچه زمانی کرنش برشی برای هر لایه به کار می‌روند.
- ۳- کرنش برشی مؤثر در هر لایه از کرنش برشی حداکثر در تاریخچه زمانی کرنش برشی طبق رابطه زیر به دست آمده است.

$$\gamma_{eff} = R_{\gamma} \gamma_{max} \quad (۱-۴)$$

^۱ hysteresis cycle

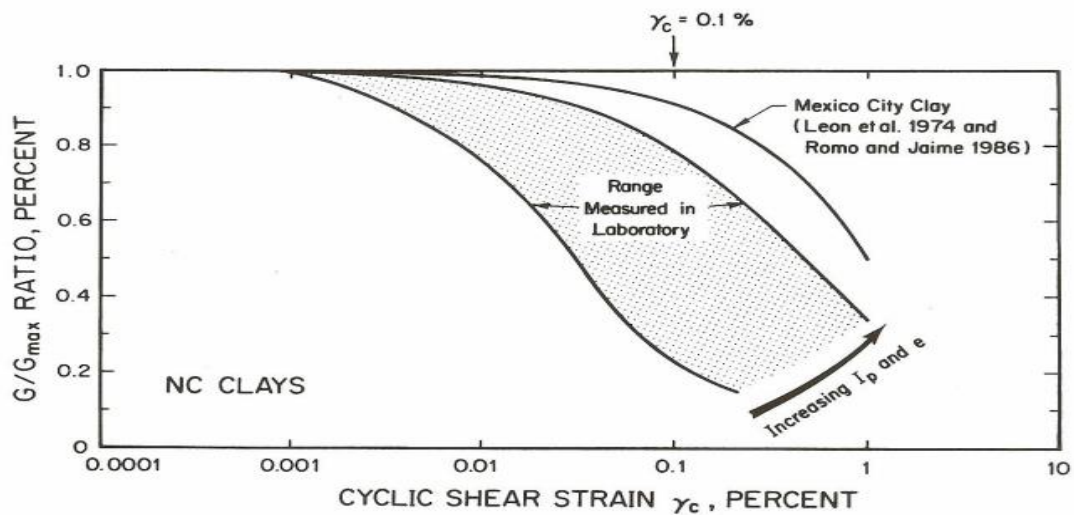
که در این رابطه γ_{max} کرنش برشی حداکثر و R_γ نسبت کرنش برشی مؤثر به کرنش برشی حداکثر است و معمولاً برابر ۰/۶۵ در نظر گرفته می‌شود. همچنین می‌توان R_γ را وابسته به بزرگی زلزله (M) در نظر گرفت و از رابطه (۲-۴) استفاده کرد:

$$R_\gamma = \frac{M - 1}{10} \quad (2-4)$$

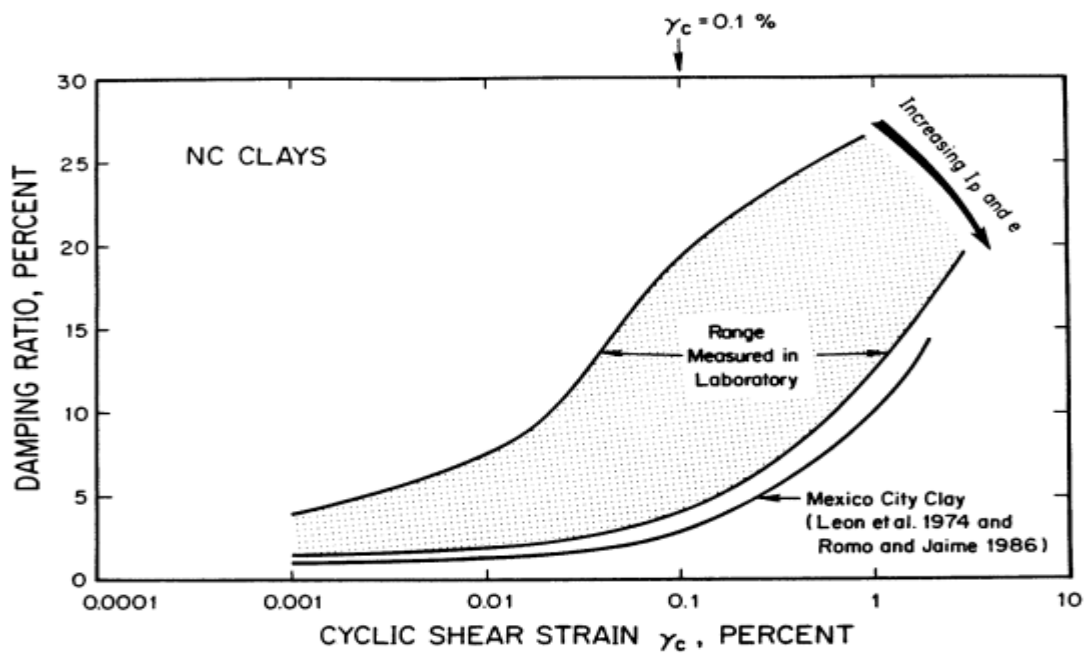
۴- از این کرنش برشی مؤثر، مقادیر خطی معادل جدید، $G^{(i+1)}$ و $\gamma^{(i+1)}$ جهت تکرار بعدی انتخاب می‌شوند

۵- گام‌های ۲ تا ۴ تا زمانی که اختلاف بین مقادیر مدول برشی و ضریب میرایی محاسبه‌شده در دو تکرار پی‌درپی پایین‌تر از مقدار از پیش تعیین‌شده در تمام لایه‌ها شوند، تکرار می‌گردد. اگرچه همگرایی به‌طور قطعی تضمین نمی‌شود، در سه تا پنج بار تکرار، معمولاً اختلاف کمتر از ۵ الی ۱۰ درصد حاصل می‌شود.

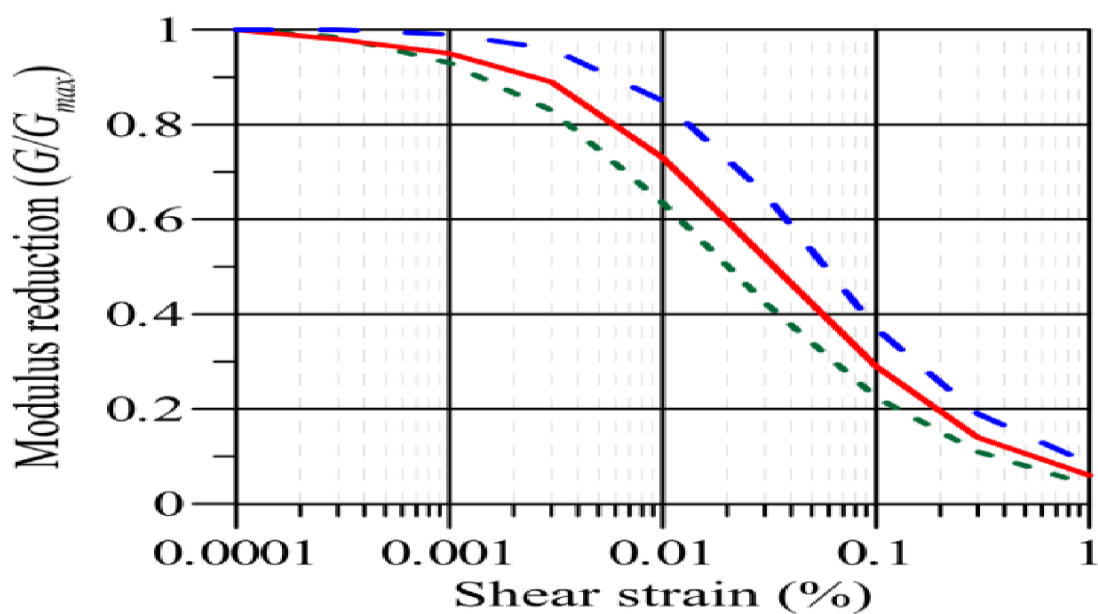
از مزایای این روش می‌توان به عدم نیاز به پارامترهای متعدد خاک اشاره کرد. همان‌طور که عنوان شد پارامترهای لازم علاوه بر وزن مخصوص خاک، مدول برشی و میرایی آن می‌باشند. نقطه‌ضعف این روش این است که اگرچه روش تکرار در جهت حاصل‌شدن خصوصیات سازگار با کرنش خاک روش مبتنی بر رفتار غیرخطی خاک است، اما یادآوری این نکته مهم است که روش‌های پاسخ پیچیده خاک هنوز مبتنی بر تحلیل خطی می‌باشند [۶۶]. خصوصیات سازگار با کرنش خاک در طول مدت زلزله بدون توجه به اینکه کرنش‌ها در یک‌زمان بخصوص بزرگ یا کوچک خواهند بود ثابت می‌باشند. این روش قابلیت ارائه تغییرات سختی خاک که واقعاً حین زلزله اتفاق می‌افتد را دارا نیست و علتش راهم می‌توان در نظر نگرفتن رفتار واقعی خاک و تقریب زدن آن با منحنی‌های رفتاری ارائه‌شده توسط محققین دانست [۶۴]. در اینجا می‌توان به نمونه‌هایی از مدل‌های رفتاری مورد استفاده در روش تحلیل خطی معادل اشاره کرد. شکل‌های ۴-۴ و ۵-۴ مربوط به مدل رفتاری ارائه‌شده توسط Vocetic و Dobry برای خاک‌های رسی با شاخص خمیری و نسبت تخلخل‌های مختلف است [۶۷]. اشکال ۴-۶ و ۴-۷ مربوط به مدل ارائه‌شده توسط Seed و همکاران برای خاک‌های ماسه‌ای است [۲۱].



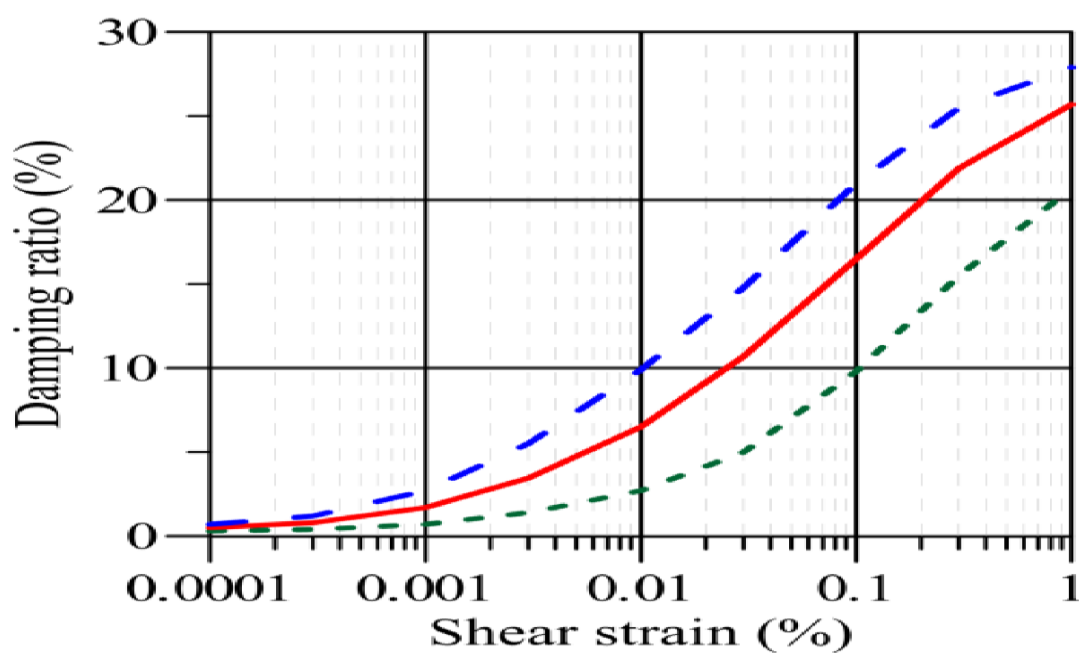
شکل ۴-۴ منحنی رفتاری تغییرات نسبت مدول برشی به کرنش برشی در خاک‌های رسی، ارائه‌شده توسط Vocetic و Dobry برای مقادیر مختلف شاخص خمیری و نسبت تخلخل [۶۷]



شکل ۴-۵ منحنی رفتاری تغییرات نسبت میرایی با کرنش برشی در خاک‌های رسی، ارائه‌شده توسط Vocetic و Dobry برای مقادیر مختلف شاخص خمیری و نسبت تخلخل [۶۷]



شکل ۴-۶ منحنی رفتاری تغییرات نسبت مدول برشی با کرنش برشی در خاک‌های ماسه‌ای، ارائه‌شده توسط Seed و همکاران [۲۱]



شکل ۴-۷ منحنی رفتاری تغییرات نسبت میرایی با کرنش برشی در خاک‌های ماسه‌ای ارائه‌شده توسط Seed و همکاران [۲۱]

۴-۲-۲-۳ تحلیل به روش غیرخطی^۱

اگرچه روش خطی معادل از نظر محاسباتی متداول و مناسب است و نتایج منطقی را برای تعداد

^۱ nonlinear method

زیادی از مسائل عملی فراهم می‌کند، اما همچنان یک روش تقریبی برای فرایند غیرخطی پاسخ لرزه‌ای زمین باقی می‌ماند. یک روش جایگزین برای تحلیل پاسخ غیرخطی واقعی توده خاک استفاده از انتگرال-گیری مستقیم عددی در دامنه زمانی است. با انتگرال‌گیری از معادله حرکت در گام‌های زمانی کوچک، هر مدل تنش-کرنش خطی یا غیرخطی یا مدل رفتاری پیشرفته‌ای می‌تواند مورد استفاده قرار گیرد. در آغاز هر گام زمانی، به رابطه تنش-کرنش برای به‌دست آوردن خصوصیات مناسب خاکی که در آن گام زمانی استفاده می‌شوند، مراجعه می‌شود. با این روش یک رابطه تنش-کرنش غیرخطی غیر الاستیک می‌تواند در یک مجموعه‌ای از گام‌های افزایشی کوچک خطی دنبال شود [۶۳].

از مزایای این روش دقت بالای جواب با توجه به در نظر گرفتن رفتار واقعی خاک است. از معایب این روش نیز می‌توان به نیاز این روش به داشتن پارامترهای متعددی از خاک از جمله ضریب اصطکاک خاک، چسبندگی، مدول الاستیسیته و ضریب پواسون (و یا مدول‌های برشی و بالک) آن اشاره کرد. همچنین برای تحلیل غیرخطی نیاز به انجام آزمایش‌های متعدد بر روی خاک جهت به‌دست آوردن مدل رفتاری خاک است. بنابراین چنانچه رفتار تنش-کرنش خاک از آزمایش‌های مربوطه به‌طور دقیق به دست نیاید، استفاده از این روش بی‌معنا خواهد بود. لذا استفاده از این روش تنها در مواردی که انجام آزمایش‌های لازم بر روی خاک در آزمایشگاه به‌طور دقیق انجام‌شده باشد توصیه می‌گردد [۶۶].

۴-۲-۲-۴ مقایسه روش خطی معادل با روش غیرخطی

اگرچه روش‌های خطی معادل و غیرخطی هر دو جهت حل مسائل تحلیل پاسخ زمین استفاده می‌شوند اما فرمول‌بندی و فرضیات پایه آن‌ها کاملاً متفاوت است. در نتیجه انتظار یافتن برخی تفاوت‌ها در نتایجشان منطقی است.

اغلب نتایج تحلیل‌های خطی معادل و غیرخطی پاسخ زمین در موارد متعددی مقایسه شده‌اند [۶۴، ۶۸، ۶۹] که حاصل آن نتایج ذیل است:

۱- خطی بودن ذاتی تحلیل‌های خطی معادل می‌تواند منجر به تشدیدهای مصنوعی شود (به‌عنوان مثال سطوح بالای تشدید که ناشی از انطباق یک مؤلفه قوی حرکت ورودی با یکی از فرکانس‌های طبیعی توده خاک خطی معادل است). چون سختی یک خاک غیرخطی واقعی در سراسر مدت‌زمان زلزله‌ای بزرگ تغییر می‌کند، چنین سطوح بالای تشدید در طبیعت رخ نخواهد داد.

۲- استفاده از یک کرنش برشی مؤثر در یک تحلیل خطی معادل، هنگامی که کرنش برشی حداکثر خیلی بزرگ‌تر از باقی‌مانده کرنش‌های برشی است، منجر به ایجاد یک سیستم بیش نرم^۱ و بیش میرا^۲ شده یا هنگامی که دامنه کرنش برشی تقریباً یکنواخت است، منجر به ایجاد یک سیستم با نرمی کم و میرایی کم می‌گردد.

^۱ Oversoftened

^۲ Overdamped

۳- تحلیل‌های خطی معادل می‌توانند بسیار کارآمدتر از تحلیل‌های غیرخطی باشند، به‌ویژه هنگامی که حرکت ورودی بتواند با دقت قابل قبولی توسط تعداد کمی از جمله‌ها در سری‌های فوریه مشخص شود. ۴- روش‌های غیرخطی می‌توانند برحسب تنش‌های مؤثر فرمول‌بندی شوند تا امکان مدل‌کردن نحوه‌ی تولید، توزیع مجدد و افت احتمالی فشار آب منفذی اضافی در طول لرزش‌های زلزله و پس از آن را فراهم کنند. روش‌های خطی معادل چنین قابلیت‌هایی را ندارند.

۵- همان‌طور که در بالا نیز ذکر شد روش‌های غیرخطی به یک رابطه تنش- کرنش یا مدل رفتاری قابل‌اعتماد نیاز دارند. پارامترهایی که چنین مدل‌هایی را توصیف می‌کنند به‌خوبی مدل‌های خطی معادل ایجاد نشده‌اند. لذا برای ارزیابی پارامترهای مدل غیرخطی ممکن است نیاز به انجام آزمون‌های آزمایشگاهی و صحرایی اساسی باشد.

۶- تفاوت‌های بین نتایج تحلیل‌های خطی معادل و غیرخطی بستگی به درجه غیرخطی بودن پاسخ واقعی خاک دارد. برای مسائلی که در سطوح کرنش پایین باقی می‌مانند (پروفیل‌های خاک سخت و یا حرکت ورودی نسبتاً ضعیف) هردوی تحلیل‌ها می‌توانند تخمین منطقی از پاسخ زمین ارائه نمایند. برای مسائل شامل سطوح کرنش بالا، به‌ویژه مسائلی که در آن‌ها تنش‌های برشی ایجادشده به مقاومت برشی قابل دسترس خاک نزدیک می‌شود تحلیل‌های غیرخطی به احتمال زیاد نتایج منطقی ارائه می‌دهند.

۴-۳ تأثیر شتاب حداکثر سنگ بستر بر حرکات لرزه‌ای سطح

زمین

۴-۳-۱ مقدمه

یکی از مهم‌ترین مشخصه‌های هر زلزله شتاب حداکثر^۱ (PGA) یک زلزله که از روی منحنی شتاب‌نگاشت (شتاب-زمان) آن استخراج می‌گردد است. لایه‌های خاک به‌ویژه لایه‌های آبرفتی نسبت به شتاب حداکثر (PGA) حرکت سنگ‌بستر حساس بوده، به‌طوری‌که با تغییر این شتاب تغییرات زیادی در پاسخ دینامیکی آن‌ها به وجود می‌آید [۷۰]. لذا می‌توان شتاب حداکثر سنگ‌بستر را به‌عنوان یکی از مهم‌ترین پارامترهای موجود در تأثیر ساختگاه‌های مختلف بر امواج زلزله به شمار آورد به‌طوری‌که با تغییر در شتاب حداکثر سنگ بستر، تغییراتی در شتاب حداکثر سطح زمین به وجود می‌آید که در این بخش به بررسی آن خواهیم پرداخت. در ابتدا لازم است تا توضیحی در مورد تقسیم‌بندی ساختگاه‌های مختلف نسبت به فاصله کانونی آن‌ها از مرکز زلزله ارائه گردد که در بخش بعدی شرح داده خواهد شد.

^۱ Peak ground acceleration

۴-۳-۲ تقسیم‌بندی ساختگاه‌های مختلف نسبت به فاصله کانونی آن‌ها از مرکز زلزله

اصولاً مسئله تأثیر ساختگاه بر حرکات لرزه‌ای علاوه بر تغییرات مکانی پارامترهای خاک تحت تأثیر فاصله کانونی زلزله نیز است. به همین جهت در ابتدا به بررسی نوع زلزله‌ها نسبت به فاصله کانونی می‌پردازیم:

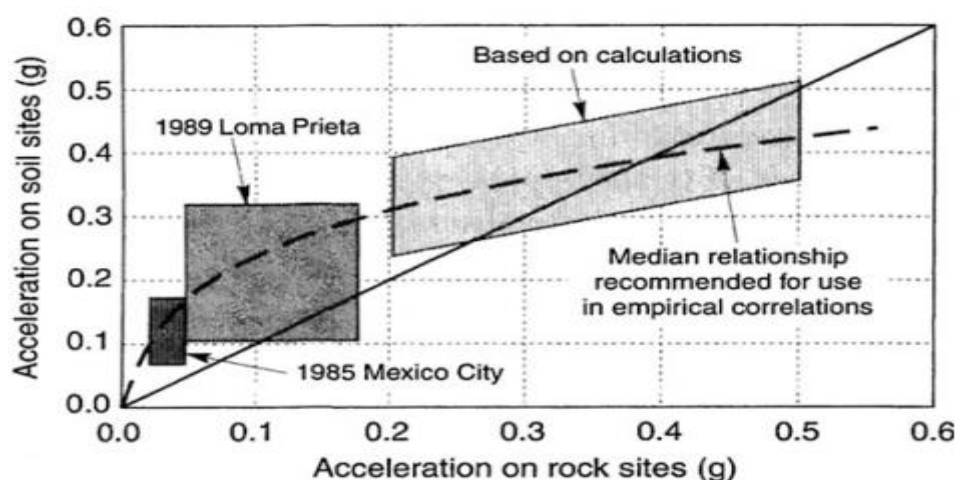
در یک تقسیم‌بندی کلی ساختگاه‌های مختلف نسبت به فاصله آن‌ها تا کانون زلزله به دو حوزه نزدیک^۱ و حوزه دور^۲ دسته‌بندی می‌شوند [۷۱]. در مورد تعریف فاصله کانونی که از آن فاصله به بعد ساختگاه‌ها در حوزه دور واقع می‌شوند نقطه نظرات مختلفی بین محققان وجود دارد. با این حال Aki فاصله ۵۰ کیلومتری را به عنوان مرز این دو حوزه در نظر گرفته و ساختگاه‌های واقع در فاصله کمتر از ۵۰ کیلومتر نسبت به کانون زلزله را جزء حوزه نزدیک و در فاصله‌ای دورتر از ۵۰ کیلومتر نسبت به کانون زلزله را جزء حوزه دور تقسیم‌بندی می‌کند [۷۱، ۷۲]، همچنین تعدادی از محققان فاصله بین ۱۰ تا ۶۰ کیلومتر را به عنوان مرز بین دو حوزه نزدیک و دور معرفی می‌کنند [۷۳، ۷۴].

۴-۳-۳ تأثیر شتاب بیشینه سنگ بستر بر شتاب بیشینه سطح زمین

یکی از آثار مهم تغییر سطح شتاب حرکت سنگ بستر تغییراتی است که در شتاب بیشینه (PGA) سطح زمین ایجاد می‌نماید. بسته به نوع و شرایط لایه خاکی و میزان شتاب بیشینه (PGA) بستر سنگی در پاره‌ای موارد لایه خاکی باعث افزایش و تقویت شتاب بیشینه بستر سنگی شده به طوری که شتاب بیشینه سطح زمین بزرگ‌تر از شتاب بیشینه سنگ بستر می‌گردد و در مواردی دیگر عکس این قضیه صورت گرفته است به طوری که PGA سطح زمین از PGA سنگ بستر کمتر می‌شود [۷۵]. به عنوان مثال Seed در سال ۱۹۹۱ بیان می‌دارد از مدت‌ها پیش مشخص شده که مطابق شکل ۴-۸ مقدار شتاب ایجادشده در سطح لایه آبرفتی در اثر یک زلزله معمولاً بزرگ‌تر از مقادیر ثبت‌شده در رخنمون سنگی مجاور آن است [۷۶].

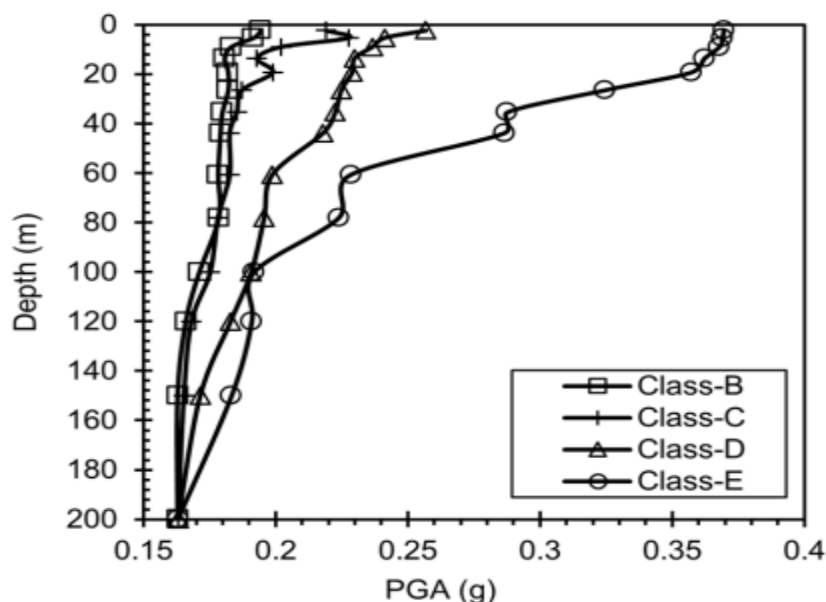
۱. Near Field

2. Far Field



شکل ۴-۸ حداکثر شتاب در ساختگاه خاک نرم به عنوان تابعی از شتاب بیشینه سنگ بستر [۷۷]

Bajaj و Anbazhagan تغییرات شتاب بیشینه زمین (PGA) را در طول عمق لایه‌های خاک برای ساختگاه‌های مختلف بررسی کردند و همان‌طور که در شکل ۴-۹ قابل مشاهده است به این نتیجه رسیدند که شتاب بیشینه سنگ بستر با عبور از لایه‌های خاک و رسیدن به سطح زمین افزایش می‌یابد، آن‌ها در این مطالعه ضربی را تعریف کردند که به صورت نسبت شتاب بیشینه سطح زمین به شتاب بیشینه سنگ بستر است و این ضریب میزان تغییر PGA در سطح زمین را نسبت به PGA در سنگ بستر نشان می‌دهد که آن را ضریب بزرگنمایی حداکثر شتاب زمین نامیدند [۷۸].



شکل ۴-۹ تغییرات مقدار شتاب بیشینه زمین (PGA) در طول عمق تحت زلزله ۲۰۱۵ نپال برای ساختگاه‌های مختلف [۷۸]

به لحاظ این‌گونه مشاهدات نسبت حداکثر شتاب سطح زمین به حداکثر شتاب بستر سنگی یا رخنمون سنگی مجاور به صورت ضریب بزرگنمایی شتاب زمین عنوان می‌گردد که در برخی مقالات از

آن به عنوان ضریب بزرگنمایی دینامیکی (DAF) نام برده شده است [۷۹، ۸۰]. مقادیر اندازه گیری شده این ضریب در این مطالعات برای حرکات شدید بین یک و دو و برای زلزله های خفیف بیش از دو است همچنین ضریب بزرگنمایی برای رسوبات نرم بیشتر از رسوبات متراکم است.

Nugraha و Sunardi در سال ۲۰۱۶ به بررسی ضریب بزرگنمایی شتاب زمین برای ساختگاه های با لایه های خاک متفاوت پرداختند. آن ها در این تحقیق به این نتیجه رسیدند که هرچقدر یک لایه خاک سخت تر شده، ضریب بزرگنمایی شتاب زمین کاهش می یابد و برعکس هرچقدر که یک لایه خاک نرم تر باشد، ضریب بزرگنمایی شتاب زمین افزایش می یابد و همچنین با افزایش PGA سنگ بستر مقدار ضریب بزرگنمایی شتاب زمین کاهش می یابد [۷۰].

فصل ۵ مدل سازی حدودی

۵-۱ مقدمه

در فصل‌های دوم تا چهارم پارامترهای آماری و تئوری میدان تصادفی و پارامترهای مربوط به این تئوری و روش شبیه‌سازی مونت‌کارلو و همچنین روش‌های تحلیل دینامیکی پاسخ زمین به‌طور کامل شرح داده شدند. مهم‌ترین خصوصیات آماری مورد استفاده در این تحقیق مقادیر میانگین، انحراف از معیار و ضریب تغییرات بود و همچنین پارامترهای اصلی مورد استفاده در تئوری میدان تصادفی شامل مقیاس نوسان (طول همبستگی)، تابع همبستگی و تابع کوواریانس بود و همچنین در فصل چهارم زلزله‌های حوزه نزدیک و حوزه دور و تأثیر شتاب بیشینه سنگ بستر بر شتاب بیشینه سطح زمین توضیح داده شد که در این فصل تأثیر تغییرات مکانی خصوصیات خاک با استفاده از روش میدان تصادفی در ترکیب با روش شبیه‌سازی مونت‌کارلو و همچنین تأثیر زلزله‌های حوزه دور و نزدیک را بر روی پاسخ دینامیکی سطح زمین مورد مطالعه قرار خواهد گرفت. با استفاده از زبان برنامه‌نویسی نرم‌افزار FLAC 2D یعنی FISH، کدی به‌منظور تحلیل تصادفی پاسخ لرزه‌ای زمین با در نظر گرفتن تغییرات مکانی پارامتر مدول برشی خاک نوشته شده است.

در این فصل، پاسخ دینامیکی یک لایه خاک متوسط (بر طبق طبقه‌بندی نوع زمین در آیین‌نامه ۲۸۰۰) با توزیع‌های آماری مختلف تحت شتاب‌نگاشت‌های متفاوت حوزه نزدیک و دور بررسی و مقایسه شده است که به‌منظور دسته‌بندی مطالب آتی در این فصل پس از تشریح نحوه مدل‌سازی دینامیکی پروفیل خاک در نرم‌افزار FLAC 2D و بیان خصوصیات و توزیع‌های آماری و احتمالاتی پارامترهای خاک اختصاص یافته به مدل، نتایج تحلیل‌ها به دو بخش اساسی زیر تقسیم‌بندی شده است:

- بررسی تأثیر تغییرات مکانی مدول برشی خاک بر روی ضریب بزرگنمایی شتاب زمین تحت زلزله‌های حوزه دور و نزدیک
- بررسی تأثیر تغییرات مکانی مدول برشی خاک بر روی طیف پاسخ شتاب زمین تحت زلزله‌های حوزه دور و نزدیک

قبل از اینکه به تحلیل دینامیکی مدل پردازیم ذکر این نکته حائز اهمیت است که در مدل‌سازی سازه‌های مختلف با برنامه FLAC 2D جهت انجام تحلیل‌های دینامیکی، موضوعات مهم و مختلفی وجود دارد که بایستی مورد توجه و بررسی قرار گیرند. این موضوعات شامل موارد زیر می‌باشند:

۱- شرایط مرزی و بارگذاری دینامیکی

۲- میرایی مکانیکی

۳- انتشار امواج از میان مدل

که این موارد بایستی با توجه به شرایط مسئله اعمال گردد که در ادامه و در حین مدل‌سازی این موارد توضیح داده خواهد شد.

۵-۲ مدل سازی دینامیکی در برنامه FLAC 2D

۵-۲-۱ هندسه مدل

اولین مرحله مدل سازی دینامیکی در FLAC 2D تعیین هندسه مدل است که در این تحلیل ما از یک مدل مستطیلی به ابعاد ۶۰ متر طول در ۳۰ متر عمق به منظور مدل نمودن یک لایه خاک متوسط (بر طبق طبقه بندی نوع زمین در آیین نامه ۲۸۰۰) مطابق با شکل ۵-۱ استفاده نموده ایم که موج ورودی به کف مدل به صورت شتاب نگاشت اعمال می گردد.

۵-۲-۲ تعیین ابعاد المان ها به منظور انتشار دقیق امواج

المان های مورد استفاده در مدل سازی چهارضلعی بوده و برای جلوگیری از خطاهای عددی در محاسبات، بیشتر المان ها مربعی می باشند. ابعاد المان ها در مدل با در نظر گرفتن تئوری انتشار امواج برشی در محیط و اینکه در تحلیل دینامیکی تا چه فرکانسی باید به دقت مدل شود تعیین می شود. Kuhlemeyer و Lysmer [۱] نشان دادند که برای انتشار دقیق موج از داخل یک مدل، ابعاد المان (ΔL) تقریباً باید کمتر از $\frac{1}{8}$ تا $\frac{1}{10}$ طول موج مربوط به بزرگ ترین مؤلفه فرکانسی موج ورودی باشد به طوری که:

$$\Delta L \leq \frac{\lambda}{(8 \text{ to } 10)} \quad (۵-۱)$$

و با توجه به اینکه فرکانس اصلی (f) مربوط به مود^۱ طبیعی نوسان یک سیستم برابر است با:

$$f = \frac{C_s}{\lambda} \quad (۵-۲)$$

و از آنجا حداکثر فرکانسی که می توان به طور دقیق مدل نمود را از رابطه زیر به دست آورد:

$$f_{max} = \frac{C_s}{(8 - 10) \Delta L} \quad (۵-۳)$$

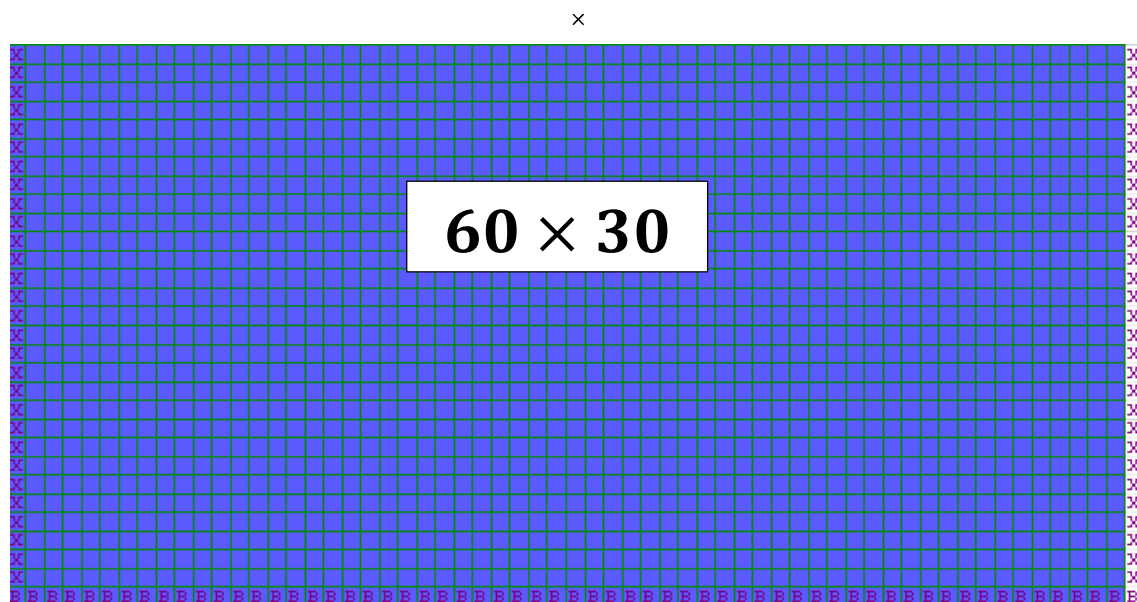
در روابط فوق λ طول موج مربوط به بزرگ ترین فرکانس موج ورودی است و C سرعت موج برشی است. حال با توجه به رابطه (۵-۳) حداکثر فرکانسی که می توان به طور دقیق مدل نمود را محاسبه کرد، بدین منظور ابتدا لازم است که ابعاد المان را تعیین نماییم، در این تحقیق ابعاد المان ۱ متر فرض شده است، دلیلش این است که مدل های دارای المان های ریزتر هرچند قادر به مدل سازی دقیق محدوده فرکانسی بزرگ تری می باشند، ولی با توجه به تعداد بالای تحلیل های صورت گرفته این ابعاد به مدت زمان زیادی جهت انجام تحلیل دینامیکی نیاز دارند؛ بنابراین از میان این مدل ها، مدلی انتخاب می گردد که ضمن حفظ دقت مسئله نیاز به زمان کمتری برای انجام تحلیل داشته باشد. پارامتر دیگری که نیاز است تا در رابطه (۵-۳) مشخص شود سرعت موج برشی است که با توجه به اینکه نوع خاک، خاک متوسط

^۱ Mode

در نظر گرفته شده است (بر طبق طبقه بندی نوع زمین در آیین نامه ۲۸۰۰) سرعت موج برشی ۲۵۰ متر بر ثانیه در نظر گرفته شده است که با قرار دادن این مقادیر در رابطه (۵-۳) می توان حداکثر فرکانس موج ورودی که می تواند در مدل به دقت مدل سازی شود را به صورت ذیل تعیین نمود:

$$f = \frac{C_s}{10 \Delta L} = \frac{250}{10 \times 1} = 25 \text{ Hz} \quad (۴-۵)$$

در نتیجه تمامی محرک های ورودی اعمال شده به مدل باید دارای حداکثر فرکانس ۲۵ هرتز باشند که این معیار لحاظ شده است. هندسه و المان بندی پروفیل خاک مدل سازی شده در نرم افزار FLAC 2D در شکل ۵-۱ نشان داده شده است.



شکل ۵-۱ هندسه و المان بندی پروفیل خاک در FLAC 2D

۵-۲-۳ تعیین مشخصات آماری خاک اختصاص یافته به مدل دینامیکی:

همان طور که در فصول دوم و سوم نیز به آن اشاره شد روش شبیه سازی مونت کارلو جامع ترین روشی است که در مسائل مهندسی ژئوتکنیک جهت در نظر گرفتن اثرات تغییر پذیری مکانی خصوصیات خاک در تحلیل های احتمالاتی به کار گرفته می شود و از آنجایی که در این تحقیق سعی شده است تا با استفاده از این روش اثرهای تغییر پذیری مکانی مدول برشی خاک بر روی تحلیل دینامیکی پاسخ زمین بررسی شود، نیاز است تا علاوه بر مقادیر پارامترهای آماری خاک به کار رفته در مدل دینامیکی، مشخصات احتمالاتی به منظور در نظر گرفتن تغییر پذیری مکانی مدول برشی خاک که اولین مرحله در شبیه سازی مونت کارلو است، مشخص شود. مشخصات احتمالاتی به منظور در نظر گرفتن تغییر پذیری مکانی مدول

برشی خاک نیز شامل میانگین مدول برشی، ضریب تغییرات مدول برشی و طول همبستگی در دو جهت افقی و قائم است که این مشخصات احتمالاتی در جدول ۵-۱ مشخص شده است، بایستی به این نکته توجه نمود که طول‌های همبستگی افقی و قائم از جدول ۳-۱ انتخاب شده است.

همچنین از آنجایی که معمولاً خاک‌ها در معرض بارگذاری انحرافی کاهش سختی را همراه با تغییر شکل برگشت‌ناپذیر نشان می‌دهند، به منظور شبیه‌سازی این رفتار تنش- کرنش هذلولی^۱ معمولاً از مدل رفتاری معروف duncan-chang استفاده می‌شود [۸۱]. با این حال، این مدل دارای ایراداتی است که شامل موارد زیر است:

- ۱- ممکن است باعث ایجاد رفتار غیرواقعی در خاک در زمان گسیختگی و بعد از آن شود.
 - ۲- روابط به کاررفته در این مدل تغییر حجم ناشی از تغییر در تنش برشی را در نظر نمی‌گیرد.
 - ۳- این مدل وابستگی سختی خاک به سطح تنش را در نظر نمی‌گیرد.
- به همین جهت در این مطالعه از مدل رفتاری simplified cysoil ارائه شده در نرم‌افزار FLAC 2D در مدل‌سازی پروفیل خاک به عنوان جایگزینی برای مدل دانکن و چانگ استفاده شده است که معایب این مدل را ندارد. این مدل رفتاری بر اساس منطق نرم‌شوندگی/سخت‌شوندگی^۲ است و می‌تواند یک رابطه تنش-کرنش واقعی را در لحظه گسیختگی و پس از آن فراهم کند. همچنین این مدل برعکس مدل موهر-کولومب وابستگی سختی به سطح تنش را در نظر می‌گیرد [۸۱]. مدول برشی و بالک الاستیک در این مدل رفتاری به ترتیب بر اساس روابط (۵-۵) و (۵-۶) محاسبه می‌شوند.

$$G^e = G_{ref} p_{ref} \left(\frac{p'_m}{p_{ref}} \right)^n \quad (5-5)$$

$$K^e = K_{ref} p_{ref} \left(\frac{p'_m}{p_{ref}} \right)^m \quad (6-5)$$

که در روابط فوق $p'_m = (\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3) / 3$ مقدار اولیه فشار موثر میانگین است، p_{ref} فشار مبنا، G_{ref} و K_{ref} به ترتیب مدول برشی و مدول بالک مبنا، n و m توان سختی هستند که مقادیری ثابت می‌باشند ($m, n \leq 1$). در این مدل رفتاری، مقادیر ضریب پواسون به مقادیر کوچکتر از ۰/۴۹ محدود می‌شود. بر این اساس مقدار مدول بالک الاستیک (K^e) بین $G^e / 49.66$ و $2G^e / 3$ محدود می‌شود (۱-۵) مشخص شده است.

همچنین در این مدل رفتاری زاویه اصطکاک خاک بسیج شده^۳ تابع کرنش برشی پلاستیک است و به صورت یک رفتار سخت‌شونده کرنشی مطابق با رابطه (۷-۵) افزایش می‌یابد [۸۱].

^۱ Hyperbolic

^۲ hardening/softening

^۳ the mobilized friction angle

$$d(\sin \varphi_m) = \frac{G^p}{p'_m} d(\gamma_p) \quad (7-5)$$

که در رابطه فوق φ_m زاویه اصطکاک خاک بسیج شده، γ_p کرنش برشی پلاستیک و G^p مدول برشی پلاستیک است که با استفاده از رابطه (۸-۵) محاسبه می‌شود [۸۱].

$$G^p = G^e \left(1 - \frac{\sin \varphi_m}{\sin \varphi_f} R_f\right)^2 \quad \varphi_m \leq \varphi_f \quad (8-5)$$

که در رابطه فوق φ_f زاویه اصطکاک حداکثر و R_f ضریب گسیختگی^۱ است که یک ضریب ثابت کوچکتر از یک می‌باشد. مقادیر پارامترهای به کاررفته در این مدل رفتاری در جدول (۱-۵) مشخص شده است.

جدول ۱-۵ مشخصات آماری و احتمالاتی به کاررفته در تحلیل دینامیکی

پارامتر آماری	نماد	مقدار پارامتر
وزن مخصوص خاک ($\frac{\text{کیلوگرم}}{\text{مترمکعب}}$)	ρ	۱۸۵۰
ضریب پواسون	ν	۰٫۳
زاویه اصطکاک داخلی حداکثر (درجه)	φ_f	۳۰
زاویه اتساع نهایی (درجه)	ψ_f	۰٫۱
چسبندگی (کیلو پاسکال)	C	۱۰
مدول برشی مبنا (مگا پاسکال)	G_{ref}	۳۸٫۵
مدول بالک مبنا (مگا پاسکال)	K_{ref}	۸۳٫۴
توان مدول برشی	n	۰٫۵
توان مدول بالک	m	۰٫۵
فشار مبنا (کیلو پاسکال)	p_{ref}	۱۰۱٫۳
فشار موثر میانگین اولیه حداقل (کیلو پاسکال)	p'_m	۱
ضریب تغییرات مدول برشی (/.)	COV_G	۲۰٫۴۰٫۵۰
ضریب گسیختگی	R_f	۰٫۹۵
طول همبستگی در راستای افقی (متر)	L_H	۲۵٫۳۵٫۴۰
طول همبستگی در راستای قائم (متر)	L_V	۱٫۲٫۳

^۱ failure ratio

۵-۲-۴ اعمال شرایط مرزی به مدل

۵-۲-۴-۱ مقدمه

مدل سازی مسائل ژئوتکنیکی شامل محیط‌هایی است که در مقیاس تحلیل بهتر است به صورت نامحدود در نظر گرفته شوند. معمولاً فرض می‌شود که حفاری‌های زیرزمینی عمیق توسط یک محیط نامحدود احاطه شده‌اند، در حالی که سازه‌های سطحی و نزدیک به سطح در یک محیط نیمه بی‌نهایت قرار گرفته‌اند. روش‌های عددی با تکیه بر گسسته‌سازی یک ناحیه محدود از فضا نیاز به این دارند که شرایط مناسبی در مرزهای عددی مصنوعی اعمال شود. در تحلیل‌های استاتیکی، مرزهای ثابت یا الاستیک را می‌توان به طور واقع بینانه در فاصله‌ای از ناحیه مورد نظر قرارداد. با این حال، در مسائل دینامیکی، چنین شرایط مرزی باعث انعکاس امواج منتشر شده بیرونی به درون مدل می‌شود و اجازه تشعشع انرژی لازم را نمی‌دهد. استفاده از یک مدل بزرگ‌تر می‌تواند مشکل را به حداقل برساند، زیرا میرایی مصالح اغلب انرژی امواج منعکس شده از مرزهای دور را جذب خواهد کرد [۶۵]. البته به دلیل محدودیت‌های مدل سازی و تعداد تحلیل‌های بالا، استفاده از مدل‌های بزرگ‌تر برای مدل دینامیکی حجم محاسبات را افزایش می‌دهد. گزینه جایگزین استفاده از مرزهای آرام (جاذب) است. این مرزها امواج منعکس شده را جذب می‌نمایند که مرزهای جاذب ارائه شده به وسیله Lysmer و Kuhlemeyer [۸۲] در نرم افزار FLAC استفاده شده است. انواع شرایط مرزی و بارگذاری دینامیکی به طور شماتیک در شکل ۵-۲ نشان داده شده است که نشان دهنده مرزهای میدان آزاد^۱ و آرام^۲ است که در ادامه به طور کامل توضیح داده خواهد شد.

۵-۲-۴-۲ مرزهای آرام

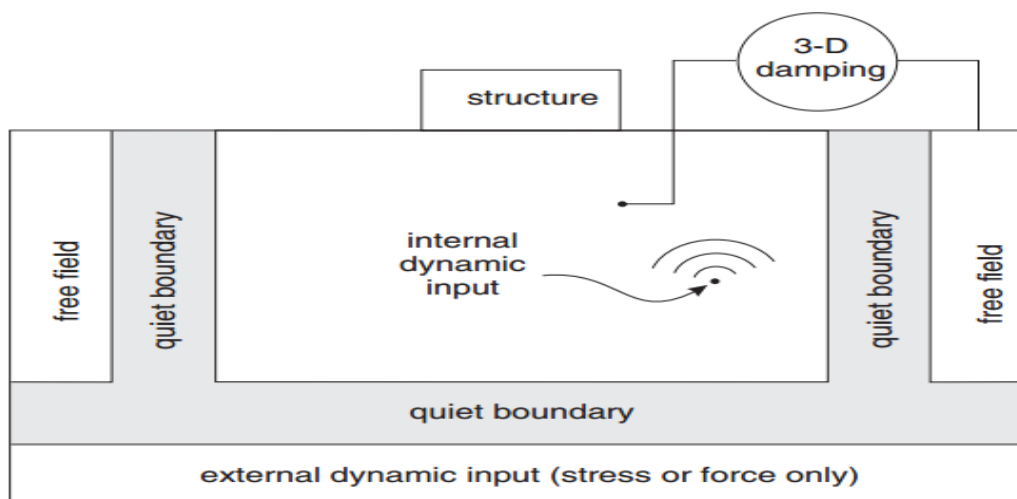
برای جلوگیری از انعکاس امواج منتشر شده رو به پایین از مرز پایین مدل، در روش‌های عددی توصیه می‌شود ارتفاع مدل به قدر کافی بزرگ در نظر گرفته شود تا امواج منعکس شده میرا شوند. راه حل دیگر در برنامه FLAC استفاده از مرزهای آرام برای جذب این امواج است (شکل ۵-۲). این مرزها بر اساس استفاده از میراگرهای مستقل در جهات عمودی و برشی در مرزهای مدل است [۶۵].

این روش تقریباً به طور کامل در جذب امواج حجمی نزدیک شده به مرز در زاویه برخورد بزرگ‌تر از ۳۰ درجه مؤثر است. برای زاویه‌های برخورد کوچک‌تر یا برای امواج سطحی، انرژی امواج به طور کامل جذب نمی‌شود. با این حال این روش مزیتی دارد که در حوزه زمان عمل می‌کند. کارایی این روش در هر دو

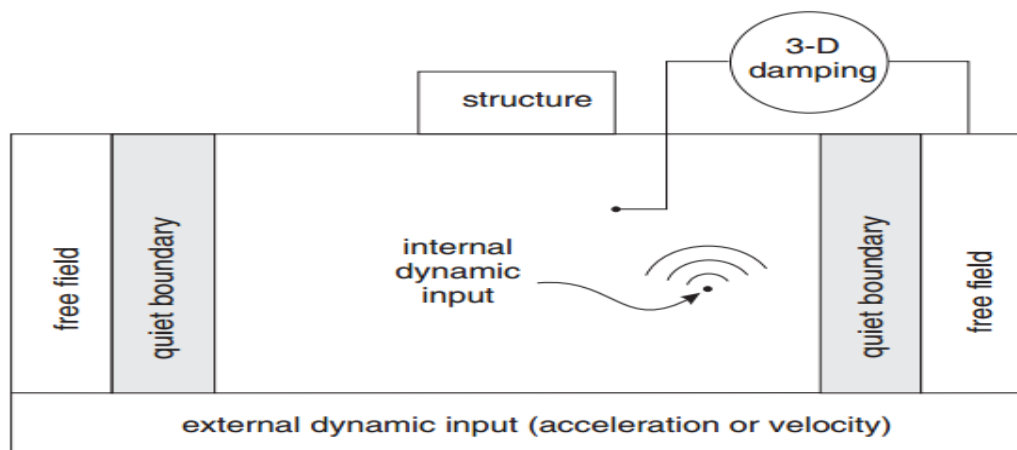
^۱Free-Field Boundaries

^۲ Quiet Boundaries

مدل تفاضل محدود و اجزای محدود مشخص شده است [۸۳]. تغییراتی از روش پیشنهادشده توسط White و همکاران نیز به‌طور گسترده‌ای مورد استفاده قرار گرفته است [۸۴].



(الف) بستر انعطاف‌پذیر



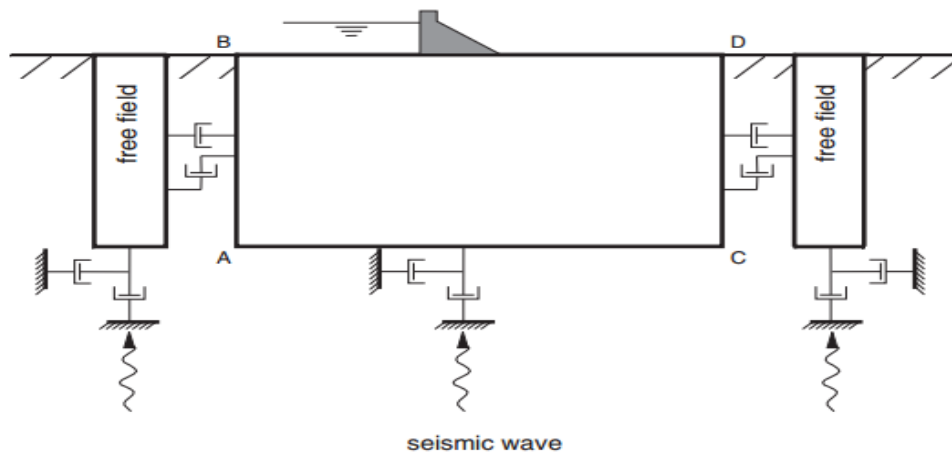
(ب) بستر صلب

شکل ۵-۲ انواع شرایط مرزی بارگذاری دینامیکی در دسترس در FLAC [۶۵]

۵-۲-۴-۳ مرزهای میدان آزاد

شرایط مرزی در کناره‌های مدل باید حرکت میدان آزاد را که در نبود سازه وجود دارد را در نظر بگیرد. این مرزها باید در فاصله‌های کافی برای به حداقل رساندن انعکاس موج و دستیابی به شرایط میدان آزاد قرار داده شوند. منظور از شرایط میدان آزاد همان اثر خاک‌های جانبی مجاور مرزهای مدل در تحلیل عددی است که در مدل‌سازی به دلیل محدود بودن ابعاد مدل نمی‌توان لحاظ کرد. برای خاک‌های با میرایی بالای مصالح، این شرایط را می‌توان با فاصله نسبتاً کم به دست آورد.

با این حال، وقتی میرایی مصالح کم باشد، فاصله مورد نیاز ممکن است منجر به یک مدل غیر عملی شود. یک روش جایگزین این است که حرکت میدان آزاد را به گونه ای اجرا کرد که مرزها خصوصیات غیر منعکس کننده خود را حفظ کنند بدین معنی که امواج بیرونی که از سازه نشأت می گیرند به درستی جذب می شوند (شکل ۳-۵) [۶۵].



شکل ۳-۵ شرایط مرزی میدان-آزاد در مدل دینامیکی [۶۵]

۵-۲-۵ محرک ورودی در تحلیل دینامیکی

در نرم افزار FLAC 2D، ورودی دینامیکی می تواند به چهار روش زیر اعمال شود [۶۵]:

- ۱- یک تاریخچه زمانی شتاب
- ۲- یک تاریخچه زمانی سرعت
- ۳- یک تاریخچه زمانی تنش (یا فشار)
- ۴- یک تاریخچه زمانی نیرو

ورودی دینامیکی معمولاً به مرزهای مدل اعمال می شود. شتاب، سرعت و نیروها همچنین می توانند به گره های داخلی نیز اعمال شوند. همان طور که در شکل ۲-۵ نشان داده شده است، یک محدودیت در هنگام اعمال سرعت یا شتاب ورودی به مرزهای مدل این است که این شرایط مرزی نمی توانند در طول همان مرز به عنوان شرط مرزی آرام (جاذب) اعمال شوند؛ زیرا اثر مرزهای جاذب خنثی می گردد [۶۵]. در این حالت به منظور وارد کردن محرک لرزه ای به یک مرز آرام (جاذب)، باید از محرک هایی به صورت تاریخچه زمانی تنش استفاده کرد، بدین صورت که یک تاریخچه زمانی سرعت به یک تاریخچه زمانی تنش تبدیل می شود و به مرز آرام اعمال می گردد. یک موج سرعت ممکن است به یک موج تنش با استفاده از رابطه زیر تبدیل شود:

$$\sigma_s = 2(\rho C_s) v_s \quad (۹-۵)$$

که در رابطه فوق، σ_s تنش برشی، ρ جرم مخصوص، C_s سرعت موج برشی در لایه خاک متوسط و v_s مؤلفه برشی سرعت ذرات می‌باشند. ضریب ۲ در رابطه ۵-۵ این واقعیت را بیان می‌کند که تنش اعمال‌شده باید ۲ برابر باشد تا در محیط نامحدود مشاهده شود، به دلیل اینکه نیمی از انرژی ورودی توسط مرز جاذب جذب می‌شود.

نکته‌ای که در اینجا باید به آن اشاره کرد این است که همان‌طور که در بخش ۵-۲-۲ نیز گفته شد، یکی از ویژگی‌هایی که می‌تواند بر روی شرایط مدل‌سازی تأثیرگذار باشد، محتوای فرکانسی امواج دینامیکی ورودی است که بر روی دقت عددی انتشار موج تأثیر خواهد گذاشت. برای مثال، در صورت وجود فرکانس‌های بالا در یک شتاب‌نگاشت، یا باید از المان‌های ریزتر استفاده شود و یا باید مؤلفه‌های فرکانس بالا را فیلتر کرد. به همین جهت، کنترل‌های لازم در انتخاب شتاب‌نگاشت‌ها برای رسیدن به دقت کافی در تحلیل دینامیکی در این مطالعه صورت گرفته است و از زلزله‌های حوزه نزدیک و دور جهت به‌دست آوردن ضریب بزرگنمایی شتاب زمین استفاده شده است که در بخش ۵-۳-۱ به بررسی آن‌ها پرداخته خواهد شد.

۵-۲-۶ میرایی مکانیکی

۵-۲-۶-۱ مقدمه

سیستم‌های دینامیکی طبیعی دارای درجه‌ای از میرایی انرژی ارتعاشی در سیستم هستند؛ در غیر این صورت، سیستم به‌طور نامحدود در زمانی که در معرض نیروی محرک قرار می‌گیرد، نوسان می‌کند. FLAC از یک الگوریتم دینامیکی برای حل دو نوع کلی از مسائل مکانیکی شامل شبه استاتیک و دینامیک استفاده می‌کند. میرایی در حل هر دو نوع از مسائل مورد استفاده قرار می‌گیرد، اما مسائل شبه استاتیک نیازمند میرایی بیشتر برای همگرایی سریع به تعادل هستند. برای یک تحلیل دینامیکی، میرایی در شبیه‌سازی عددی باید به‌اندازه تولید شود و اتلاف انرژی در سیستم طبیعی را زمانی که در معرض بارگذاری دینامیکی قرار می‌گیرد، در نظر بگیرد. در خاک و سنگ میرایی طبیعی عمدتاً هیسترتیک (مستقل از فرکانس) است [۶۵].

در مسائل حوزه زمانی، میرایی رایلی^۱ معمولاً برای ایجاد میرایی مورد استفاده قرار می‌گیرد که دارای فرکانسی مستقل از یک محدوده مشخصی از فرکانس است. نوع دیگر میرایی، میرایی هیسترتیک^۲ است. این شکل از میرایی اجازه می‌دهد تا توابع میرایی و مدول‌های وابسته به کرنش برشی به‌طور مستقیم

^۱ Rayleigh damping

^۲ Hysteretic Damping

در شبیه‌سازی FLAC گنجانده شوند [۶۵]. این امکان باعث می‌شود تا بتوانیم روش خطی معادل را به‌صورت مستقیم با روش غیرخطی بدون ایجاد هرگونه سازشی در مورد مدل رفتاری مقایسه کنیم که در ادامه میرایی هیسترتیک به‌طور خلاصه توضیح داده خواهد شد.

۵-۲-۶-۲ میرایی هیسترتیک

همان‌گونه که در فصل قبل نیز به آن اشاره شد یکی از روش‌های تحلیل دینامیکی پاسخ زمین روش خطی معادل^۱ است که چندین سال است که برای محاسبه انتشار موج و طیف‌های پاسخ در خاک و سنگ، در مکان‌هایی که در معرض حرکات لرزه‌ای هستند استفاده شده است. این روش به‌طور مستقیم نمی‌تواند تأثیرات غیرخطی را در خودش جای دهد، چون در طول تحلیل از فرض خطی استفاده می‌کند و توابع میرایی و مدول‌های وابسته به کرنش تنها به‌طور میانگین در نظر گرفته می‌شوند تا برخی اثرات غیرخطی بودن (به‌عنوان مثال میرایی و نرم‌شدگی مصالح) را تخمین بزنند [۶۵]. دلایلی که در مدل‌سازی با FLAC از میرایی هیسترتیک استفاده می‌شود را می‌توان به‌صورت ذیل نام برد:

۱- استفاده از میرایی هیسترتیک به مهندسان اجازه می‌دهد تا به‌راحتی به سمت استفاده از روش تحلیل غیرخطی کامل^۲ حرکت کنند.

۲- استفاده از یک میرایی جایگزین به‌جای میرایی رایلی، زیرا میرایی رایلی در بین کاربران نرم‌افزار غیرمحبوب است، چون اغلب باعث کاهش شدید در گام زمانی و در نتیجه موجب افزایش در زمان حل می‌شود ولی برعکس میرایی هیسترتیک واقع‌بینانه‌تر از میرایی رایلی است و هیچ کاهشی را در گام زمانی نمی‌دهد.

۳- میرایی هیسترتیک را می‌توان به‌تنهایی به‌کار برد، بنابراین نیاز به میرایی اضافی مانند میرایی رایلی نخواهد بود و همچنین می‌توان این میرایی را با میرایی رایلی یا موضعی و در کنار مدل‌های خطی و غیرخطی استفاده کرد.

۴- میرایی هیسترتیک به‌عنوان یک مدل رفتاری کامل در نظر گرفته نمی‌شود و باید به‌عنوان مکمل با یکی از مدل‌های رفتاری غیرخطی ساخته شده استفاده شود. در این پایان‌نامه نیز تحلیل‌ها به‌صورت غیرخطی و وابسته به تغییرات مدول برشی با تغییر سطوح کرنش برشی با اعمال میرایی هیسترتیک در نظر گرفته شده است.

۵-۳ بررسی رفتار بزرگنمایی شتاب بیشینه پروفیل خاک در اثر

شتاب‌نگاشت‌های حوزه دور و نزدیک

پس از اینکه نحوه مدل‌سازی دینامیکی پروفیل خاک با استفاده از نرم‌افزار FLAC 2D در بخش‌های

^۱ equivalent-linear method

^۲ fully nonlinear analysis method

قبلی توضیح داده شد، در این بخش به بررسی تغییرات ضریب بزرگنمایی شتاب بیشینه پروفیل خاک تحت اثر توزیع‌های مختلف آماری پارامتر مدول برشی خاک که در این تحقیق به‌عنوان یک پارامتر احتمالاتی تأثیرگذار در تحلیل دینامیکی پاسخ زمین در نظر گرفته شده است، پرداخته خواهد شد. همان‌طور که در فصل چهارم نیز به آن اشاره شد یکی از آثار مهم تغییر سطح شتاب حرکت سنگ بستر تغییراتی است که در شتاب بیشینه سطح زمین (PGA) ایجاد می‌کند که به‌منظور بررسی این تغییرات از ضریب بزرگنمایی شتاب زمین استفاده شده که به‌صورت نسبت حداکثر شتاب سطح زمین به حداکثر شتاب سنگ بستر تعریف می‌شود. همان‌طور که در بخش ۵-۲-۴ نیز به آن اشاره گردید، در ابتدا نیاز است تا مشخصات شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده در تحلیل دینامیکی به‌عنوان محرک ورودی که به کف مدل وارد می‌شوند مشخص شوند که در بخش بعدی به آن پرداخته خواهد شد.

۵-۳-۱ مشخصات شتاب‌نگاشت‌های حوزه دور و نزدیک مورد استفاده

در تحلیل دینامیکی

جهت انجام تحلیل‌های دینامیکی در این مطالعه، ۴ شتاب‌نگاشت از زلزله‌های مختلف دنیا در دو گروه زلزله‌های حوزه نزدیک و حوزه دور که در فصل چهارم به توضیح آن پرداخته شد انتخاب شده‌اند. زلزله‌های مورد بررسی در این مطالعه شامل دو زلزله حوزه نزدیک Cape Mendocino و Northridge و دو زلزله حوزه دور Landers و Loma Prieta می‌باشند که مشخصات شتاب‌نگاشت‌های انتخاب شده‌ی این زلزله‌ها در جداول ۵-۲ و ۵-۳ مشخص شده است [۸۵].

جدول ۵-۲ مشخصات زلزله‌های حوزه نزدیک ورودی

نام زلزله	نام ایستگاه	سال وقوع	بزرگی (ریشتر)	حداکثر شتاب (g)
Cape Mendocino	Petrolia	۱۹۹۲	۷	۰/۶۳
Northridge	LA - Sepulveda VA	۱۹۹۴	۶/۷	۰/۷۳

جدول ۵-۳ مشخصات زلزله‌های حوزه دور ورودی

نام زلزله	نام ایستگاه	سال وقوع	بزرگی (ریشتر)	حداکثر شتاب (g)
Landers	Coolwater	۱۹۹۲	۷/۳	۰/۴۲
Loma Prieta	Gilroy Array #3	۱۹۸۹	۶/۹	۰/۵۶

۵-۳-۲ تحلیل‌های یقینی ضریب بزرگنمایی شتاب زمین

پس از اینکه مشخصات شتاب‌نگاشت‌های حوزه دور و نزدیک اعمالی در تحلیل دینامیکی مشخص

شد، همان‌طور که در بخش ۵-۲-۵ به آن اشاره شد امواج این شتاب‌نگاشت‌ها به‌صورت تنش به پایین مدل دینامیکی (کف مدل) که مدول برشی در آن به دو صورت میانگین ثابت (یقینی) و تصادفی (به‌صورت یک میدان تصادفی) توزیع‌شده، اعمال می‌شود و پاسخ تحلیل دینامیکی لایه خاک در قالب شتاب‌نگاشت خروجی بر روی سطح مدل برداشت می‌گردد. سپس با تقسیم مقادیر حداکثر شتاب پاسخ سطح مدل به حداکثر شتاب زلزله ورودی به کف مدل، ضریب بزرگنمایی شتاب زمین در مدل برای هر تحلیل یقینی و تصادفی که این تحلیل‌ها در ادامه توضیح داده خواهد شد محاسبه و مورد بررسی‌های آماری جهت تعیین مقدار میانگین ضریب بزرگنمایی شتاب زمین قرار خواهد گرفت.

تحلیل‌های یقینی ضریب بزرگنمایی شتاب زمین با در نظر گرفتن یک مقدار میانگین ثابت مدول برشی برای سرتاسر مدل دینامیکی خاک در نرم‌افزار FLAC 2D انجام گرفته و نمودارهای شتاب‌نگاشت ورودی به کف مدل و شتاب‌نگاشت برداشت‌شده از سطح پروفیل خاک در هر زلزله مطابق با شکل‌های ۴-۵ تا ۷-۵ نشان داده شده‌اند.

با توجه به شکل ۴-۵ (الف) حداکثر شتاب ورودی (PGA) به کف مدل در زلزله Cape Mendocino ۵/۳ متر بر مجذور ثانیه و همچنین با توجه به شکل ۴-۵ (ب) حداکثر شتاب برداشت‌شده (PGA) از سطح مدل ۸/۵۶ متر بر مجذور ثانیه است، در نتیجه ضریب بزرگنمایی حداکثر شتاب زمین برابر با ۱/۶۱ خواهد بود.

از طرفی دیگر با توجه به شکل ۵-۵ (الف) حداکثر شتاب ورودی (PGA) به کف مدل در زلزله Norridge ۸/۰۴ متر بر مجذور ثانیه و همچنین با توجه به شکل ۵-۵ (ب) حداکثر شتاب برداشت‌شده (PGA) از سطح مدل ۹/۲۱ متر بر مجذور ثانیه است، در نتیجه ضریب بزرگنمایی حداکثر شتاب زمین برابر با ۱/۱۵ خواهد بود.

همچنین با بررسی شکل ۶-۵ (الف) مشاهده می‌شود که حداکثر شتاب ورودی (PGA) به کف مدل در زلزله Landers ۵/۱۶ متر بر مجذور ثانیه خواهد بود، از طرفی با بررسی شکل ۶-۵ (ب) حداکثر شتاب برداشت‌شده (PGA) از سطح مدل ۷/۷۱ متر بر مجذور ثانیه است، در نتیجه ضریب بزرگنمایی حداکثر شتاب زمین برابر با ۱/۴۹ خواهد بود.

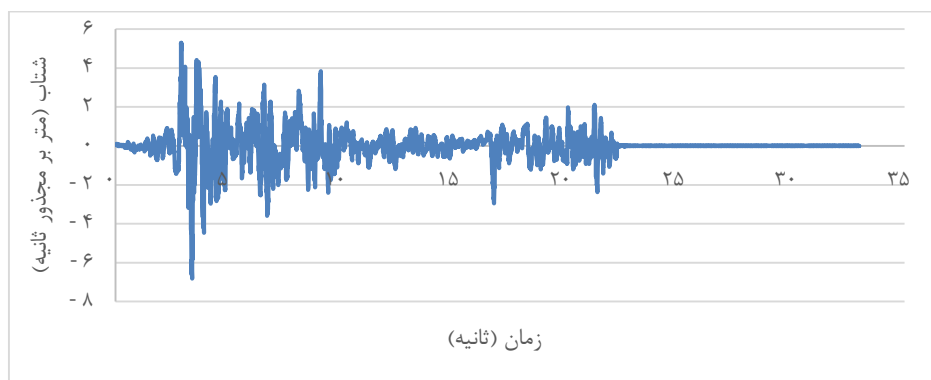
در انتها با بررسی شکل ۷-۵ (الف) مشاهده می‌شود که حداکثر شتاب ورودی (PGA) به کف مدل در زلزله Loma Prieta ۶/۶۷ متر بر مجذور ثانیه خواهد بود، از طرفی با بررسی شکل ۷-۵ (ب) حداکثر شتاب برداشت‌شده (PGA) از سطح مدل ۷/۷۳ متر بر مجذور ثانیه است، در نتیجه ضریب بزرگنمایی حداکثر شتاب زمین برابر با ۱/۱۶ خواهد بود.

جدول ۴-۵ نتایج ضرایب بزرگنمایی شتاب زمین حاصل از تحلیل‌های یقینی صورت گرفته در نرم‌افزار FLAC 2D را برای زلزله‌های مختلف نشان می‌دهد. همچنین به‌منظور صحت سنجی ضرایب بزرگنمایی شتاب زمین حاصل از تحلیل‌های یقینی، تحلیل‌های دینامیکی پاسخ زمین در نرم‌افزار deepsoil برای هر یک از زلزله‌ها صورت گرفت. در این نرم‌افزار از پارامترهای ورودی پروفیل خاک مطابق با پارامترهای ورودی مدل دینامیکی در نرم‌افزار FLAC 2D استفاده شد و نتایج حاصل از این تحلیل‌ها به‌صورت

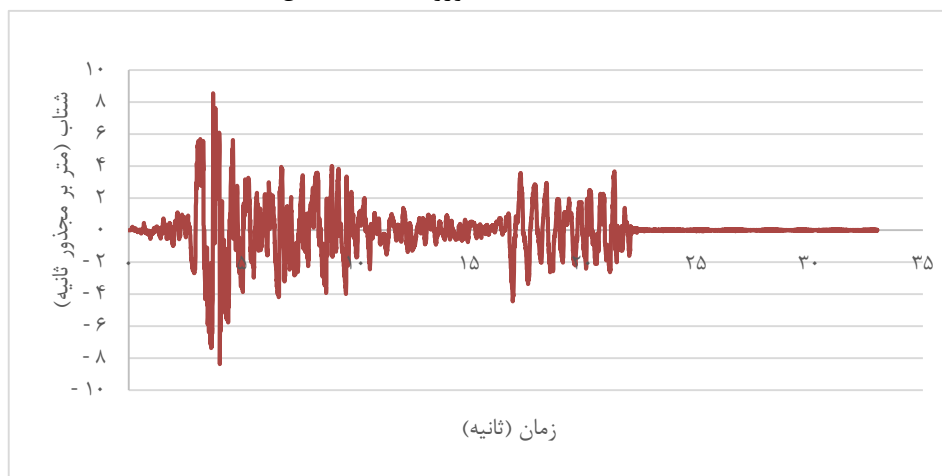
ضرایب بزرگنمایی شتاب زمین در جدول ۴-۵ قرار گرفت. همان طور که در جدول ۴-۵ مشخص است با مقایسه نتایج ضرایب بزرگنمایی تحلیل های یقینی حاصل از نرم افزار FLAC 2D با نتایج ضرایب بزرگنمایی حاصل از نرم افزار deepsoil می توان مشاهده کرد که اختلاف کمی بین نتایج حاصل از نرم افزار FLAC 2D با نرم افزار deepsoil وجود دارد و به این نتیجه رسید که تحلیل های یقینی صورت گرفته در نرم افزار FLAC 2D دارای دقت مناسب و کافی می باشند.

جدول ۴-۵ ضرایب بزرگنمایی شتاب زمین در تحلیل های یقینی

نام زلزله ورودی	ضرایب بزرگنمایی حداکثر شتاب زمین حاصل از نرم افزار FLAC 2D	ضرایب بزرگنمایی حداکثر شتاب زمین حاصل از نرم افزار deepsoil
Cape Mendocino	۱/۶۱	۱/۴۷
Northridge	۱/۱۵	۱/۳۲
Landers	۱/۴۹	۱/۵۹
Loma Prieta	۱/۱۶	۱/۱۲

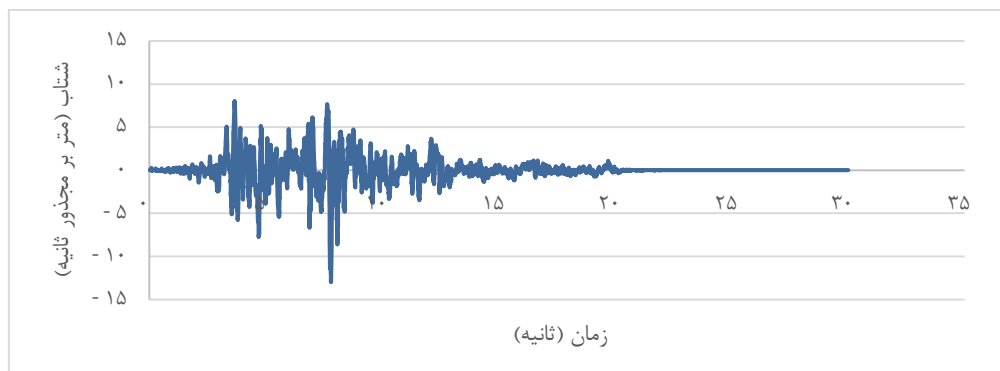


(الف) شتاب نگاشت ورودی به کف مدل

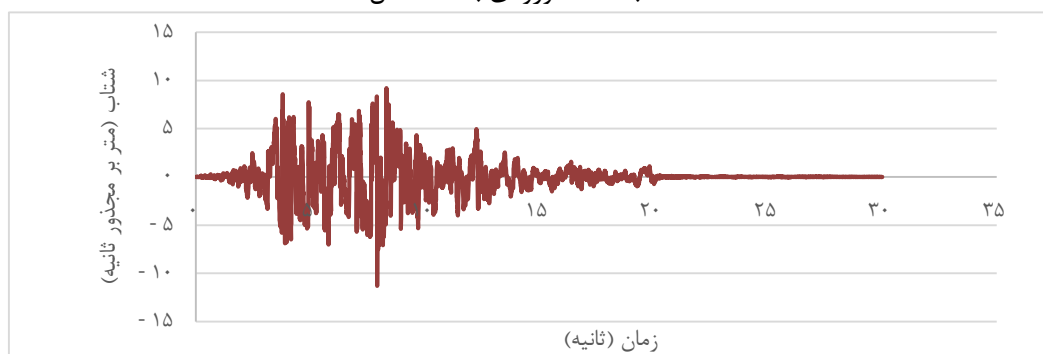


(ب) شتاب نگاشت خروجی در سطح مدل

شکل ۴-۵ شتاب نگاشت های ورودی به کف مدل و برداشت شده از سطح مدل در زلزله Cape Mendocino

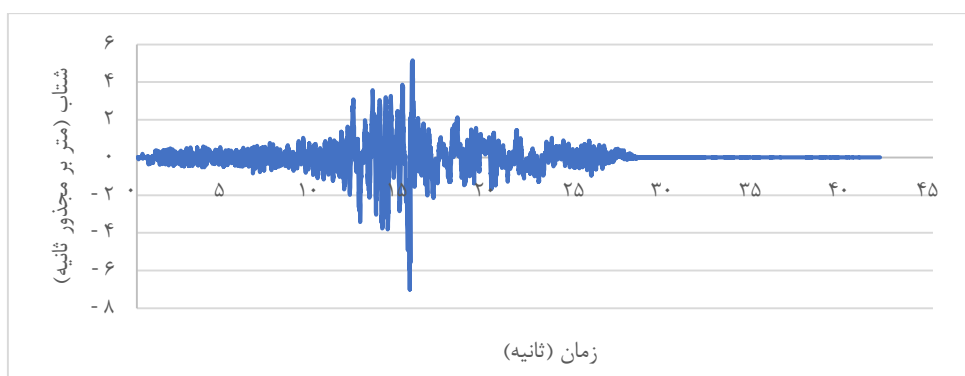


(الف) شتاب‌نگاشت ورودی به کف مدل

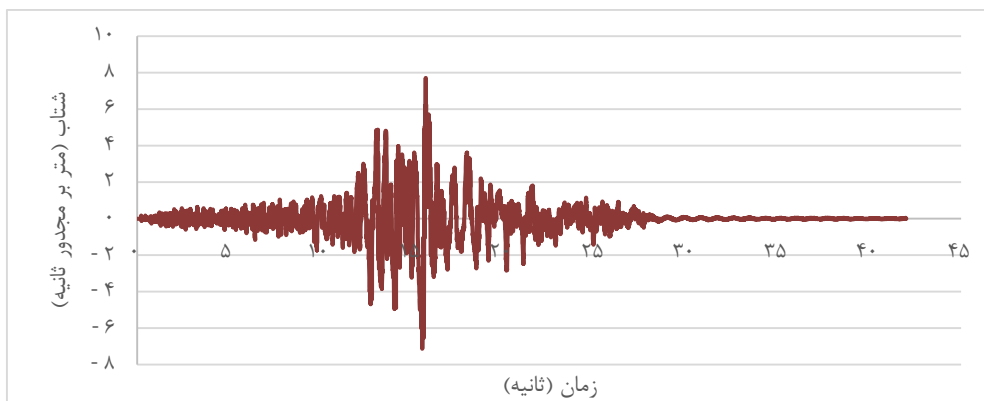


(ب) شتاب‌نگاشت خروجی در سطح مدل

شکل ۵-۵ شتاب‌نگاشت‌های ورودی به کف مدل و برداشت‌شده از سطح مدل در زلزله Northridge

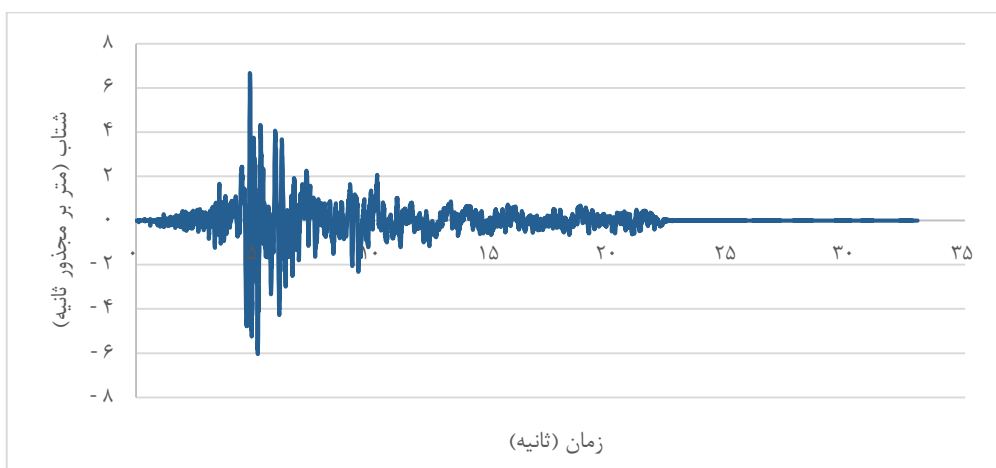


(الف) شتاب‌نگاشت ورودی به کف مدل

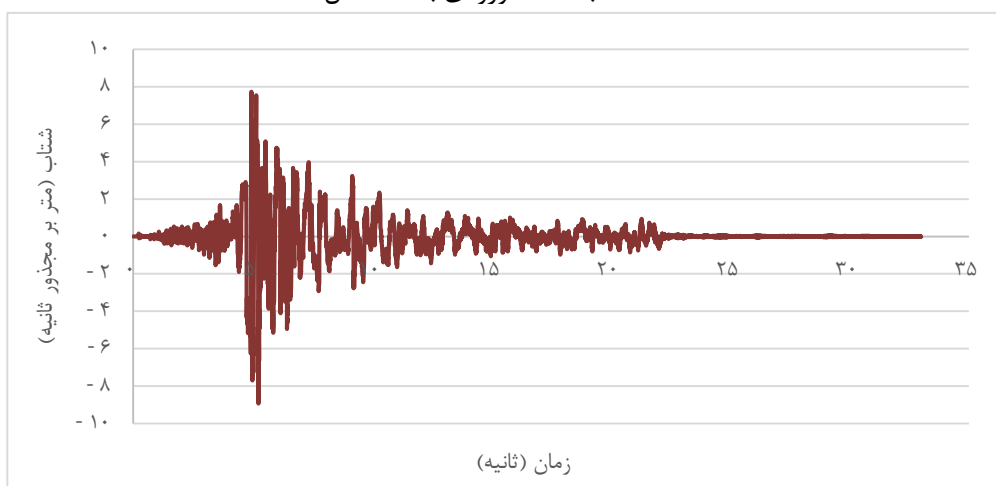


(ب) شتاب‌نگاشت خروجی در سطح مدل

شکل ۵-۶ شتاب‌نگاشت‌های ورودی به کف مدل و برداشت‌شده از سطح مدل در زلزله Landers



(الف) شتاب‌نگاشت ورودی به کف مدل



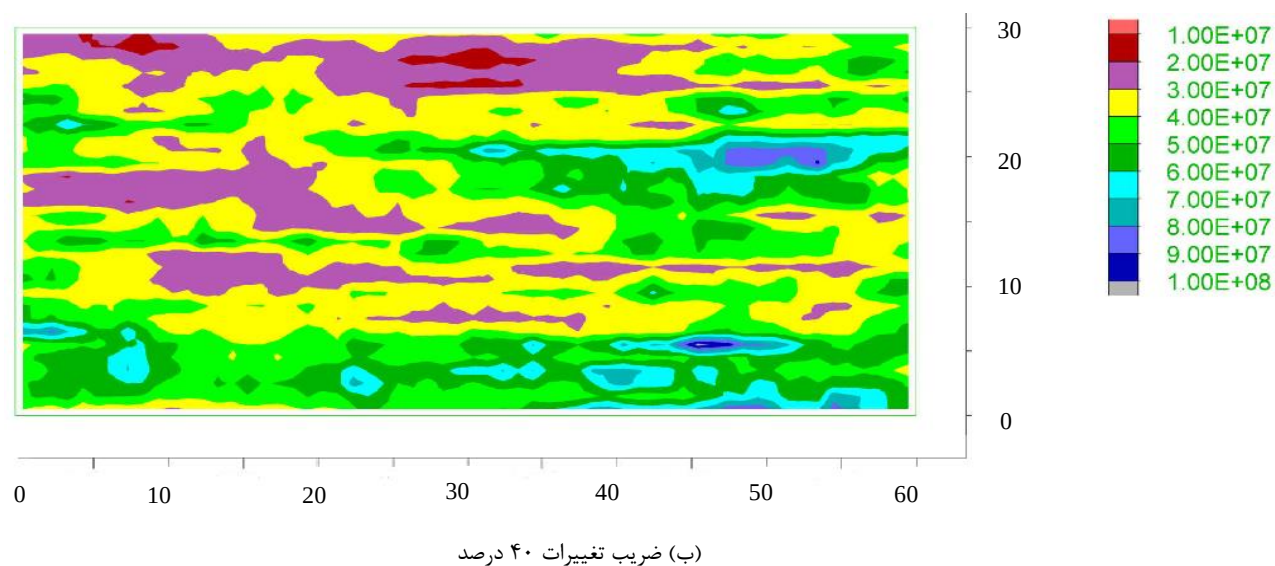
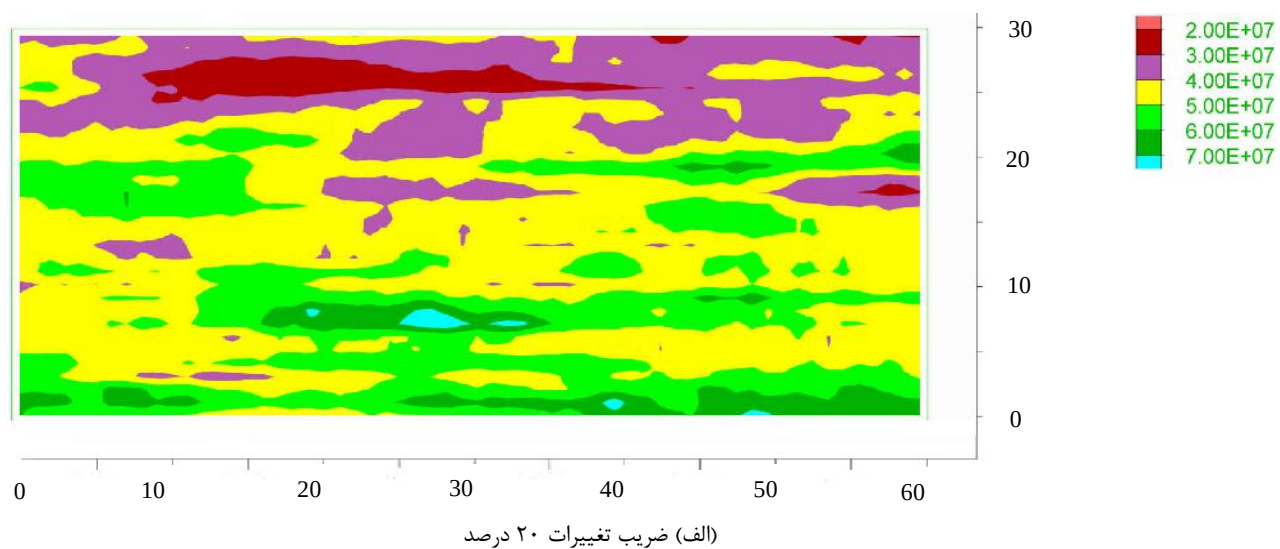
(ب) شتاب‌نگاشت خروجی در سطح مدل

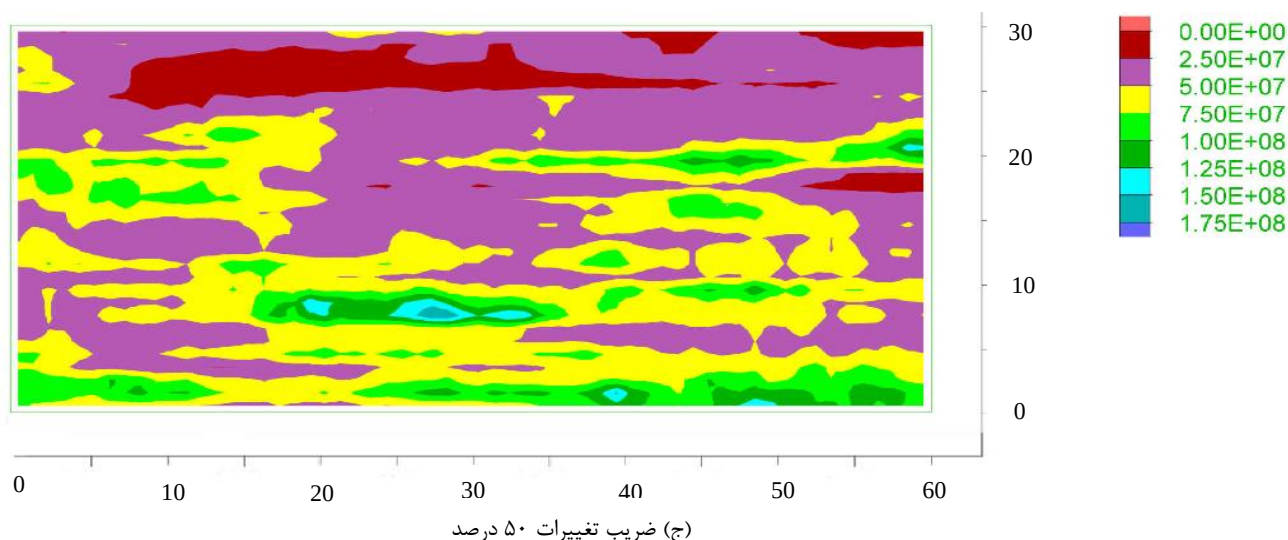
شکل ۵-۷ شتاب‌نگاشت‌های ورودی به کف مدل و برداشت‌شده از سطح مدل در زلزله Loma Prieta

۵-۳-۳ تحلیل‌های تصادفی ضریب بزرگنمایی شتاب زمین

همان‌طور که در فصل دوم به آن اشاره شد، به‌منظور در نظر گرفتن اثرات عدم قطعیت پارامترهای دینامیکی خاک در تحلیل دینامیکی پاسخ زمین در این مطالعه تغییرپذیری مکانی مدول برشی خاک به‌صورت یک میدان تصادفی در نظر گرفته می‌شود که نحوه تولید یک میدان تصادفی برای یک پارامتر خاک در فصل سوم توضیح داده شد و در ادامه با استفاده از روش شبیه‌سازی مونت کارلو و مشخصات احتمالاتی در نظر گرفته شده برای مدول برشی خاک (ضریب تغییرات، طول همبستگی) یک حقیقی-سازی احتمالی ضریب بزرگنمایی شتاب زمین در هر بار تحلیل دینامیکی انجام می‌گیرد و در انتها با انجام تحلیل‌های متوالی به تعداد کافی (تا تقریباً تمامی حالات ممکن را در نظر بگیرد) تعداد n ضریب بزرگنمایی شتاب زمین احتمالی محاسبه می‌شود و با میانگین‌گیری از این تعداد ضریب بزرگنمایی، میانگین ضریب بزرگنمایی شتاب زمین محاسبه می‌شود. نکته‌ی قابل‌توجه در اینجا این است که تعداد n حقیقی‌سازی احتمالی مونت کارلو که نشان‌دهنده‌ی تعداد کافی تحلیل‌های متوالی است چگونه مشخص می‌شود که در بخش بعدی به بررسی آن خواهیم پرداخت.

نمونه‌هایی از حقیقی‌سازی میدان تصادفی مدول برشی پروفیل خاک در نرم‌افزار FLAC 2D برای ضریب تغییرات ۲۰، ۴۰ و ۵۰ درصد مدول برشی در شکل ۵-۸ نشان داده شده است. در این شکل مقادیر مدول برشی برحسب پاسکال است و همان‌طور که مشاهده می‌شود با افزایش ضریب تغییرات مدول برشی بازه تغییرات مقادیر مدول برشی افزایش می‌یابد و پراکندگی مقادیر مدول برشی نیز افزایش می‌یابد، در نتیجه ناهمگنی پروفیل خاک نیز افزایش می‌یابد.

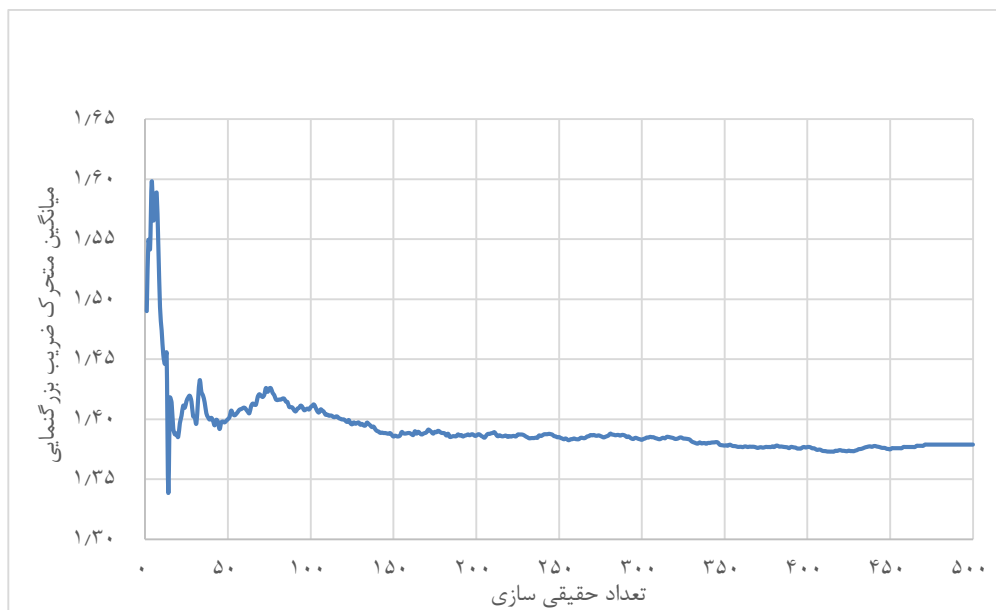




شکل ۵-۸ نمونه‌هایی از حقیقی سازی میدان تصادفی مدول برشی (kpa) پروفیل خاک برای ضریب تغییرات ۲۰، ۴۰ و ۵۰ درصد

۵-۳-۳-۱ بررسی کفایت تعداد حقیقی‌سازی‌ها

به‌منظور مشخص کردن تعداد کافی حقیقی‌سازی‌های مونت کارلو جهت تعیین ضریب بزرگنمایی شتاب زمین، تعداد حقیقی‌سازی‌ها باید به اندازه کافی زیاد باشد تا تقریباً تمامی حالات ممکن را در نظر بگیرد. به همین جهت زمانی تعداد حقیقی‌سازی‌های مونت کارلو کافی است که مقادیر میانگین متحرک ضرایب بزرگنمایی به‌دست آمده به عددی ثابت همگرا شوند. به‌منظور محاسبه میانگین متحرک، میانگین ضریب بزرگنمایی در هر بار تحلیل با میانگین‌گیری از ضریب بزرگنمایی به‌دست‌آمده در آن تحلیل و ضرایب بزرگنمایی حاصل از تحلیل‌های قبلی محاسبه می‌شود و این کار تا زمانی ادامه می‌یابد که میانگین متحرک به یک عددی ثابت همگرا شود. برای این منظور میانگین متحرک ضریب بزرگنمایی برحسب تعداد حقیقی‌سازی‌ها در شکل ۵-۹ رسم شده است.



شکل ۹-۵ بررسی کفایت تعداد حقیقی سازی ها برای ضریب تغییرات مدول برشی ۲۰٪ و طول همبستگی در راستای افقی ۲۵ متر و در راستای قائم ۱ متر تحت زلزله Cape Mendocino

بنابراین با توجه به نمودار فوق می توان نتیجه گرفت که تعداد ۵۰۰ حقیقی سازی در نظر گرفته شده در این مطالعه جهت تحلیل دینامیکی پروفیل خاک کافی خواهد بود.

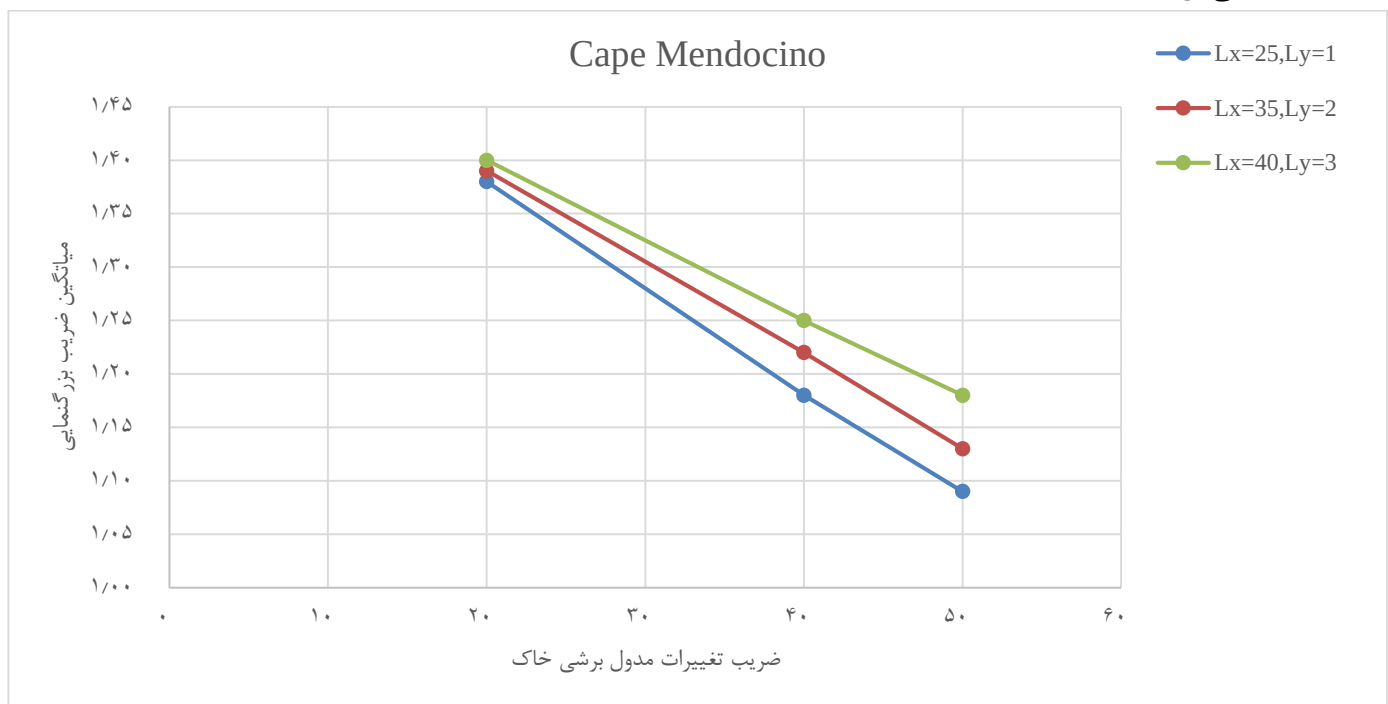
۵-۳-۲ بررسی نتایج تحلیل های تصادفی

تحلیل های تصادفی انجام شده در این مطالعه در چهار گروه کلی (چهار زلزله ورودی) قرار می گیرند که تفاوت اصلی در هر گروه مربوط به محرک ورودی است. در هر گروه پروفیل خاک تحت تحلیل دینامیکی قرار گرفته اند که هر گروه شامل ضریب تغییرات ۲۰، ۴۰ و ۵۰ با در نظر گرفتن طول های همبستگی افقی ۲۵، ۳۵ و ۴۰ متر و طول های همبستگی قائم ۱، ۲ و ۳ متر برای هر ضریب تغییرات در نظر گرفته شده است که در مجموع ۳۶ حالت مختلف برای تحلیل های دینامیکی آماده و برای هر حالت ۵۰۰ تحلیل با استفاده از حقیقی سازی مونت کارلو صورت گرفته است که بر این اساس تعداد ۱۸۰۰۰ تحلیل تصادفی صورت گرفته است.

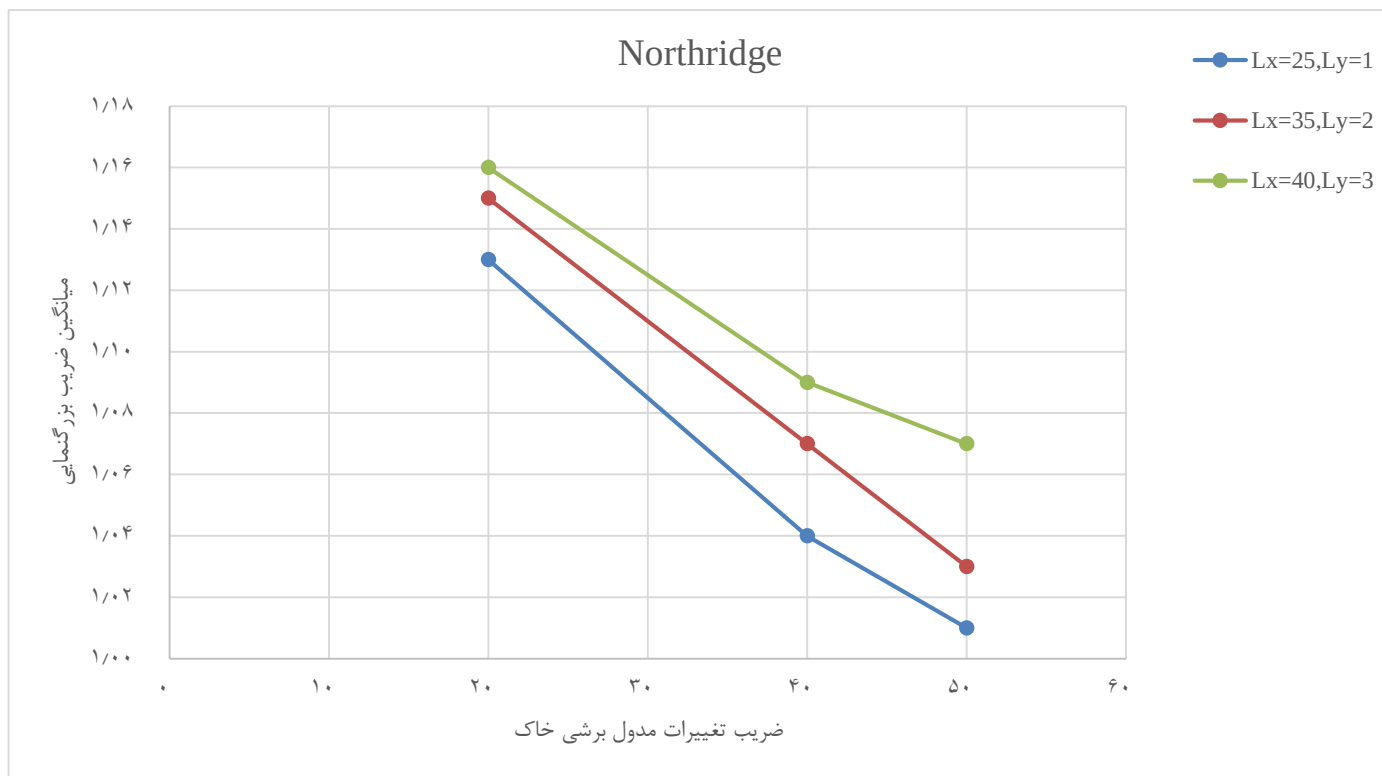
نمودارهای تغییرات میانگین ضریب بزرگنمایی مدل نسبت به ضریب تغییرات مدول برشی در شکل های ۵-۱۰ تا ۵-۱۳ آمده است. در این نمودارها به وضوح مشخص است که با افزایش ضریب تغییرات مدول برشی، میانگین ضریب بزرگنمایی در تمامی حالات کاهش می یابد، بنابراین از آنجایی که هرچقدر ضریب تغییرات افزایش بیابد میزان ناهمگنی در پروفیل خاک نیز افزایش می یابد می توان نتیجه گرفت که با افزایش ناهمگنی در پروفیل خاک ضریب بزرگنمایی پروفیل خاک نیز کاهش می یابد. همچنین با بررسی این نمودارها مشخص می شود که با افزایش طول همبستگی مدول برشی که به معنی کاهش میزان ناهمگنی در پروفیل خاک است، میانگین ضریب بزرگنمایی شتاب زمین در تمامی حالات افزایش می یابد.

بنابراین می‌توان نتیجه گرفت که با افزایش ناهمگنی در پروفیل خاک میانگین ضریب بزرگنمایی شتاب زمین کاهش و برعکس با کاهش ناهمگنی در پروفیل خاک میانگین ضریب بزرگنمایی شتاب زمین افزایش می‌یابد.

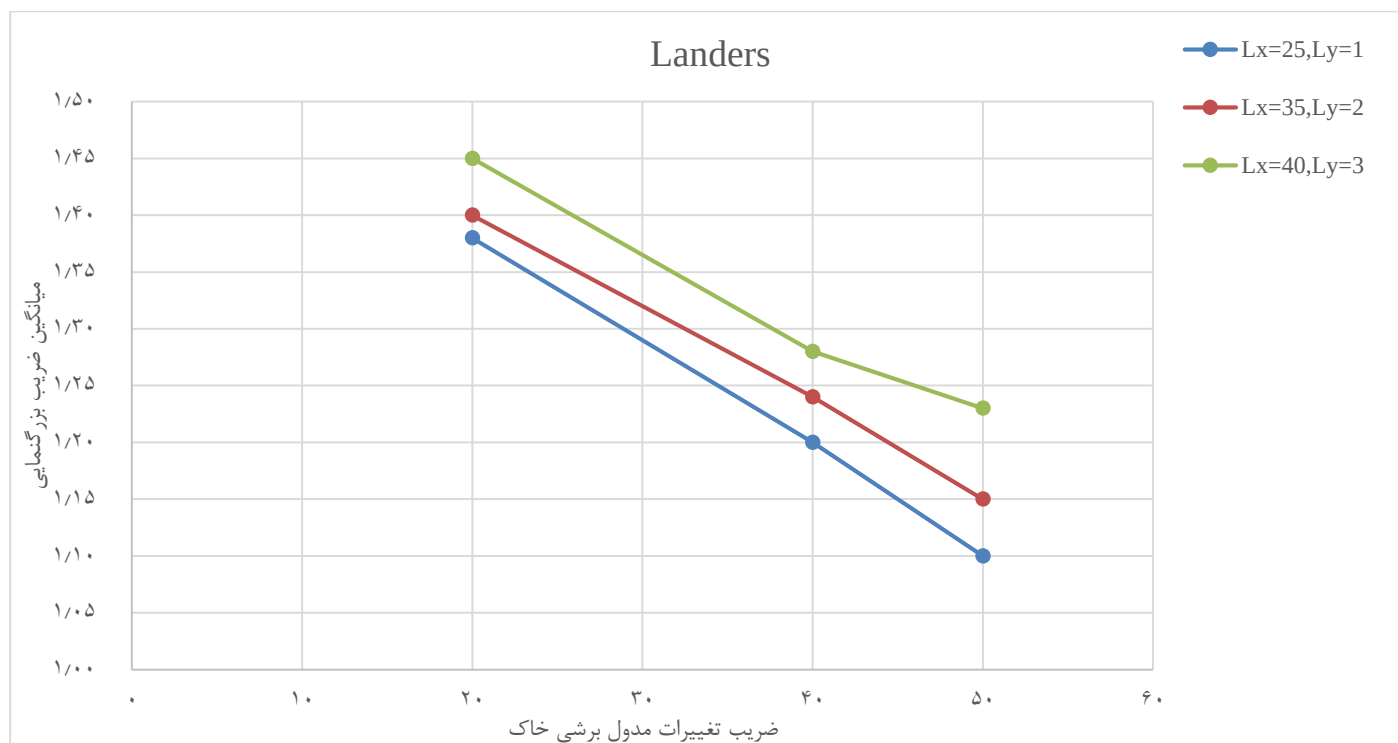
نکته قابل توجه در این تحلیل‌ها افزایش اختلاف بین مقادیر ضریب بزرگنمایی نظیر طول‌های همبستگی متفاوت، با افزایش ضریب تغییرات مدول برشی است. به این معنا که هنگامی که در میدان تصادفی ایجاد شده ضریب تغییرات مدول برشی زیاد باشد، اثر پارامتر طول همبستگی اهمیت پیدا می‌کند و برعکس زمانی که ضریب تغییرات مدول برشی کم باشد، اثر پارامتر طول همبستگی کم‌رنگ می‌گردد.



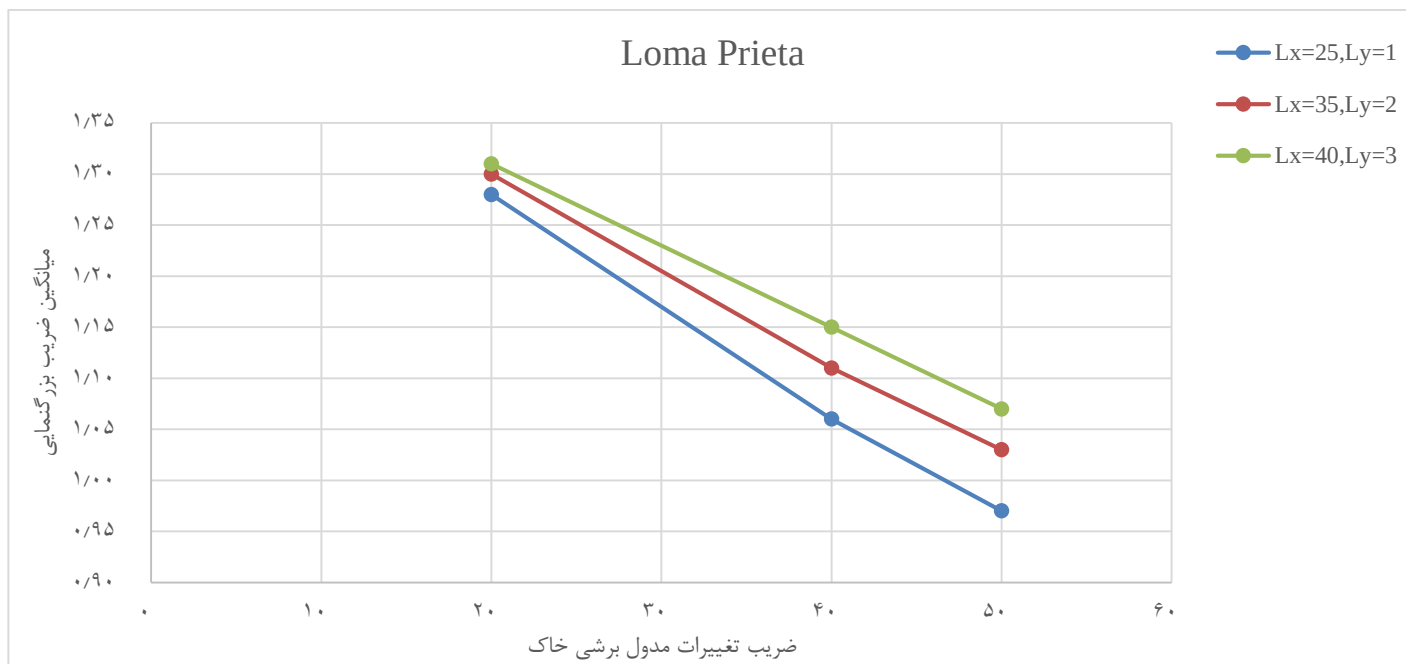
شکل ۵-۱۰ نمودار تغییرات میانگین ضریب بزرگنمایی شتاب زمین نسبت به ضریب تغییرات بر اساس طول‌های همبستگی مختلف مدول برشی خاک تحت زلزله cape mendocino



شکل ۵-۱۱ نمودار تغییرات میانگین ضریب بزرگنمایی شتاب زمین نسبت به ضریب تغییرات بر اساس طول‌های همبستگی مختلف مدول برشی خاک تحت زلزله Northridge



شکل ۵-۱۲ نمودار تغییرات میانگین ضریب بزرگنمایی شتاب زمین نسبت به ضریب تغییرات بر اساس طول‌های همبستگی مختلف مدول برشی خاک تحت زلزله Landers



شکل ۵-۱۳ نمودار تغییرات میانگین ضریب بزرگنمایی شتاب زمین نسبت به ضریب تغییرات بر اساس طول‌های همبستگی مختلف مدول برشی خاک تحت زلزله Loma Prieta

۴-۵ بررسی طیف پاسخ شتاب پروفیل خاک در اثر شتاب-

نگاشت‌های حوزه دور و نزدیک

طیف پاسخ زلزله یک پوشی از پاسخ‌های بیشینه تعداد زیادی از سیستم‌های یک درجه آزادی با دوره‌های مختلف است. طیف پاسخ شتاب یک حرکت زمین عبارت است از یک رابطه بین پریود طبیعی ارتعاش یک سیستم یک درجه آزادی و حداکثر شتاب مطلق که تحت حرکت زمین تجربه می‌کند. مقدار هر نقطه روی طیف، پاسخ حداکثر یک سیستم یک درجه آزادی یک پریود معین است [۸۶]. از آنجایی که طیف پاسخ نشان‌دهنده‌ی پاسخ سازه‌ها بر حرکات لرزه‌ای زمین است در این تحقیق سعی شده است تا با بررسی میانگین طیف‌های پاسخ شتاب سطح پروفیل خاک حاصل از تحلیل‌های تصادفی تحت اثر توزیع‌های مختلف پارامترهای احتمالاتی مدول برشی (ضریب تغییرات و طول همبستگی) و مقایسه آن با طیف پاسخ شتاب سطح پروفیل خاک حاصل از تحلیل‌های یقینی و طیف پاسخ شتاب سنگ بستر، اثر تغییرات مکانی پارامتر مدول برشی بر روی طیف پاسخ شتاب مشخص شود. بدین منظور با استفاده از نرم‌افزار MATLAB و با استفاده از شتاب‌نگاشت‌های خروجی برداشت‌شده از سطح پروفیل خاک که در بخش قبلی توضیح داده شد، طیف پاسخ شتاب سطح پروفیل خاک برای هر تحلیل تصادفی صورت-گرفته به‌دست آورده شده و میانگین طیف پاسخ شتاب ۵۰۰ تحلیل انجام‌گرفته در هر حالت محاسبه

شده و با طیف پاسخ شتاب بستر و همچنین طیف پاسخ شتاب در حالت یقینی و بدون در نظر گرفتن تغییرات مکانی پارامتر مدول برشی مقایسه شده است.

شکل‌های ۵-۱۰ تا ۵-۱۳ طیف‌های پاسخ شتاب حاصل از تحلیل‌های تصادفی و یقینی مختلف را نشان می‌دهد. مقایسه طیف‌های پاسخ شتاب به‌دست آمده برای هر زلزله به چهار حالت تقسیم‌بندی و در نمودارها مشخص شده است که این حالت‌ها عبارت هستند از:

الف) مقایسه طیف پاسخ شتاب میانگین سطح پروفیل خاک حاصل از طیف‌های پاسخ شتاب به‌دست آمده از تحلیل‌های تصادفی با طیف پاسخ سنگ بستر برای طول همبستگی افقی ۲۵ متر و قائم ۱ متر و ضریب تغییرات ۴۰ درصد.

ب) مقایسه طیف پاسخ شتاب میانگین سطح پروفیل خاک در حالت تصادفی با طیف پاسخ شتاب سطح پروفیل خاک در حالت یقینی و طیف پاسخ شتاب سنگ بستر.

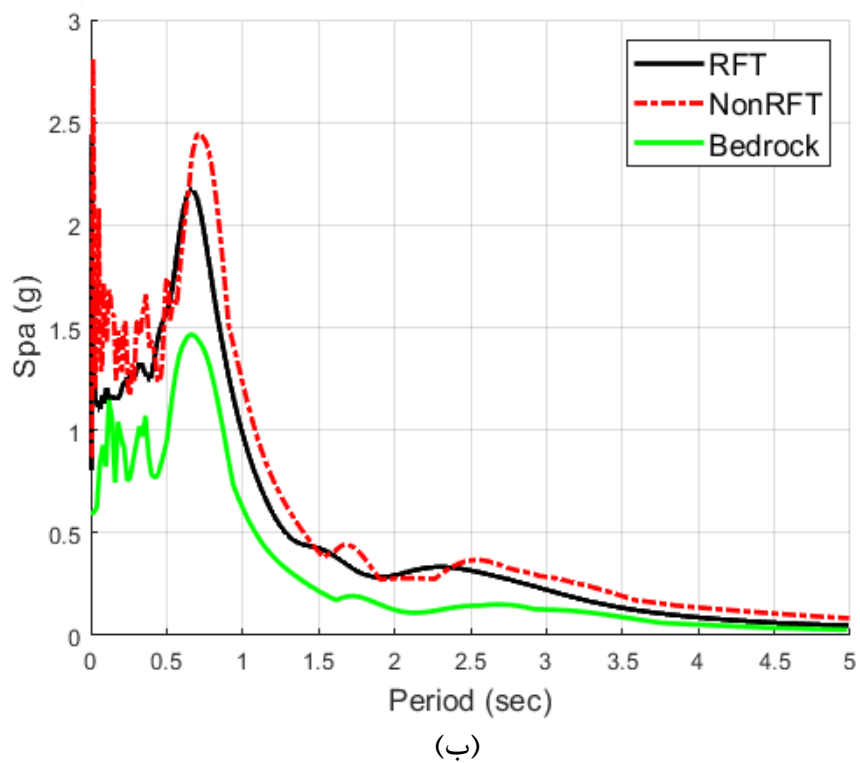
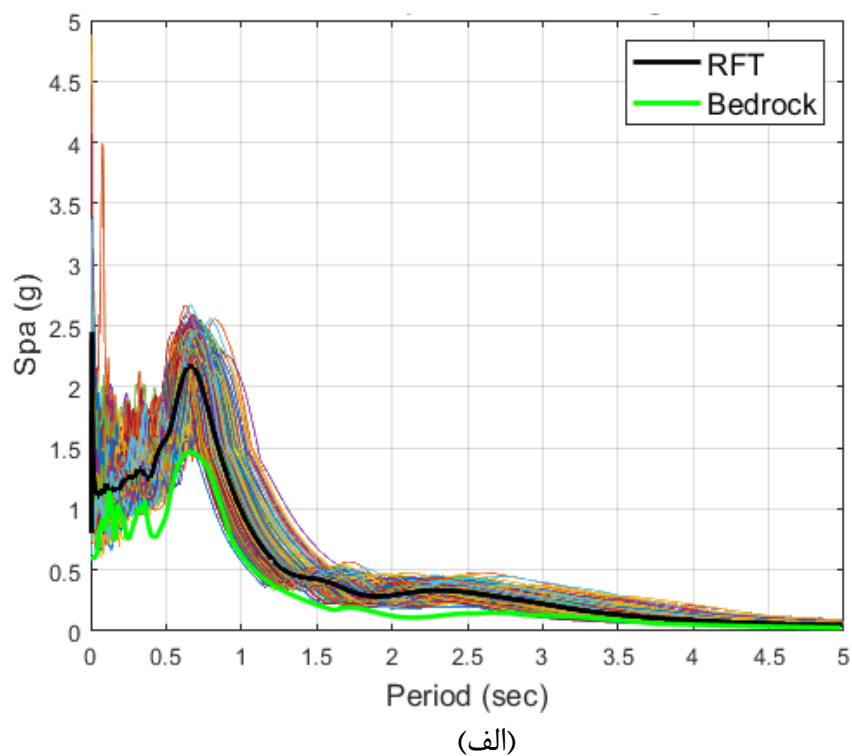
ج) مقایسه طیف‌های پاسخ شتاب میانگین سطح پروفیل خاک ضرایب تغییرات ۲۰، ۴۰ و ۵۰ درصد با یکدیگر و همچنین با طیف پاسخ شتاب سنگ بستر برای طول همبستگی افقی ۲۵ متر و قائم ۱ متر.

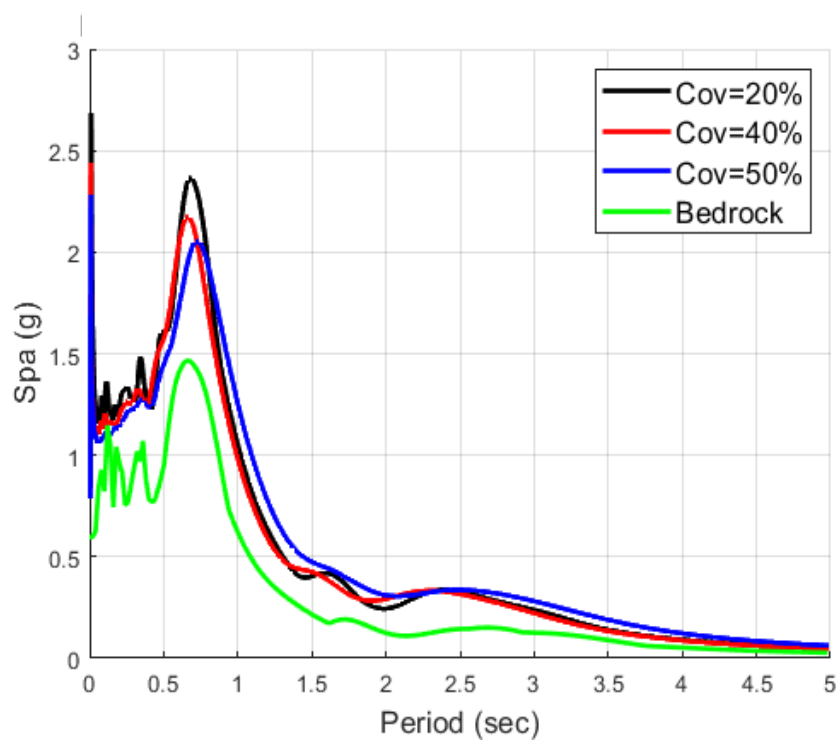
د) مقایسه طیف‌های پاسخ شتاب میانگین سطح پروفیل خاک طول‌های همبستگی مختلف با یکدیگر و همچنین با طیف پاسخ شتاب سنگ بستر برای ضریب تغییرات ۴۰ درصد.

با بررسی شکل‌های ۵-۱۴ (الف)، ۵-۱۵ (الف)، ۵-۱۶ (الف) و ۵-۱۷ (الف) می‌توان مشاهده کرد که میانگین طیف‌های پاسخ شتاب سطح پروفیل حاصل از تحلیل‌های تصادفی نسبت به طیف پاسخ شتاب سنگ بستر افزایش یافته است و می‌توان به این نتیجه رسید که طیف پاسخ شتاب با عبور امواج زلزله از میان پروفیل خاک و رسیدن به سطح پروفیل خاک افزایش می‌یابد. همچنین با بررسی شکل‌های ۵-۱۴ (ب)، ۵-۱۵ (ب)، ۵-۱۶ (ب) و ۵-۱۷ (ب) می‌توان به این نتیجه رسید که طیف پاسخ شتاب سطح پروفیل خاک در حالت یقینی و بدون در نظر گرفتن تغییرات مکانی مدول برشی نسبت به میانگین طیف‌های پاسخ شتاب سطح پروفیل خاک حاصل از تحلیل‌های تصادفی و طیف پاسخ سنگ بستر افزایش یافته است و می‌توان این‌گونه نتیجه‌گیری کرد که در تحلیل‌های یقینی طیف پاسخ شتاب سطح پروفیل خاک بیش از حد برآورد شده است.

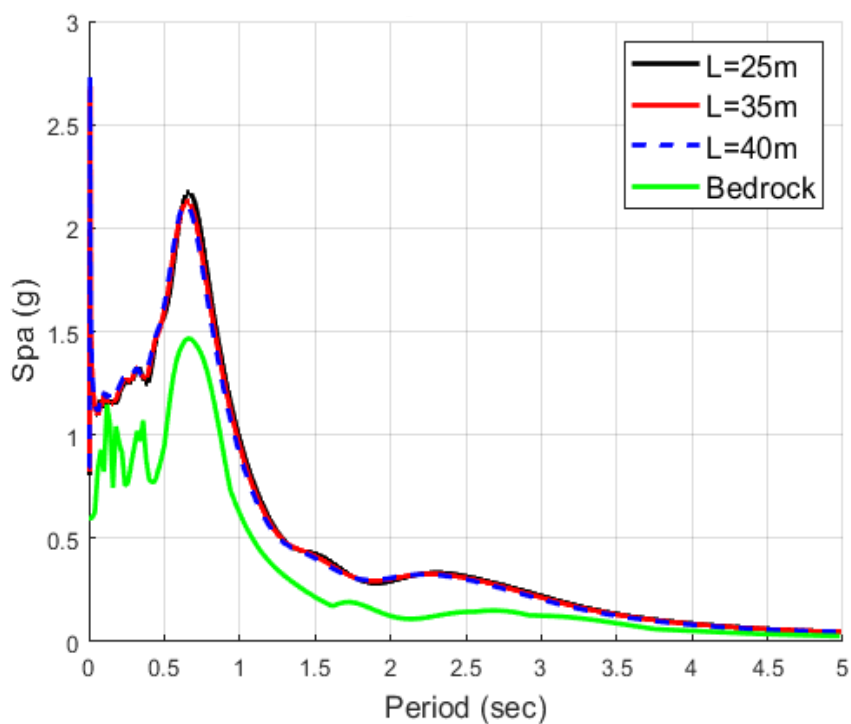
با مقایسه شکل‌های ۵-۱۴ (ج)، ۵-۱۵ (ج)، ۵-۱۶ (ج) و ۵-۱۷ (ج) می‌توان مشاهده کرد که با افزایش ضریب تغییرات مدول برشی، میانگین طیف پاسخ شتاب سطح پروفیل خاک کاهش می‌یابد، بنابراین از آنجایی که با افزایش ضریب تغییرات، ناهمگونی پروفیل خاک افزایش می‌یابد، می‌توان نتیجه گرفت که با افزایش ناهمگنی در پروفیل خاک طیف پاسخ شتاب سطح پروفیل خاک نیز کاهش می‌یابد. از طرفی دیگر با مقایسه شکل‌های ۵-۱۴ (د)، ۵-۱۵ (د)، ۵-۱۶ (د) و ۵-۱۷ (د) مشاهده می‌شود که با افزایش طول همبستگی در راستای افق و قائم تفاوت کمی در میانگین طیف‌های پاسخ شتاب سطح پروفیل خاک وجود دارد و می‌توان این‌گونه نتیجه‌گیری کرد که افزایش و یا کاهش طول همبستگی

تأثیر چندانی بر روی میانگین طیف‌های پاسخ شتاب سطح پروفیل خاک ندارد و می‌توان از تأثیر طول همبستگی بر روی میانگین طیف پاسخ شتاب پروفیل خاک صرف‌نظر کرد.



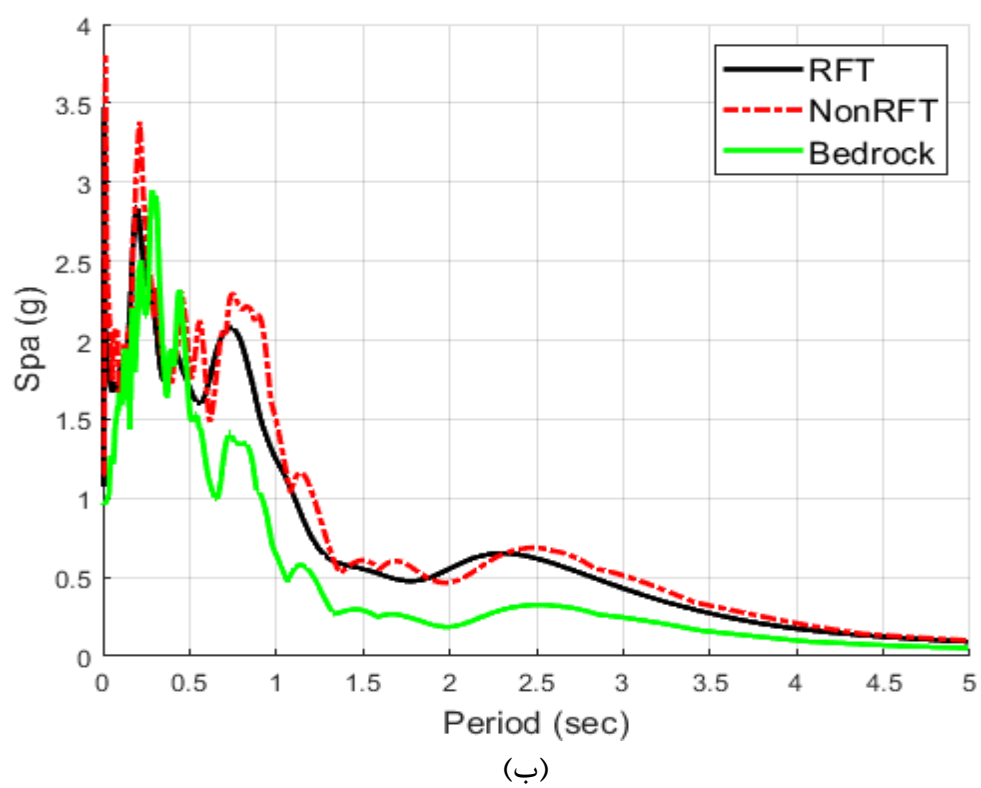
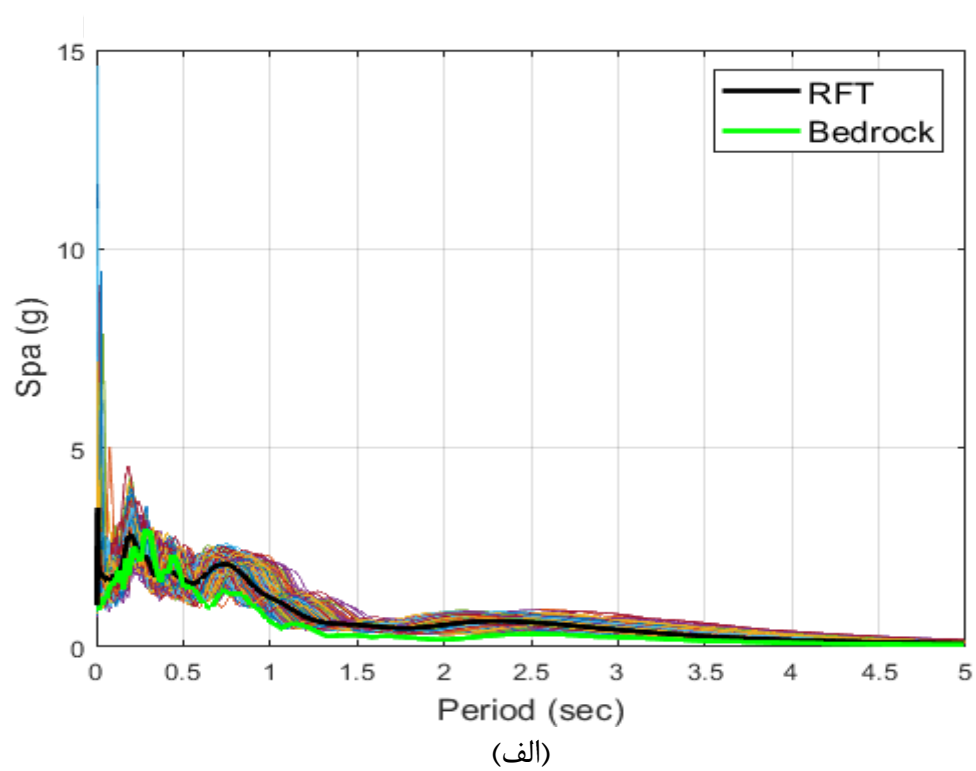


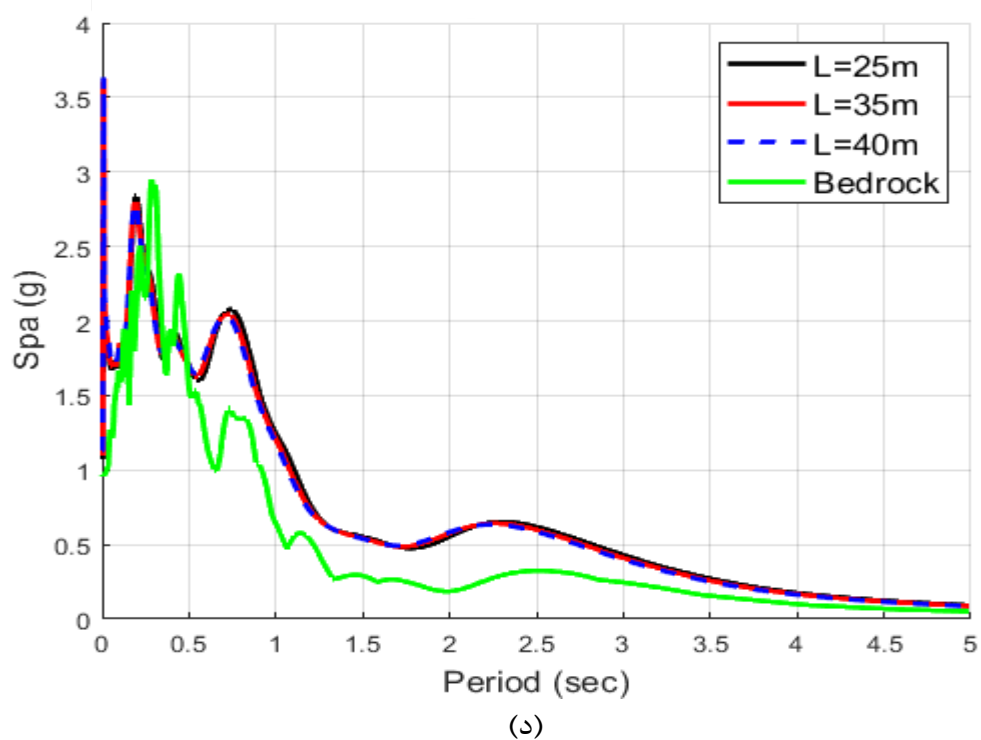
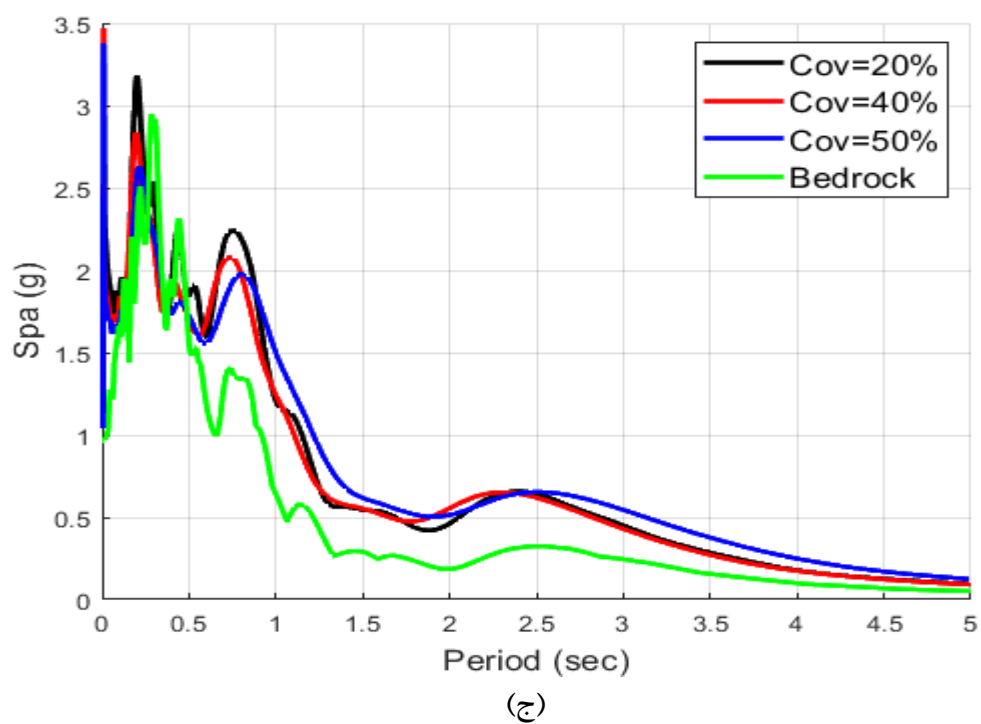
(ج)



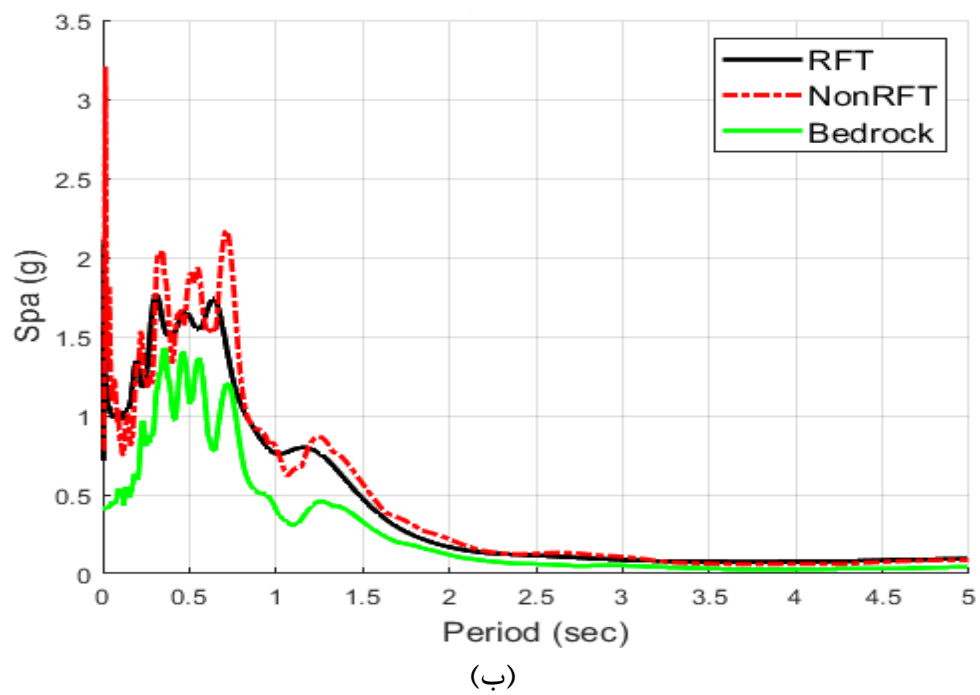
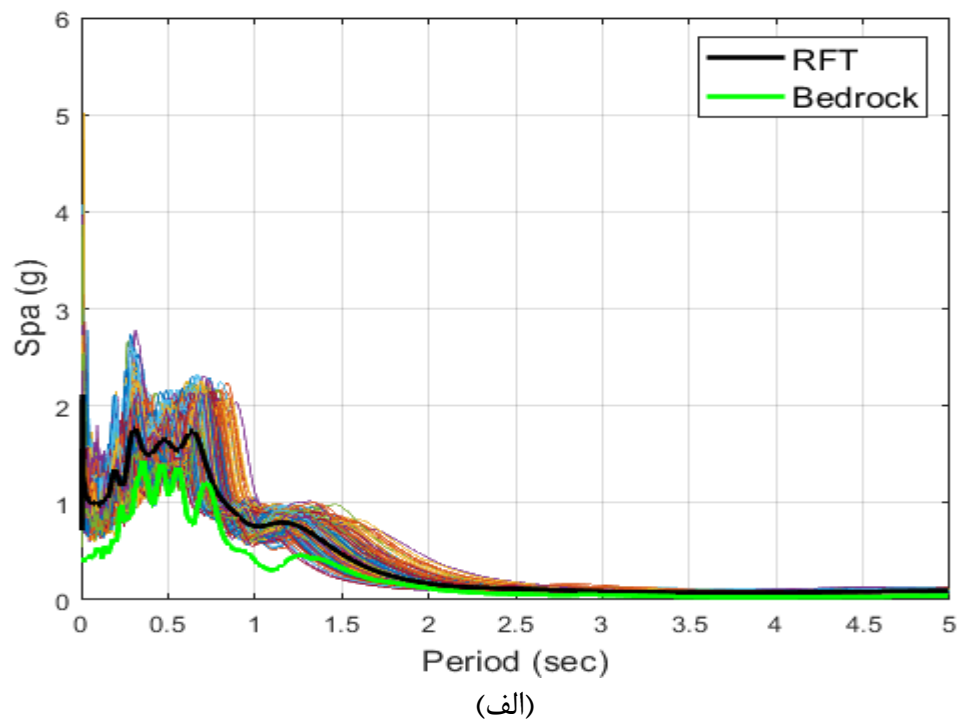
(د)

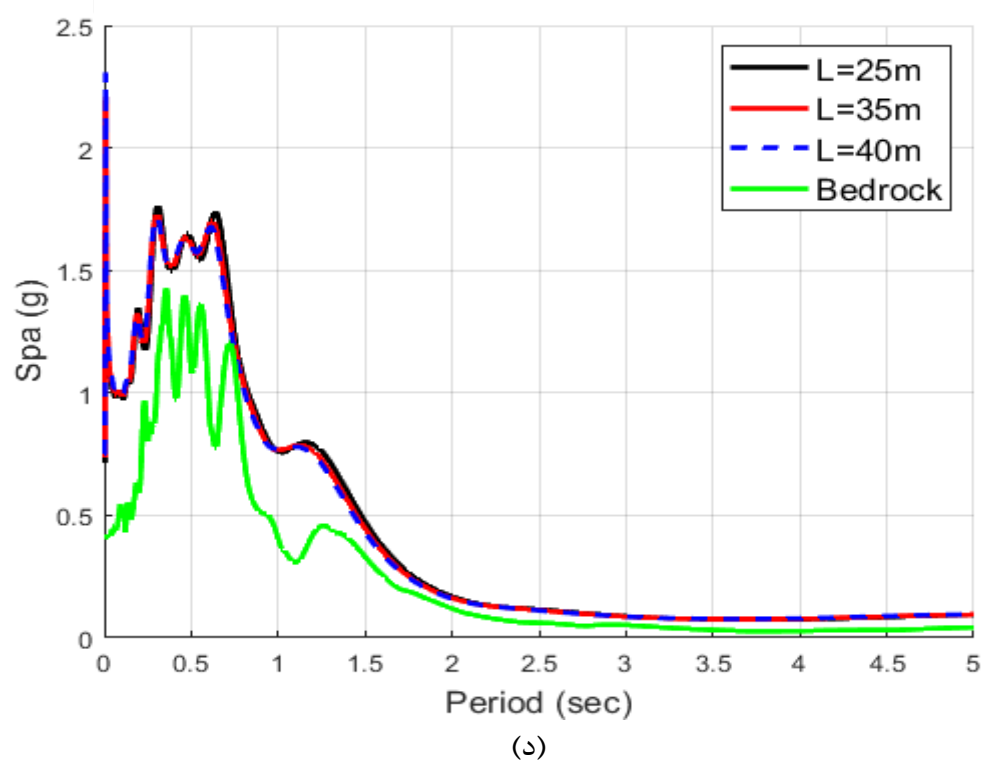
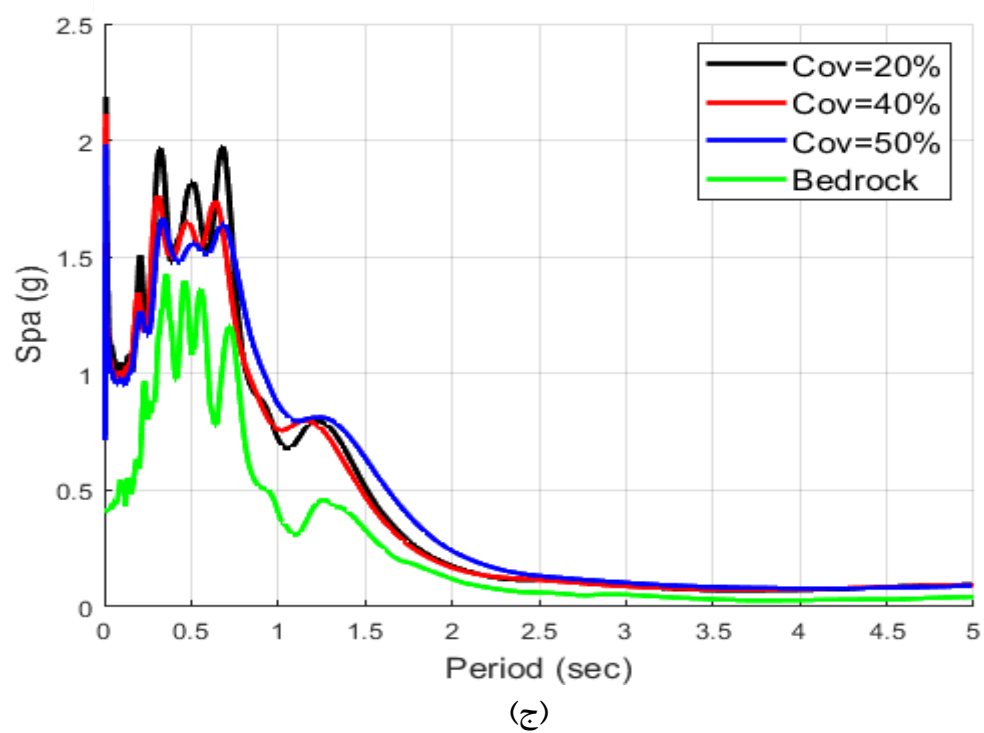
شکل ۵-۱۴ مقایسه طیف‌های پاسخ شتاب سطح پروفیل خاک در دو حالت تصادفی و یقینی با طیف
پاسخ سنگ بستر برای زلزله Cape Mendocino



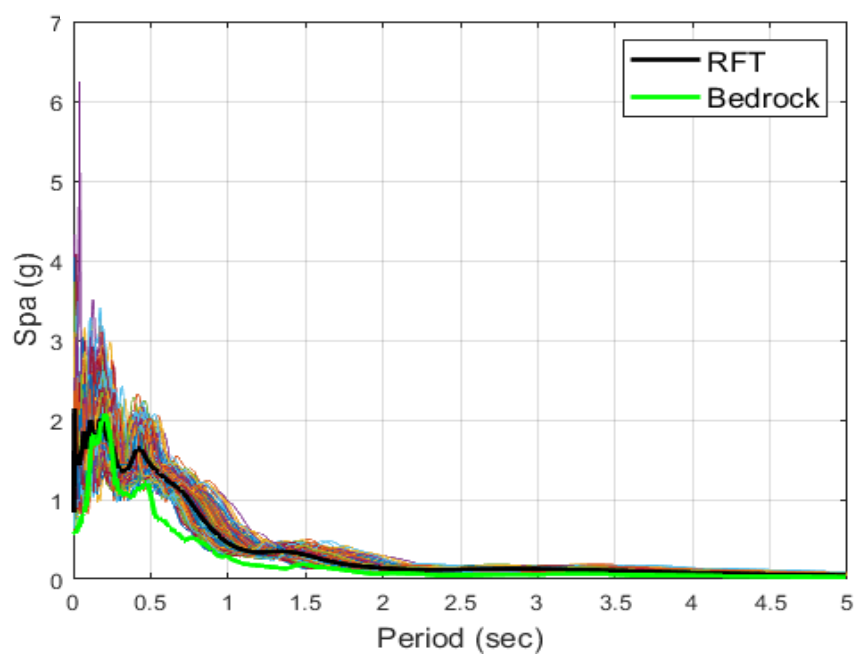


شکل ۵-۱۵ مقایسه طیف‌های پاسخ شتاب سطح پروفیل خاک در دو حالت تصادفی و یقینی با طیف
پاسخ سنگ بستر برای زلزله Northridge

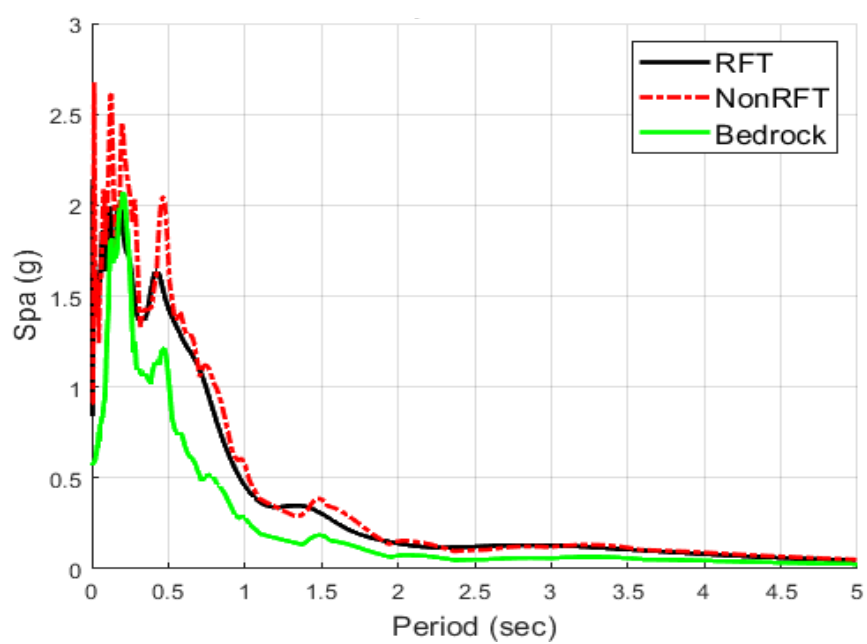




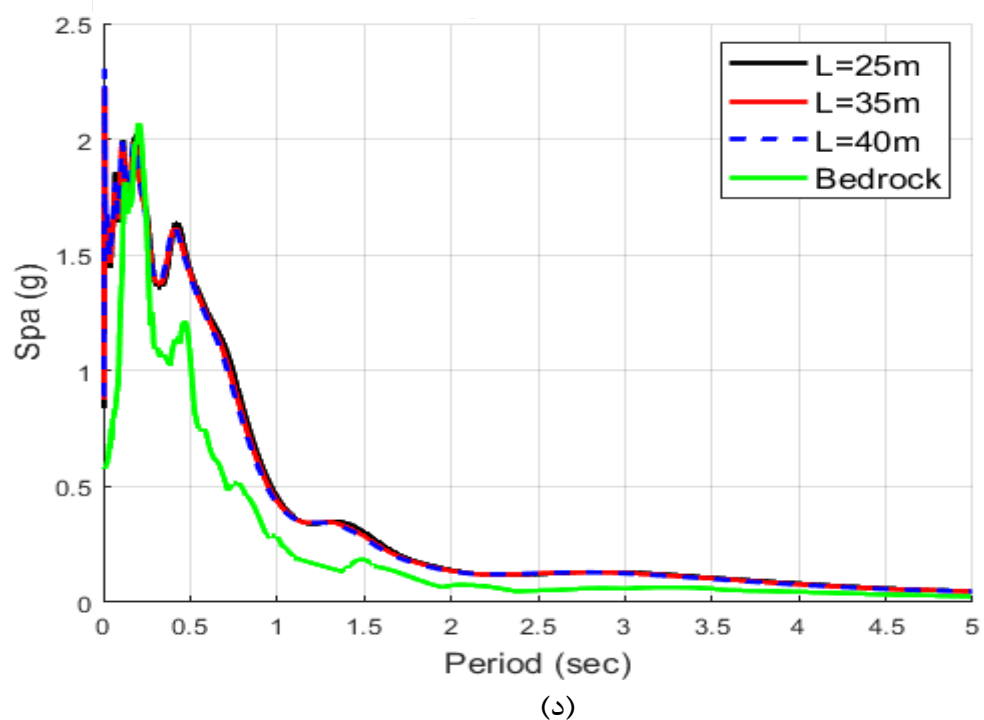
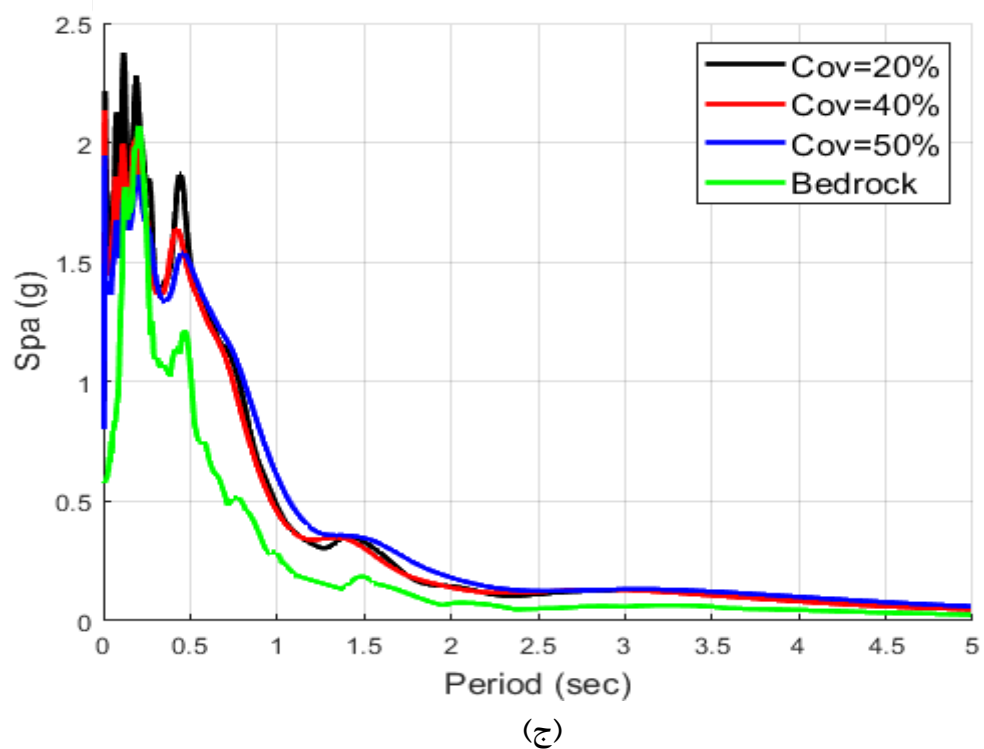
شکل ۵-۱۶ مقایسه طیف‌های پاسخ شتاب سطح پروفیل خاک در دو حالت تصادفی و یقینی با طیف پاسخ سنگ بستر برای زلزله Landers



(الف)



(ب)



شکل ۵-۱۷ مقایسه طیف‌های پاسخ شتاب سطح پروفیل خاک در دو حالت تصادفی و یقینی با طیف
پاسخ سنگ بستر برای زلزله Loma prieta

فصل ۶ جمع بندی و نتیجه گیری

۶-۱ کلیات

در این بخش به جمع‌بندی و نتیجه‌گیری مطالب عنوان‌شده در فصول قبلی پرداخته و درنهایت پیشنهادهایی برای ادامه تحقیقات بعدی ارائه خواهد شد. همان‌طور که در فصل دوم نیز به آن اشاره گردید با توجه به این نکته که عدم قطعیت موجود در ویژگی‌های ژئوتکنیکی خاک‌ها یکی از عوامل مؤثر و مهم در تحلیل دینامیکی پاسخ زمین است، در این پایان‌نامه با استفاده از تئوری میدان تصادفی در ترکیب با روش تفاضل محدود در چارچوب شبیه‌سازی‌های مونت‌کارلو اثر ناهمگنی و عدم قطعیت موجود در پارامترهای ژئوتکنیکی خاک بر روی پاسخ دینامیکی پروفیل خاک با فرض رفتار غیرخطی خاک بررسی شده است.

این تحلیل‌ها با استفاده از نرم‌افزار FLAC 2D و کد نوشته‌شده در زبان برنامه‌نویسی این نرم‌افزار یعنی FISH انجام گرفته است و همچنین به‌منظور به‌دست آوردن طیف‌های پاسخ شتاب حاصل از تحلیل‌های تصادفی و مقایسه آن‌ها با طیف پاسخ شتاب در حالت یقینی و طیف پاسخ سنگ بستر از نرم‌افزار MATLAB استفاده شده است. در این مطالعه ترکیب تکنیک تفاضل محدود قراردادی با ورودی‌های تصادفی (از نظر مکانی) در کد نوشته‌شده در نرم‌افزار FLAC 2D، اثر پارامترهای احتمالاتی مدول برشی خاک (ضریب تغییرات و طول همبستگی) بر روی ضریب بزرگنمایی شتاب زمین را به‌وضوح نشان می‌دهد. همچنین با بررسی میانگین طیف‌های پاسخ شتاب سطح پروفیل خاک حاصل از تحلیل - های تصادفی اثر تغییرات مکانی مدول برشی بر روی طیف پاسخ شتاب سطح پروفیل خاک به‌طور چشمگیری قابل مشاهده است. نمونه‌های زیادی از میدان‌های تصادفی برای مجموعه داده‌های آماری و احتمالاتی مختلف تولید شده و برای هر یک از آن‌ها، تحلیل عددی انجام گرفته است. همچنین ذکر این نکته قابل‌توجه است که روش به‌کاررفته به‌سادگی قابلیت کاربرد در مسائل گوناگون مهندسی ژئوتکنیک را دارا است.

۶-۲ جمع‌بندی

در این مطالعه درمجموع ۱۸ هزار تحلیل دینامیکی برای کلیه مطالعات پارامتریک انجام گرفت. اثر مشخصات احتمالاتی مدول برشی خاک (ضریب تغییرات و طول‌های همبستگی افقی و قائم) به‌عنوان یک پارامتر دینامیکی در خاک که دارای تغییرپذیری مکانی است و زلزله‌های دو حوزه نزدیک و دور بر روی پاسخ دینامیکی پروفیل خاک بررسی شده است. محدوده تغییرپذیری مدول برشی در این مطالعه ضریب تغییرات ۱۰، ۲۰ و ۳۰ درصد انتخاب شده و ساختار همبستگی مجزایی بر اساس مدل نمایی منفرد با محدوده تغییرات $L_h = 25\text{ m}$ و $L_v = 1\text{ m}$ ، $L_h = 35\text{ m}$ و $L_v = 2\text{ m}$ و $L_h = 40\text{ m}$ و $L_v = 3\text{ m}$ در نظر گرفته شده است که L_h طول همبستگی در راستای افقی و L_v طول همبستگی در راستای قائم است و فرض شده است که مدول برشی خاک دارای توزیع لگاریتم نرمال است. برای تمامی شبیه‌سازی‌های انجام‌گرفته با روش شبیه‌سازی مونت‌کارلو، تحلیل تفاضل محدود انجام و با اعمال

محرک‌های ورودی متفاوت نتایج حاصل مورد تحلیل و بررسی قرار گرفت. هدف اصلی در این مطالعات، بررسی پاسخ پروفیل خاک برای مشخصات احتمالاتی و محرک‌های ورودی متفاوت است. نتایج به‌دست آمده از مطالعات پارامتریک پس از تحلیل‌های آماری و احتمالاتی، به‌صورت نمودارهایی ارائه شده است تا بتوان اثر مشخصات احتمالاتی پارامتر مدول برشی خاک و زلزله‌های دور و نزدیک مختلف را بر روی ضریب بزرگنمایی شتاب زمین و همچنین طیف پاسخ شتاب سطح پروفیل خاک بررسی نمود.

۳-۶ نتیجه‌گیری

در انتها پس از تحلیل و بررسی پاسخ دینامیکی پروفیل خاک مورد مطالعه، می‌توان این‌گونه نتیجه‌گیری کرد که:

۱- تحلیل‌های دینامیکی صورت گرفته اهمیت در نظر گرفتن طبیعت متغیر ذاتی ویژگی‌های خاک را در بررسی پاسخ دینامیکی زمین نشان می‌دهد.

۲- نرم‌افزار FLAC با استفاده از زبان برنامه‌نویسی FISH قابلیت تولید میدان‌های تصادفی همبسته را به‌طور قابل قبولی داشته و نیز توانایی انجام تحلیل‌های دینامیکی خطی، خطی معادل و غیرخطی کامل را در مقایسه با سایر نرم‌افزارها دارا است. لازم به ذکر است که این نرم‌افزار قادر به در نظر گرفتن رفتار هیسترتیک خاک است.

۳- با توجه به نتایج حاصل از تحلیل‌های تصادفی ضریب بزرگنمایی شتاب زمین و مقایسه آن با تحلیل‌های یقینی می‌توان این‌گونه نتیجه‌گیری کرد که در تحلیل‌های یقینی مرسوم که در مدل از یک مقدار میانگین ثابت مدول برشی استفاده شده بود، مقادیر ضریب بزرگنمایی ثابت می‌ماند و هیچ‌گونه تغییری نمی‌کند و اثرات ناهمگنی و تغییرپذیری مکانی خصوصیات خاک (ضریب تغییرات و طول همبستگی مدول برشی) در نظر گرفته نمی‌شود ولی در تحلیل‌های تصادفی با در نظر گرفتن پارامتر مدول برشی به‌عنوان پارامتری احتمالاتی در خاک که دارای تغییرپذیری مکانی است، در هر ضریب تغییرات و طول همبستگی مدول برشی مقادیر ضرایب بزرگنمایی شتاب زمین متفاوت است و این نشان‌دهنده‌ی اثرات ناهمگنی و تغییرپذیری مکانی خصوصیات خاک بر روی ضریب بزرگنمایی شتاب زمین و به‌طور کلی بر روی پاسخ دینامیکی زمین است.

۴- تحلیل‌های صورت گرفته نشان می‌داد که با افزایش ضریب تغییرات مدول برشی و در نتیجه افزایش ناهمگنی در پروفیل خاک در تمامی حالات مقادیر ضریب بزرگنمایی شتاب زمین کاهش می‌یابد

۵- همچنین تحلیل‌های انجام‌شده در این مطالعه نشان می‌داد که با افزایش طول همبستگی در جهات افقی و قائم و در نتیجه کاهش ناهمگنی در پروفیل خاک ضرایب بزرگنمایی شتاب زمین افزایش می‌یابد.

۶- با بررسی میانگین طیف‌های پاسخ شتاب سطح پروفیل خاک حاصل از تحلیل‌های تصادفی و مقایسه آن‌ها با طیف پاسخ شتاب سنگ بستر می‌توان به این نتیجه رسید که در تمامی زلزله‌ها

طیف‌های پاسخ شتاب سطح پروفیل خاک نسبت به طیف پاسخ شتاب سنگ بستر افزایش یافته است.

۷- مقایسه طیف پاسخ شتاب سطح پروفیل خاک حاصل از تحلیل‌های یقینی با میانگین طیف‌های پاسخ شتاب حاصل از تحلیل‌های تصادفی در تمامی زلزله‌ها نشان می‌دهد که طیف پاسخ شتاب حاصل از تحلیل‌های یقینی نسبت به تحلیل‌های تصادفی افزایش یافته است و این نتیجه بیانگر آن است که طیف پاسخ شتاب حاصل از تحلیل‌های یقینی بیش از حد برآورد می‌شود.

۸- تحلیل‌های صورت گرفته نشان می‌داد که با افزایش ضریب تغییرات مدول برشی و در نتیجه افزایش ناهمگنی در پروفیل خاک در تمامی زلزله‌ها میانگین طیف‌های پاسخ شتاب سطح پروفیل خاک کاهش می‌یابد.

۹- همچنین تحلیل‌های انجام گرفته نشان می‌داد که با افزایش طول همبستگی در راستای افق و قائم تفاوت کمی در میانگین طیف‌های پاسخ شتاب سطح پروفیل خاک وجود دارد و می‌توان این گونه نتیجه‌گیری کرد که افزایش و یا کاهش طول همبستگی تأثیر چندانی بر روی میانگین طیف‌های پاسخ شتاب سطح پروفیل خاک ندارد و می‌توان از تأثیر طول همبستگی بر روی میانگین طیف پاسخ شتاب پروفیل خاک صرف نظر کرد.

۱۰- نتایج شبیه‌سازی‌ها نشان داد که روش‌های تصادفی بر مبنای شبیه‌سازی مونت کارلو تعریف بسیار واقع‌بینانه‌تری از پاسخ یک سیستم ژئوتکنیکی با مصالحی که دارای طبیعت متغیر هستند در مقایسه با روش‌های مرسوم قبلی ارائه می‌دهند. این روش‌های تصادفی توانایی نشان دادن اثرهای پارامترهای مختلف عدم قطعیت را بر روی پاسخ دینامیکی زمین دارند.

۴-۶ ارائه پیشنهادها جهت مطالعات بعدی

با توجه به مطالب عنوان شده، نکته مهمی که در اینجا قابل توجه می‌باشد این است که تحلیل‌های انجام گرفته در این پایان‌نامه و نتایج به دست آمده از آن‌ها تنها به پارامترهای محدود و خاصی توجه داشته و بنابراین تنها بخشی از عوامل ناهمگنی‌های مؤثر در پاسخ لرزه‌ای زمین لحاظ گردیده است. این عوامل محدوده بسیار وسیعی داشته و مطالعه و بررسی تأثیر هر کدام از آن‌ها به زمان و پردازشگرهای پیشرفته‌تر نیاز خواهد داشت. از این رو در این بخش سعی شده است تا به شکل خلاصه و فهرست‌وار پیشنهادهایی برای انجام مطالعات آینده در زمینه اثر ناهمگنی و تغییرات مکانی خصوصیات احتمالاتی خاک بر روی پاسخ دینامیکی زمین ارائه گردد.

* در این مطالعه رفتار خاک متوسط (بر طبق طبقه‌بندی نوع زمین در آیین‌نامه ۲۸۰۰)، مورد تحلیل و بررسی قرار گرفت که در مطالعات آتی می‌توان رفتار سایر خاک‌ها را مورد بررسی و اثر ناهمگنی‌های مرتبط با آن‌ها را در پاسخ دینامیکی ساختگاه مورد بررسی قرار داد.

* در مطالعات آتی می‌توان با در نظر گرفتن سطح آب زیرزمینی در پروفیل خاک مورد مطالعه، تأثیرات سطح آب زیرزمینی را در کنار سایر پارامترهای تصادفی بر روی تحلیل دینامیکی پاسخ زمین بررسی نمود.

* مطالعات بعدی را می‌توان بر روی خاک‌های چندلایه و در نظر گرفتن توزیع‌های تصادفی برای هر لایه مورد بررسی قرار داد.

* با توجه به اینکه خاک در هر ۳ بعد دارای ناهمگنی است، پیشنهاد می‌شود که برای رسیدن به نتایج دقیق‌تر، پاسخ دینامیکی ساختگاه را در حالت سه‌بعدی نسبت به پارامترهای تصادفی ورودی تحلیل نمود.

* همچنین می‌توان تأثیر ناهمگنی و تغییرات مکانی پارامترهای احتمالاتی خاک را با در نظر گرفتن هندسه متفاوت پروفیل خاک بر روی پاسخ دینامیکی ساختگاه مورد تحلیل قرار داد.

1. Vanmarcke, E.H., *Probabilistic modeling of soil profiles*. Journal of the geotechnical engineering division, 1977. **103**(11): p. 1227-1246.
2. Motalebian, M., *Investigating the effect of the site in alluvial valleys by numerical analysis and comparing with experimental results*, in *Civil and Environmental Engineering*. 2010, Science & Technology.
3. Einstein, H. and G. Baecher, *Probabilistic and statistical methods in engineering geology I. Problem statement and introduction to solution*, in *Ingenieurgeologie und Geomechanik als Grundlagen des Felsbaues/Engineering Geology and Geomechanics as Fundamentals of Rock Engineering*. 1982, Springer. p. 47-61.
4. Kim, H., *Spatial variability in soils: stiffness and strength*. 2005, Georgia Institute of Technology.
5. اعلایی، ر، پایان نامه ارشد: "بررسی پایداری شیروانی‌ها در محیط‌های ناهمگن و ناهمسان به کمک تئوری میدان تصادفی"، دانشکده فنی، ۱۳۹۰، دانشگاه گیلان.
6. Phoon, K.K. and F.H. Kulhawy, *Characterization of geotechnical variability*. Canadian geotechnical journal, 1999. **36**(4): p. 612-624.
7. Griffiths, D. and P. Lane, *Slope stability analysis by finite elements*. Geotechnique, 1999. **49**(3): p. 387-403.
8. Nobahar, A., *Effects of soil spatial variability on soil-structure interaction*. 2003, Memorial University of Newfoundland.
9. Lacasse, S. and F. Nadim, *Uncertainties in characterising soil properties*. Publikasjon-Norges Geotekniske Institutt, 1997. **201**: p. 49-75.
10. Kulhawy, F.H. *On the evaluation of static soil properties*. in *Stability and performance of slopes and embankments II*. 1993. ASCE.
11. Griffiths, D.V. and G.A. Fenton, *Probabilistic methods in geotechnical engineering*. Vol. 491. 2007: Springer Science & Business Media.
12. Griffiths, D., J. Huang, and G. Fenton, *Probabilistic slope stability analysis using RFEM with non-stationary random fields*. Risk V, Schweckendiek T, van Tol AF, Pereboom D et al (eds) Geotechnical Safety, 2015: p. 704-709.
13. Zhu, D., et al., *Probabilistic stability analyses of undrained slopes with linearly increasing mean strength*. Géotechnique, 2017. **67**(8): p. 733-746.
14. Kasama, K. and A.J. Whittle, *Effect of spatial variability on the slope stability using random field numerical limit analyses*. Georisk: Assessment and Management of Risk for Engineered Systems and Geohazards, 2016. **10**(1): p. 42-54.
15. Chauhan, V., S. Dasaka, and U. Dasgupta, *Effect of Spatial Variability on the Earth Pressure of a Rigid Retaining Wall*, in *Geo-Risk 2017*. p. 350-359.
16. Christodoulou, P. and L. Pantelidis, *Reducing Statistical Uncertainty in Elastic Settlement Analysis of Shallow Foundations Relying on Targeted Field Investigation: A Random Field Approach*. Geosciences, 2020. **10**(1): p. 20.
17. Li, X., L. Zhang, and J. Li, *Using conditioned random field to characterize the variability of geologic profiles*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2016. **142**(4): p. 04015096.

۱۸. سبزی، ا. پایان‌نامه ارشد: "تحلیل نشست فونداسیون‌های سطحی با استفاده از روش المان محدود تصادفی"، دانشکده مهندسی عمران و محیط‌زیست، ۱۳۹۴، دانشگاه صنعتی شیراز.

19. Tran, T.T., S.R. Han, and D. Kim, *Effect of probabilistic variation in soil properties and profile of site response*. Soils and Foundations, 2018. **58**(6): p. 1339-1349.
20. Seed, H.B. and I.M. Idriss, *Influence of soil conditions on ground motions during earthquakes*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 1969. **95**(1): p. 99-138.
21. Seed, H.B., et al., *Moduli and damping factors for dynamic analyses of cohesionless soils*. Journal of geotechnical engineering, 1986. **112**(11): p. 1016-1032.
22. Darendeli, M.B., *Development of a new family of normalized modulus reduction and material damping curves*. 2001.
23. Hammah, R., T. Yacoub, and J. Curran, *Probabilistic slope analysis with the finite element method*. 2008.
24. Rathod, G.W., K.S. Rao, and K.K. Gupta, *Monte Carlo Simulation for modelling uncertainties in ground response analysis*. Japanese Geotechnical Society Special Publication, 2016. **2**(19): p. 709-714.
25. Rota, M., C. Lai, and C. Strobbia, *Stochastic 1D site response analysis at a site in central Italy*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2011. **31**(4): p. 626-639.
26. Tarque, N., et al., *Expected ground motion at the historical site of Poggio Pienze, Central Italy, with reference to current Italian building code*. Engineering geology, 2013. **166**: p. 100-115.
27. Lopez-Caballero, F. and A. Modaressi-Farahmand-Razavi, *Assessment of variability and uncertainties effects on the seismic response of a liquefiable soil profile*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2010. **30**(7): p. 600-613.
28. Yeh, C. and M. Rahman, *Stochastic finite element methods for the seismic response of soils*. International journal for numerical and analytical methods in geomechanics, 1998. **22**(10): p. 819-850.
29. Schevenels, M., et al., *The Green's functions of a vertically inhomogeneous soil with a random dynamic shear modulus*. Probabilistic Engineering Mechanics, 2007. **22**(1): p. 100-111.
30. Lizarraga, H.S. and C. Lai, *Effect of Spatial Variability of Soil Properties on the Seismic Response of Earth Dams*.
31. Haber, E.E., et al., *Effect of the 2D Spatial Variability of Linear Soil Properties on the Variability of Surface Ground Motion Coherency*, in *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics V: Seismic Hazard Analysis, Earthquake Ground Motions, and Regional-Scale Assessment*. 2018, American Society of Civil Engineers Reston, VA. p. 348-358.
32. Shi, X. *Seismic response of Heitiejiao tailings dam by the finite element method*. in *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*. 2018. IOP Publishing.
33. Wong, I.G., et al., *Applications of the Band-Limited-White Noise Source Model for Predicting Site-Specific Strong Ground Motions*. 1991.
34. Rathje, E. and A. Kottke, *Procedures for random vibration theory based seismic site response analyses. A White Paper Report Prepared for the Nuclear*

- Regulatory Commission. Geotechnical Engineering Report GR08-09., The University of Texas, 2008.
35. Berkane, H.D., et al., *Investigation of Soil Layers Stochasticity Effects on the Spatially Varying Seismic Response Spectra*. Indian Geotechnical Journal, 2019. **49**(2): p. 151-160.
 36. Chi-Miranda, M.A. and L.A. Montejó, *A numerical comparison of random vibration theory and time histories based methods for equivalent-linear site response analyses*. International Journal of Geo-Engineering, 2017. **8**(1): p. 22.
 37. Rosenblueth, E., *Point estimates for probability moments*. Proceedings of the National Academy of Sciences, 1975. **72**(10): p. 3812-3814.
 38. Iiyama, K., et al., *A point-estimate based method for soil amplification estimation using high resolution model under uncertainty of stratum boundary geometry*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2019. **121**: p. 480-490.
 39. Zhang, D.-Y., W.-C. Xie, and M.D. Pandey, *Synthesis of spatially correlated ground motions at varying sites based on Vector-valued Seismic Hazard Deaggregation*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2012. **41**: p. 1-13.
 40. Ghazi, A., et al., *Spatial variability of shear wave velocity using geostatistical analysis in Mashhad City, NE Iran*. Open Journal of Geology, 2014. **2014**.
 41. Thompson, E.M., et al., *A geostatistical approach to mapping site response spectral amplifications*. Engineering Geology, 2010. **114**(3-4): p. 330-342.
 42. Lumb, P., *The variability of natural soils*. Canadian Geotechnical Journal, 1966. **3**(2): p. 74-97.
 43. Vanmarcke, E., *Random fields: analysis and synthesis*. 2010: World Scientific.
 44. Al-Bittar, T., *Probabilistic analysis of shallow foundations resting on spatially varying soils*. 2012, Nantes.
 45. Schneider, J.A. and P.W. Mayne, *Soil liquefaction response in mid-America evaluated by seismic piezocone tests*. Mid-America Earthquake Center CD Release 00-03, 2000.
 46. DeGroot, D.J. and G.B. Baecher, *Estimating autocovariance of in-situ soil properties*. Journal of Geotechnical Engineering, 1993. **119**(1): p. 147-166.
 47. Griffiths, D.V. and G. Fenton, *Risk assessment in geotechnical engineering*. John Wiley & Sons, Inc, 2008: p. 381-400.
 48. Li, D.-Q., et al., *A multiple response-surface method for slope reliability analysis considering spatial variability of soil properties*. Engineering Geology, 2015. **187**: p. 60-72.
 49. Ahmed, A., *Simplified and advanced approaches for the probabilistic analysis of shallow foundations*. 2012, PhD thesis, University of Nantes.
 50. Uribe Castillo, F., *Probabilistic analysis of structures using stochastic finite elements*, in *Faculty of Engineering and Architecture*. 2015, Universidad Nacional de Colombia-Sede Manizales.
 51. El-Ramly, H., N. Morgenstern, and D. Cruden, *Probabilistic stability analysis of a tailings dyke on presheared clay shale*. Canadian Geotechnical Journal, 2003. **40**(1): p. 192-208.
 52. Uribe Castillo, F., *Probabilistic analysis of structures using stochastic finite elements*. Universidad Nacional de Colombia-Sede Manizales.
 53. Baecher, G.B. and J.T. Christian, *Reliability and statistics in geotechnical engineering*. 2005: John Wiley & Sons.

54. Uzielli, M., G. Vannucchi, and K. Phoon, *Random field characterisation of stress-normalised cone penetration testing parameters*. Geotechnique, 2005. **55**(1): p. 3-20.
55. Cho, S.E. and H.C. Park, *Effect of spatial variability of cross-correlated soil properties on bearing capacity of strip footing*. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2010. **34**(1): p. 1-26.
56. Alaie, R., *Slope Stability Analysis in Heterogeneous and Anisotropic Soils using Random Field Theory*, in Technical College. 2012, Master's thesis, Guilan University.
57. El-Kadi, A.I. and S.A. Williams, *Generating two-dimensional fields of autocorrelated, normally distributed parameters by the matrix decomposition technique*. Groundwater, 2000. **38**(4): p. 530-532.
58. Nash, J., *Compact Numerical Methods for Computers: Linear Algebra and Function Minimisation*. Adam Hilger, Bristol. 1990. Chap, 1979. **3**: p. 30-48.
59. Eckhardt, R., S. Ulam, and J. Von Neumann, *the Monte Carlo method*. Los Alamos Science, 1987(15): p. 131.
60. Fishman, G., *Monte Carlo: concepts, algorithms, and applications*. 2013: Springer Science & Business Media.
61. Popescu, R., G. Deodatis, and A. Nobahar, *Effects of random heterogeneity of soil properties on bearing capacity*. Probabilistic Engineering Mechanics, 2005. **20**(4): p. 324-341.
62. Srivastava, A., G.S. Babu, and S. Halder, *Influence of spatial variability of permeability property on steady state seepage flow and slope stability analysis*. Engineering Geology, 2010. **110**(3-4): p. 93-101.
63. Kramer, S.L., *Geotechnical earthquake engineering*. 1996: Pearson Education India.
64. Kumar, S.S., A. Dey, and A.M. Krishna. *Equivalent linear and nonlinear ground response analysis of two typical sites at Guwahati city*. in *Proceedings of Indian geotechnical conference, Kakinada*. 2014.
65. Itasca, F., *FLAC-Fast Lagrangian Analysis of Continua, Version. 7.0*. 2011, Itasca Consulting Group, Inc. Minneapolis.
۶۶. رنجبر، ک، پایان‌نامه ارشد: "ارزیابی اثرات ناهمگنی ساختگاه در فیلتراسیون امواج زلزله"، دانشکده فنی، ۱۳۹۱، دانشگاه گیلان.
67. Dobry, R. and M. Vucetic. *Dynamic properties and seismic response of soft clay deposits*. 1987. Department of Civil Engineering, Rensselaer Polytechnic Institute.
68. Fatahi, B. and S.H.R. Tabatabaiefar, *Fully nonlinear versus equivalent linear computation method for seismic analysis of midrise buildings on soft soils*. International Journal of Geomechanics, 2014. **14**(4): p. 04014016.
69. Adampira, M., et al., *Comparison of equivalent linear and nonlinear methods in seismic analysis of liquefiable site response due to near-fault incident waves: a case study*. Arabian Journal of Geosciences, 2015. **8**(5): p. 3103-3118.
70. Sunardi, B. and J. Nugraha, *Peak Ground Acceleration at Surface and Spectral Acceleration for Makassar City Based on a Probabilistic Approach*. Jurnal Meteorologi dan Geofisika, 2016. **17**(1).
71. Aki, K., *Local site effect on ground motion*. Earthquake engineering and soil dynamics II: recent advances in ground-motion evaluation, 1988.

72. Aki, K., *Local site effects on weak and strong ground motion*. Tectonophysics, 1993. **218**(1-3): p. 93-111.
73. Li, S. and L.-l. Xie, *Progress and trend on near-field problems in civil engineering*. Acta Seismologica Sinica, 2007. **20**(1): p. 105-114.
74. Heydari, M. and M. Mousavi, *The comparison of seismic effects of near-field and far-field earthquakes on relative displacement of seven-storey concrete building with shear wall*. Current World Environment, 2015. **10**(1): p. 0-46.
75. pourpak, h., *study of site local conditions effect on ground earthquake motions*, in *Technical Engineering Faculty*. 2004, mazandaran university.
76. Seed, H.B., R.C. Chaney, and S. Pamukcu, *Earthquake effects on soil-foundation systems*, in *Foundation engineering handbook*. 1991, Springer. p. 594-672.
77. Idriss, I. *Response of soft soil sites during earthquakes*. in *Proc. HB Seed Memorial Symp*. 1990.
78. Bajaj, K. and P. Anbazhagan, *Ground motion site amplification factors for deep soil deposits sites in Indo-Gangetic Basin*. 2017.
79. Tuncel, A., et al. *Comparison of the soil dynamic amplification factor and soil amplification by using microtremor and MASW methods respectively*. in *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*. 2017. IOP Publishing.
80. Plengsiri, P., L.Z. Mase, and S. Likitlersuang, *Influence of ground variation on site amplification factor of Bangkok subsoils*. 2018, Master's thesis, Department of Civil Engineering, Chulalongkorn University.
81. Itasca, F., *FLAC-Fast Lagrangian Analysis of Continua, Version. 8.0*. 2016, Itasca Consulting Group, Inc. Minneapolis.
82. Lysmer, J. and R.L. Kuhlemeyer, *Finite dynamic model for infinite media*. Journal of the Engineering Mechanics Division, 1969. **95**(4): p. 859-878.
83. Kunar, R., P. Beresford, and P. Cundall. *A tested soil-structure model for surface structures*. in *Proceedings of the symposium on soil-structure interaction*. 1977.
84. White, W., I.K. Lee, and S. Valliappan, *Unified boundary for finite dynamic models*. Journal of the Engineering Mechanics Division, 1977. **103**(5): p. 949-964.
85. Council, A.T. and U.S.F.E.M. Agency, *Quantification of building seismic performance factors*. 2009: US Department of Homeland Security, FEMA.
86. Hachem, M.M., *BISPEC: Interactive software for the computation of unidirectional and bidirectional nonlinear earthquake spectra*, in *Structures 2004: Building on the Past, Securing the Future*. 2004. p. 1-12.

Abstract

seismic waves due to earthquake when passing through different soil layers cause a lot of changes which can be found in the heterogeneity and spatial variability of soil parameters affecting seismic response of the ground. Therefore, considering the effects of heterogeneity and uncertainty in soil parameters such as shear modulus is an important step in dynamic analysis of ground response. for this purpose , by using random field theory in combination with monte carlo simulation, the effect of 2D spatial random variations of soil parameters on the seismic characteristics of soil profile in this research is investigated as a the amplification factor and acceleration response spectrum . in this study, a soil profile with constant length and thickness and random distribution of shear modulus parameter is modeled using FLAC 2D computer program under near field and far field earthquakes and using Monte Carlo simulation method, the average acceleration amplification factor and the acceleration response spectrum of Soil profile surface is calculated for all the random distribution states of the shear modulus (variation coefficient and different correlation lengths) in the soil. the results of the dynamic analysis of soil profile investigated in this thesis show that by increasing the coefficient of variation soil shear modulus and consequently increase of heterogeneity in soil profile , the average peak ground acceleration amplification factor as well as the acceleration response spectrum of Soil profile surface decrease. in addition, a comparison of the results of deterministic analyses with a random analyses performed in this research shows that ignoring the spatial variations of the soil shear modulus in deterministic analyses will lead to a overestimation of the peak ground acceleration amplification factor and the acceleration response spectrum of Soil profile surface.

Keywords: heterogeneity, dynamic analysis of ground response, random field theory, Monte Carlo simulation, acceleration amplification factor of ground



**Shahrood University of
Technology**

Faculty of Civil Engineering

M.Sc Thesis in Geotechnical Engineering

Nonlinear analysis of ground response using random field theory method

By: Hasan Nikpoor

Supervisor:
Dr. Amir Bazrafshan

October, 2020