

اللهم اغفر للمؤمنين
والمؤمنات والمسلمين
والمسلمات والمسلمات
اللهم اغفر لجناياتهم
وجناياتنا وجنايات
الجميعين والجميعات
اللهم اغفر لنا ولوالدينا
ووالدينا ولجميع المسلمين
والمسلمات والمسلمات
اللهم اغفر لنا ولوالدينا
ووالدينا ولجميع المسلمين
والمسلمات والمسلمات
اللهم اغفر لنا ولوالدينا
ووالدينا ولجميع المسلمين
والمسلمات والمسلمات



دانشکده مهندسی عمران

پایان نامه کارشناسی ارشد مهندسی ژئوتکنیک

اثرات ساخت سازه‌های بلند بر روی توابع تشدید خاک

نگارنده : سید محمد حسینی بای

استاد راهنما

دکتر امیر بذرافشان مقدم

شهریور ۱۳۹۵

دانشگاه صنعتی شاهرود

دانشکده : فنی و مهندسی

گروه : مهندسی عمران

پایان نامه کارشناسی ارشد آقای سید محمد حسینی بای
تحت عنوان: اثرات ساخت سازه‌های بلند بر روی توابع تشدید خاک

در تاریخ توسط کمیته تخصصی زیر جهت اخذ مدرک کارشناسی ارشد
مورد ارزیابی و با درجه مورد پذیرش قرار گرفت.

امضاء	اساتید مشاور	امضاء	اساتید راهنما
	نام و نام خانوادگی :		نام و نام خانوادگی :
	نام و نام خانوادگی :		نام و نام خانوادگی :

امضاء	نماینده تحصیلات تکمیلی	امضاء	اساتید داور
	نام و نام خانوادگی :		نام و نام خانوادگی :
		نام و نام خانوادگی :	
		نام و نام خانوادگی :	
		نام و نام خانوادگی :	

تشکر و قدردانی

در گذر از مراحل مختلف این پایان‌نامه، بنده همواره از حمایت‌ها و راهنمایی‌های استاد گرامی جناب آقای دکتر امیر بذرافشان مقدم برخوردار بوده‌ام که در اینجا بر خود لازم می‌دانم تا از زحمات ایشان تشکر و قدردانی بنمایم.

تعهد نامه

اینجانب سید محمد حسینی بای دانشجوی دوره‌ی کارشناسی ارشد رشته ژئوتکنیک دانشکده‌ی عمران، دانشگاه صنعتی شاهرود، نویسنده پایان نامه‌ی اثرات ساخت سازه‌های بلند بر روی توابع تشدید خاک؛ تحت راهنمایی: آقای دکتر امیر بذرافشان مقدم، متعهد می‌شوم .

- 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

آنچه از دیدگاه مهندسی حضور یک لایه‌ی خاکی را حین وقوع زمین‌لرزه حائز اهمیت می‌سازد، قابلیت تشدید امواج زلزله توسط آن می‌باشد که به‌عنوان اثر ساختگاه تعریف می‌شود. تحلیل پاسخ سطح آزاد زمین چگونگی تشدید امواج زلزله را بیان می‌کند، که در ژئوتکنیک لرزه‌ای از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. تعیین اثرات ساختگاه یکی از چالش‌های مهم پیشرو در بسیاری از پروژه‌های اجرایی و همچنین تحقیقاتی محسوب می‌گردد. اما از آنجا که در واقعیت بر روی سطح زمین سرباره‌هایی مانند سازه‌های بلند وجود دارد، پاسخ زمین تحت تاثیر این سرباره‌ها قرار می‌گیرد. حضور سازه‌های بلند بر روی ساختگاه می‌تواند جهت بررسی توابع تشدید و ارزیابی توزیع شتاب در عمق خاک و تعیین نیروهای برشی به سازه حائز اهمیت باشد. به‌منظور مطالعه‌ی اثرات حضور سازه‌های بلند در توابع تشدید خاک، سازه‌های ۱۰، ۲۰ و ۳۰ طبقه بتن آرمه بر روی چندین نوع خاک ماسه‌ای و رسی در عمق‌های مختلف از سنگ بستر تحت زلزله‌های واقعی با محتوای فرکانسی متفاوت قرار گرفته و تحلیل مدل‌های فوق توسط برنامه‌ی المان محدود ABAQUS انجام گرفت. اثر حضور سازه‌های بلند بر مؤلفه‌ی افقی حرکت سنگ بستر نسبت به حرکت سطح آزاد زمین با بررسی پارامترهای متداول در ژئوتکنیک لرزه‌ای مانند دامنه و فرکانس تابع تشدید و طیف پاسخ در حوزه فرکانس و توزیع بیشینه شتاب در عمق (PGA) در حوزه زمان مورد مطالعه قرار گرفت. در حوزه‌ی فرکانس نتایج نشان می‌دهد تغییرات دامنه و مقدار تابع تشدید با توجه به ویژگی ارتعاشی سازه و فرکانس غالب خاک، شدیداً تحت تاثیر حضور سازه‌ها قرار دارد به‌طوری که سازه‌ی ۳۰ طبقه بیشترین اثر را در این تغییرات داشته است. در حوزه زمان نیز در تمامی مدل‌ها، اثر جرم سازه‌ها باعث کاهش بیشینه‌ی شتاب در سطح خاک گردیده و الگوی توزیع بیشینه‌ی شتاب در عمق نسبت به حالت بدون سازه در پروفیل‌های خاکی تغییر کرده است. در مجموع نشان داده شد که سازه‌های بلند می‌توانند محتوای فرکانس حرکات سطح زمین را

به شدت تغییر دهند. از این رو لازم است، چگونگی محتوای فرکانسی زمین لرزه در آیین نامه ۲۸۰۰ در صورت وجود سازه‌های بلند در مطالعات ساختگاه به شیوه‌ای مناسب در نظر گرفته شود.

کلید واژه: تابع تشدید، آنالیز پاسخ زمین، سازه‌های بلند، اثر ساختگاه

فهرست مطالب

عنوان	صفحه
فهرست علایم و نشانه‌ها	ک
فهرست جدول‌ها	ل
فهرست شکل‌ها	م
فصل اول - کلیات	۱
۱-۱- مقدمه	۲
۱-۲- هدف از انجام تحقیق	۴
۱-۳- ساختار پایان نامه	۶
فصل دوم - مرور تحقیقات اخیر	۹
۲-۱- مقدمه	۱۰
۲-۲- تاثیر ساختگاه بر تشدید امواج زلزله	۱۲
۲-۳- تئوری پاسخ زمین:	۱۳
۲-۴- شواهدی از حرکات سطحی اندازه‌گیری شده	۱۴
۲-۴-۱- مکزیکوسیتی ۱۹۸۵	۱۵
۲-۴-۲- ناحیه خلیج سانفرانسیسکو ۱۹۸۹	۱۷
۲-۵- تأثیر رفتار غیرخطی خاک بر تشدید امواج زلزله	۱۹
۲-۶- تاریخچه آنالیز پاسخ لرزه ای زمین	۲۱
فصل سوم - تئوری امواج و سیستم‌های ارتعاشی و روش‌های تحلیل پاسخ زمین	۲۵
۳-۱- تئوری امواج و سیستم‌های ارتعاشی	۲۶
۳-۲- انواع حرکت ارتعاشی	۲۶
۳-۲-۱- حرکت یکنواخت ساده	۲۷
۳-۲-۱-۱- روش مثلثاتی برای حرکت یکنواخت ساده	۲۷
۳-۲-۱-۲- اعداد مختلط برای حرکت یکنواخت ساده	۲۸
۳-۲-۱-۳- معیارهای دیگر حرکت نوسانی	۲۹
۳-۲-۲- سری‌های فوریه	۳۰
۳-۲-۲-۱- شکل مثلثاتی سری فوریه	۳۰
۳-۲-۲-۲- شکل نمایی سری فوریه	۳۱
۳-۲-۳- سیستم‌های ارتعاشی	۳۲
۳-۲-۳-۱- معادله حرکت یک سیستم <i>SDOF</i> طی بارگذاری خارجی	۳۳

۳۴ پاسخ سیستم <i>SDOF</i> خطی.....	۳-۲-۵
۳۴ میرایی.....	۳-۲-۵-۱
۳۶ ارتعاش آزاد با میرایی.....	۳-۲-۵-۲
۳۷ ارتعاشات اجباری با میرایی.....	۳-۲-۵-۳
۳۹ پاسخ سیستم های <i>SDOF</i> به بارگذاری تناوبی.....	۳-۲-۶
۴۰ روش نمایی.....	۳-۲-۶-۱
۴۲ سختی مختلط.....	۳-۲-۷
۴۲ کاهیدگی امواج تنش.....	۳-۲-۸
۴۳ میرایی مصالح.....	۳-۲-۸-۱
۴۶ میرایی شعاعی.....	۳-۲-۸-۲
۴۷ روش های تحلیل پاسخ زمین.....	۳-۳
۴۸ تحلیل یک بعدی پاسخ زمین:.....	۳-۴
۴۹ روش خطی.....	۳-۴-۱
۵۰ ارزیابی توابع تبدیل.....	۳-۴-۲
۵۰ خاک یکنواخت بدون میرایی بر روی بستر سنگی صلب.....	۳-۴-۲-۱
۵۲ خاک یکنواخت با میرایی بر روی بستر سنگی صلب.....	۳-۴-۲-۲
۵۵ خاک میرا کننده و یکنواخت روی سنگ ارتجاعی.....	۳-۴-۲-۳
۵۸ روش خطی معادل برای تعیین پاسخ غیرخطی.....	۳-۴-۳
۶۱ روش غیرخطی:.....	۳-۴-۴

فصل چهارم - معرفی و ملاحظات مدلسازی و صحت سنجی نرم افزار..... ۶۷

۶۸ مقدمه.....	۴-۱
۶۸ معرفی لایه های خاکی.....	۴-۲
۶۹ تعیین پیروود و فرکانس اساسی ساختگاه:.....	۴-۳
۷۱ معرفی سازه ها.....	۴-۴
۷۳ معرفی زلزله های طرح.....	۴-۵
۷۶ ملاحظات مدلسازی.....	۴-۶
۷۸ صحت سنجی عملکرد نرم افزار.....	۴-۷

فصل پنجم - نتایج عددی و بحث و بررسی..... ۸۱

۸۲ مقدمه.....	۵-۱
۸۲ بررسی نتایج.....	۵-۲
۸۲ نتایج مربوط به صحت سنجی.....	۵-۲-۱
۸۲ تابع تبدیل.....	۵-۲-۱-۱
۸۵ طیف پاسخ شتاب.....	۵-۲-۱-۲
۸۷ پاسخ سطح آزاد.....	۵-۲-۱-۳

۸۹.....	۳-۵ - مقادیر تابع تبدیل برحسب جنس خاک و ضخامت‌های ۲۰ و ۴۰ متر.....
۸۹.....	۱-۳-۵ - لایه های خاکی با ضخامت ۲۰ متر.....
۹۰.....	۲-۳-۵ - لایه های خاکی با ضخامت ۴۰ متر.....
۹۱.....	۴-۵ - مقادیر تابع تبدیل بر حسب جنس، ضخامت و نوع سازه‌های موجود بر روی آن.....
۹۱.....	۱-۴-۵ - لایه های خاک با ضخامت ۲۰ متری.....
۹۱.....	۱-۱-۴-۵ - خاک AS.....
۹۲.....	۲-۱-۴-۵ - خاک DS.....
۹۳.....	۳-۱-۴-۵ - خاک NC.....
۹۴.....	۴-۱-۴-۵ - خاک OC.....
۹۴.....	۲-۴-۵ - لایه های خاک با ضخامت ۴۰ متری.....
	۵-۵ - بررسی مقادیر شتاب حداکثر برحسب نوع حرکت لرزه ای، جنس خاک، ضخامت و سازه-
۹۶.....	های موجود بر روی آن بر حسب عمق.....
	۶-۵ - بررسی مقادیر پاسخ شتاب برحسب نوع حرکت لرزه‌ای، جنس خاک، ضخامت و سازه‌های
۱۰۱.....	موجود بر روی آن بر حسب عمق.....
۱۰۱.....	۱-۶-۵ - لایه ۲۰ متری.....
۱۰۱.....	۱-۱-۶-۵ - زلزله Northridge.....
۱۰۲.....	۲-۱-۶-۵ - زلزله Chichi.....
۱۰۳.....	۲-۶-۵ - لایه ۴۰ متری.....
۱۰۳.....	۱-۲-۶-۵ - زلزله Northridge.....
۱۰۵.....	۲-۲-۶-۵ - زلزله Chichi.....
۱۰۷.....	فصل ششم - نتیجه گیری و ارائه پیشنهاد.....
۱۰۸.....	۱-۶ - نتیجه گیری.....
۱۱۰.....	۲-۶ - پیشنهادات.....
۱۱۱.....	فهرست مراجع.....

فهرست علائم و نشانه‌ها

عنوان	علامت اختصاری
ضریب میرایی	ξ
فرکانس طبیعی	f_n
فرکانس دورانی طبیعی	ω_n
مدول برشی	G
ضریب میرائی	c
ویسکوزیته	η
سیستم یک درجه آزادی	$SDOF$
پریود اصلی	T_0
سرعت موج برشی	V_s

فهرست جدول‌ها

صفحه	عنوان
۶۹	جدول ۱-۴: مشخصات دینامیکی و مکانیکی خاک‌های AS و DS
۷۰	جدول ۲-۴: مشخصات دینامیکی و مکانیکی خاک‌های NC و OC
۷۲	جدول ۳-۴: مشخصات مکانیکی بتن مورد استفاده جهت سازه
۷۴	جدول ۴-۴: مولفه های حرکت زلزله های طرح
۷۷	جدول ۵-۴: مقادیر ضرایب میرایی رایلی و ضرایب مرز جاذب در مدل‌های خاکی
۷۸	جدول ۶-۴: مولفه های حرکت زلزله‌ی Loma Preita- Gilroy جهت صحت سنجی

فهرست شکل‌ها

عنوان	صفحه
شکل ۱-۲: تغییرات سرعت طیفی، شتاب افقی ماکزیمم در امتداد مقطع ۴ مایلی از سانفرانسیسکو.....	۱۵
شکل ۲-۲: الف) محل دستگاه‌های اندازه‌گیری حرکت لرزه‌ای زمین در بخش‌های Lake ، Foothill و Transition ب) ضخامت خاک نرم.....	۱۶
شکل ۳-۲: تاریخچه زمانی شتاب‌های ثبت شده توسط دستگاه‌های ثبت حرکت نیرومند زمین.....	۱۷
شکل ۴-۲: طیف پاسخ محاسبه شده از حرکت ثبت شده در ساختگاه‌های UNAM و SCT.....	۱۷
شکل ۵-۲: جزیره Yerba Buena، یک رخنمون سنگی و جزیره Treasure، خاکریزی به وسعت ۱۶۰ هکتار.....	۱۸
شکل ۶-۲: حرکات سطح زمین در جزایر Yerba Buena و Treasure در زلزله ۱۹۸۹ Loma Prieta.....	۱۸
شکل ۷-۲: طیف پاسخ متوسط نرمالیزه شده (۵٪ میرایی) برای شرایط مختلف محلی ساختگاه.....	۱۹
شکل ۱-۳: بردار چرخشی که معرف حرکت یکنواخت ساده است. مجموع مولفه‌های قائم از مولفه‌های سینوسی و کسینوسی در الف) معادل مولفه‌های قائم برآیند مولفه‌های سینوسی و کسینوسی در ب) می‌باشد.....	۲۸
شکل ۲-۳: روندی که طی آن سری فوریه (که نماینگر بارگذاری پیچیده می باشد) را می‌توان با حل ساده بارگذاری یکنواخت تحلیل کرد و پاسخ کل را تعیین نمود. الف) تاریخچه زمانی بارگذاری ب) نمایش تاریخچه زمانی بارگذاری به صورت یک سری بارگذاری یکنواخت ج) محاسبه پاسخ هر بارگذاری یکنواخت د) نمایش پاسخ به صورت مجموع پاسخ‌های یکنواخت ه) جمع پاسخ‌های یکنواخت جهت تولید تاریخچه زمانی.....	۳۰
شکل ۳-۳: سیستم $SDOF$ با میرایی تحت اثر بار دینامیکی Q_t	۳۳
شکل ۴-۳: رفتار نیرو-جابجایی حاصل از میرایی ویسکوز. حلقه هیستریزیس بیضی می باشد.....	۳۵

- شکل ۳-۵: ارزیابی ترسیمی ضریب میرایی از حلقه هیستریزیس اندازه‌گیری شده. ۳۶
- شکل ۳-۶: تغییرات (الف) ضریب بزرگنمایی؛ (ب) زاویه فاز با ضریب میرایی و ضریب تنظیم ۳۹
- شکل ۳-۷: یک المان باریک از اجسام *Kelvin-Voigt* تحت اثر برش افقی ۴۳
- شکل ۳-۸: رابطه بین حلقه هیستریزیس و ضریب میرایی ۴۴
- شکل ۳-۹: روند انکسار که سبب انتشار امواج تقریباً عمودی نزدیک به سطح زمین می‌شوند. ۴۸
- شکل ۳-۱۰: انواع پاسخ زمین (الف) لایه خاک موجود بر بستر سنگی؛ (ب) بستر سنگی بدون لایه خاک ۴۹
- شکل ۳-۱۱: توده خاک الاستیک خطی با ضخامت H که در زیر آن بستر سنگی صلب قرار دارد. ۵۲
- شکل ۳-۱۲: اثر فرکانس بر پاسخ حالت پایدار لایه الاستیک خطی بدون میرایی ۵۲
- شکل ۳-۱۳: اثر فرکانس بر پاسخ حالت پایدار لایه الاستیک خطی میرا کننده ۵۴
- شکل ۳-۱۴: الگوهای تغییر مکان امواج ایستا در فرکانس‌های اساسی ($n=0$)، دوم ($n=1$) و سوم ($n=3$) برای لایه خاکی با $\xi=5\%$. جابجایی‌ها برای تغییر مکان ماکزیمم در فرکانس اساسی نرمالیزه شده‌اند. ۵۵
- شکل ۳-۱۵: مشخصات برای حالت یک لایه خاک بر روی بستر نیم فضای سنگ الاستیک ۵۸
- شکل ۳-۱۶: اثر ضریب امیدانس بر ضریب تشدید خاک در حالت فاقد میرایی ۵۸
- شکل ۳-۱۷: دو تاریخچه زمانی کرنش برشی با کرنش‌های برشی ماکزیمم معادل آنها. برای حرکت‌گذاری یک زلزله واقعی کرنش برشی مؤثر معمولاً ۶۵ درصد کرنش ماکزیمم در نظر گرفته می‌شود. ۵۹
- شکل ۳-۱۸: آزمون و خطا جهت مدول برشی و ضریب میرایی سازگار با کرنش در تحلیل خطی معادل با بهره‌گیری از تخمین اولیه $G(I)$ و $\xi(I)$ تحلیل خطی معادل، کرنش برشی مؤثر $\gamma(1)_{eff}$ را محاسبه می‌کند. از آنجایی که این کرنش بزرگتر از مقادیر متناظر $G(I)$ و $\xi(I)$ است لذا یک تکرار لازم است. در آزمون بعدی از پارامترهای $G(2)$ و $\xi(2)$ که با $\gamma(1)_{eff}$ سازگار می‌باشند استفاده می‌شود. تحلیل خطی معادل، تکرار شده و پارامترها تا به دست آوردن مقادیر G و ξ سازگار با کرنش محاسبه و کنترل می‌شوند
- ۶۱

- شکل ۳-۱۹: (الف)علائم و مشخصات برای توده خاک یکنواخت که از نظر جانبی نامحدود بوده و روی بستر سنگی قرار دارد؛ (ب)تقسیم لایه به N قسمت (زیر لایه) ۶۲
- شکل ۳-۲۰: مقدار تفاضل‌های پیشرو x فیه وسیله شیب خطی که از نقاط $x = x + \Delta z$ و $x = x$ تابع می‌گذرد قابل تعیین است، این مقدار در حالتی که $\Delta x \rightarrow 0$ دقیق می‌باشد..... ۶۳
- شکل ۴-۱: چگونگی توزیع مدول برشی در عمق در پروفیل‌های همگن AS، DS، NC و OC ۷۰
- شکل ۴-۲: نحوه‌ی محاسبه سرعت موج برشی معادل در پروفیل‌های AS و DS ۷۰
- شکل ۴-۳: نحوه‌ی محاسبه سرعت موج برشی معادل در پروفیل‌های NC و OC ۷۱
- شکل ۴-۴: نمونه‌ای از مدلسازی سازه بر روی لایه خاک در نرم افزار ABAQUS ۷۲
- شکل ۴-۵: توزیع بار مرده و بار وزن سازه در مدل‌سازی مفروض ۷۲
- شکل ۴-۶: تغییرات پریود غالب سنگ بستر بر اساس بزرگی و فاصله از گسل ۷۳
- شکل ۴-۷: نمودارهای شتابنگاشت، دامنه فوریه و طیف پاسخ زلزله Northridge ۷۴
- شکل ۴-۸: نمودارهای شتابنگاشت، دامنه فوریه و طیف پاسخ زلزله Chichi ۷۵
- شکل ۴-۹: مدلسازی مرز جاذب جهت جلوگیری از انعکاس موج لرزه‌ای به داخل مدل خاکی ۷۸
- شکل ۴-۱۰: نمودارهای شتابنگاشت، دامنه فوریه و طیف پاسخ زلزله Loma Preita- Gilroy ۷۹
- شکل ۵-۱: توابع تبدیل حاصل از تحلیل‌های مختلف در مدل‌های خاکی با ضخامت ۲۰ متر ۸۴
- شکل ۵-۲: توابع تبدیل حاصل از تحلیل‌های مختلف در مدل‌های خاکی با ضخامت ۴۰ متر ۸۵
- شکل ۵-۳: نمودار طیف پاسخ حاصل از نتایج DEEPSOIL و ABAQUS در مدل‌های خاکی با ضخامت ۲۰ متر ۸۶
- شکل ۵-۴: نمودار طیف پاسخ حاصل از نتایج DEEPSOIL و ABAQUS در مدل‌های خاکی با ضخامت ۴۰ متر ۸۶
- شکل ۵-۵: شتابنگاشت حاصل از نتایج DEEOSOIL و ABAQUS برای انواع خاک به ضخامت ۲۰ متر ۸۷
- شکل ۵-۶: شتابنگاشت حاصل از نتایج DEEOSOIL و ABAQUS برای انواع خاک به ضخامت ۴۰ متر ۸۸

- شکل ۵-۷: تابع تبدیل مدل های خاکی با ضخامت ۲۰ متر ۸۹
- شکل ۵-۸: تابع تبدیل مدل های خاکی با ضخامت ۴۰ متر ۹۰
- شکل ۵-۹: تغییرات توابع تبدیل با حضور سازه ۱۰، ۲۰ و ۳۰ طبقه در مدل خاکی AS20 ۹۲
- شکل ۵-۱۰: تغییرات توابع تبدیل با حضور سازه ۱۰، ۲۰ و ۳۰ طبقه در مدل خاکی DS20 ۹۲
- شکل ۵-۱۱: تغییرات توابع تبدیل با حضور سازه ۱۰، ۲۰ و ۳۰ طبقه در مدل خاکی NC20 ۹۳
- شکل ۵-۱۲: تغییرات توابع تبدیل با حضور سازه ۱۰، ۲۰ و ۳۰ طبقه در مدل خاکی OC20 ۹۴
- شکل ۵-۱۳: تغییرات توابع تبدیل با حضور سازه ۱۰، ۲۰ و ۳۰ طبقه در مدل های خاکی ۴۰ متر ۹۵
- شکل ۵-۱۴: بیشینه ی شتاب در راستای عمق در مدل های خاکی ۲۰ متر طی زلزله های Northridge و Chichi ۹۷
- شکل ۵-۱۵: بیشینه ی شتاب در راستای عمق در مدل های خاکی ۴۰ متر طی زلزله های Northridge و Chichi ۹۹
- شکل ۵-۱۶: نمودار طیف پاسخ در مدل های خاکی ۲۰ متر طی زلزله ی Northridge ۱۰۲
- شکل ۵-۱۷: نمودار طیف پاسخ در مدل های خاکی ۲۰ متر طی زلزله ی Chichi ۱۰۳
- شکل ۵-۱۸: نمودار طیف پاسخ در مدل های خاکی ۴۰ متر طی زلزله ی Northridge ۱۰۴
- شکل ۵-۱۹: نمودار طیف پاسخ در مدل های خاکی ۲۰ متر طی زلزله ی Chichi ۱۰۶

فصل اول

کلیات

از زلزله به عنوان یکی از مخرب‌ترین عوامل طبیعی که باعث تخریب سازه‌های ساخت دست بشر می‌گردد، نام برده می‌شود. با توجه به هزینه ساخت و اهمیت ساختمان‌های بلند، برای این نوع سازه‌ها لزوم مطالعات لرزه‌ای، دوچندان می‌باشد. افزایش جمعیت و کمبود زمین در شهرهای مدرن، نیاز به ساختمان‌های بلند را یکی از دغدغه‌های اساسی مسائل شهری نموده است. در کشور ایران در دهه‌ی اخیر روند رو به رشد جمعیت، توسعه شهرنشینی و تقاضای فزاینده مسکن و کمبود زمین‌های مناسب برای توسعه شهری، بلندمرتبه‌سازی خصوصاً در کلان شهرها را ضروری ساخته است و تغییر الگوی ساخت و ساز به سمت بلندمرتبه‌سازی را موجب شده است. که در این زمینه ژئوتکنیک لرزه‌ای می‌تواند نقش مهمی در پیشبرد مطالعات لرزه‌ای ایفا نماید. هر سازه با توجه به ویژگی‌های خود و موج ورودی زلزله، پاسخ متفاوتی از خود نشان می‌دهد. مهمترین پارامترهایی که پاسخ سازه را تحت تاثیر قرار می‌دهند عبارت‌اند از: بیشینه شتاب موج ورودی، محتوای فرکانسی موج ورودی، میرایی و پی‌ریز سازه؛ از بین این چهار عامل، دو عامل اول مربوط به موج ورودی و دو عامل آخر مربوط به ویژگی‌های سازه می‌باشد. اگر چه در مورد وقوع زلزله فرضیات مختلفی وجود داشته و هنوز قطعیت آنها به اثبات نرسیده است ولی با پیشرفت علم به‌ویژه علوم مهندسی ساختمان و مهندسی زلزله در مورد چگونگی عملکرد امواج زلزله، نحوه‌ی رفتار سازه‌ها در برابر زلزله، راه‌های پیشگیری و یا کاهش خسارات ناشی از زلزله در دسترس می‌باشد 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. اگر محتوای فرکانسی زلزله ورودی، نزدیک به فرکانس طبیعی ساختگاه باشد، خاک زیر پی باعث تشدید امواج زلزله می‌شود و در صورتی که محدوده‌ی فرکانسی سازه با خاک یکی یا نزدیک به هم باشد سبب بروز خسارت جدی در سازه می‌شود که نمونه آن در زمین‌لرزه ۱۹۸۵ مکزیک در شهر مکزیکوسیتی مشاهده شد. با توجه به زلزله‌خیزی کشور ایران، بررسی عوامل تشدید امواج و درک صحیحی از کلیه عوامل مؤثر بر آن بسیار ضروری می‌باشد. فاکتورهایی هم‌چون لرزه‌خیزی منطقه، نوع سازه و رفتار آن

در مقابل زلزله نیز از فاکتورهای موثر در طراحی سازه های مقاوم در برابر زلزله می باشد. اثر لایه های خاک بر روی امواج زمین لرزه، نتیجه ی یک فرآیند پراکنش پیچیده است. تحت شرایط پایدار خاک، این اثر می تواند به شکل بزرگنمایی دینامیکی باشد که به عنوان تشدید یاد می شود، البته این اثر می تواند در حالت هایی به شکل کوچکنمایی دینامیکی نیز بروز کند. در هنگام زلزله مقادیر بزرگی انرژی در داخل زمین رها می شود که به صورت امواج لرزه ای آشکار می گردند. این امواج به شکل امواج حجمی در یک فضای سه بعدی منتشر شده و از میان توده های سنگی و یا لایه های خاک واقع بر روی این توده ها به حرکت در می آیند. از طرف دیگر زلزله ها به لحاظ تاثیراتی که در سازه های نظیر سدها، نیروگاه ها، پل ها، مناطق مسکونی و تاسیسات صنعتی ایجاد می نمایند که از دیدگاه مهندسی با توجه به استقرار این سازه ها بر روی سطح زمین یعنی بر روی لایه های خاک واقع بر سنگ بستر از اهمیت ویژه ای برخوردار است. این سازه ها غالباً در بالای محل گسل یا محل شروع و تولید امواج لرزه ای بنا نشده بلکه در فواصل مختلفی نسبت به کانون زلزله قرار می گیرند. امواج زلزله با دور شدن از کانون آن و نیز گذشتن از لایه های خاک دستخوش تغییر و تحولاتی می شوند. عوامل مربوط به فاصله نقاط نسبت به کانون زلزله تحت عنوان تاثیر مسیر¹ و عوامل مربوط به لایه های خاک مستقر بر سنگ بستر تحت عنوان تاثیر ساختگاه² شناخته می شوند. مساله تاثیر ساختگاه بر حرکات لرزه ای سطح زمین از اوایل قرن بیستم مورد توجه محققین و دانشمندان قرار گرفته است. آنان با بررسی آثار ایجاد شده در اثر امواج زلزله در نقاط مختلف یک ساختگاه و همچنین شرایط لایه های خاک محل، تاثیر ساختگاه را در تغییر خصوصیات مختلف امواج زلزله مورد ارزیابی قرار داده اند. این بررسی ها تا به امروز نیز ادامه داشته و پس از وقوع زلزله های جدید در نقاط مختلف دنیا، تحقیقات زیادی در ارتباط با چگونگی تاثیر ساختگاه بر شدت این زلزله ها صورت می گیرد. از لحاظ مهندسی امواج زلزله با سه مشخصه شتاب حداکثر، محتوای فرکانسی و مدت ارتعاش مورد مطالعه قرار می گیرند، که این

¹ Path effect

² Site effect

مشخصه‌ها را می‌توان مستقیماً از شتاب‌نگاشت‌ها استخراج نمود. حال تاثیر ساختگاه عبارت است از تغییر این مشخصه‌ها در اثر وجود لایه‌های خاک بر روی سنگ بستر یعنی چنانچه شتاب‌نگاشت یک زلزله در سطح سنگ بستر بدست آمده باشد، وجود لایه خاک در حدفاصل سنگ بستر تا سطح زمین باعث تغییر مشخصه‌های حرکت در سطح زمین و حتی اعماق مختلف لایه خاک می‌گردد. این پدیده به لحاظ رفتار دینامیکی خاک ایجاد می‌شود که این رفتار نیز از عوامل مختلفی نظیر خصوصیات دینامیکی لایه‌ها، موقعیت لایه‌ها، موقعیت سنگ بستر یا عمق لایه و غیره متاثر باشد. حضور سازه‌های بلند بر روی ساختگاه می‌تواند چگونگی ارزیابی نیروهای برشی وارد بر سازه با تغییرات تابع تشدید خاک حائز اهمیت باشد.

۱-۲- هدف از انجام تحقیق:

در حالت کلاسیک برای تحلیل سازه فرض می‌شود حرکت اعمال شده بر پایه سازه، مساوی حرکت سطح آزاد خاک است؛ یعنی حرکت سطح آزاد زمین در تراز فوندانسیون، وقتی هیچ سازه‌ای موجود نباشد. این فرض در مورد سازه‌های ساخته شده بر سنگ بستر یا زمین سخت صحیح است در حالتی که سازه بر روی یک خاک نرم قرار گرفته باشد، پاسخی کاملاً متفاوت خواهد داشت. از یک طرف بسته به نحوه انتشار امواج زلزله و خاک زیر سازه، حرکت فوندانسیون، متاثر از پاسخ زمین بوده و لذا حرکت پایه سازه با حرکت میدان آزاد متفاوت خواهد بود. از طرف دیگر، پاسخ دینامیکی سازه، باعث تغییر شکل خاک زیر سازه می‌شود. این روند که در آن پاسخ خاک زیر سازه تحت تاثیر حرکت سازه و پاسخ سازه تحت تاثیر حرکت لایه خاک قرار می‌گیرد، اندرکنش خاک-سازه نامیده می‌شود. در این حالت یک مولفه دورانی (ناشی از انعطاف پذیری خاک)، به حرکت‌های افقی و قائم پی اضافه می‌شود. وجود این مولفه دورانی برای سازه‌های بلند می‌تواند مهم باشد. در حالت حضور سازه بر روی خاک، پاسخ سازه متاثر از پاسخ لایه خاک و همچنین پاسخ لایه خاک، متاثر از حضور سازه بوده و خاک و سازه اثر متقابل بر پاسخ هم دارند [۶]. اثر وضعیت خاک محل بر حرکت لرزه‌ای، پارامتر

مهمی در تحلیل پاسخ سطح آزاد زمین به شمار می‌رود. وجود خاک، محتوای فرکانسی دامنه حرکت زمین را تغییر می‌دهد. گسیختگی گسل باعث آزاد شدن انرژی در محیط سنگی بسیار سخت با فرکانس بالا می‌شود که در نهایت منجر به یک حرکت فرکانس بالا می‌گردد. این حرکت با فرکانس بالا هنگام عبور از لایه های خاک که نسبت به سنگ نرم بوده و دارای فرکانس پایین می‌باشند فیلتر می‌شوند، چرا که لایه‌های خاک همانند سیستم یک درجه آزادی به فرکانس‌های طبیعی خودشان حساس بوده و فرکانس‌های دیگر باعث تحریک چندانی در آنها نمی‌شود. در نتیجه با افزایش فاصله گسل تا ساختگاه، لایه‌های خاک فرکانس‌های پایین را عبور داده و فرکانس‌های بالا را منتقل نمی‌کنند. این روند از هر لایه به لایه دیگر ادامه پیدا کرده و در نهایت فرکانس‌های بالا فیلتر می‌شوند و فرکانس‌های پایین زلزله به سازه می‌رسند. با توجه به فرکانس ارتعاشی پایین سازه‌های بلند لزوم بررسی محتوای فرکانسی زلزله در طراحی این نوع سازه‌ها بسیار مهم می‌باشد. به‌طور کلی نحوه برخورد با مسئله تاثیر ساختگاه بر حرکات لرزه‌ای زمین غالباً به دو شکل صورت می‌گیرد؛ نخست آنکه پس از وقوع یک زلزله با ثبت شتابنگاشت در سنگ بستر، با تعیین خصوصیات دینامیکی خاک در محل مورد نظر از طریق مطالعات ژئوتکنیکی و ژئوفیزیکی و تحلیل دینامیکی لایه‌ی خاک توسط شتابنگاشت سنگ بستر در پایین‌ترین نقطه‌ی لایه‌ی خاک، شتابنگاشت سطح زمین را به‌دست آورده و با تعیین مشخصه‌های این شتابنگاشت ارتباطی بین تاثیر ساختگاه و آثار مشاهده در اثر این زلزله در محل مورد نظر به‌دست می‌آید. در شکل دوم با استفاده از شتابنگاشت‌های مصنوعی (شتابنگاشت‌های زلزله‌های قبلی با اعمال اصلاحات لازم و یا شتاب نگاشت‌های ایجاد شده توسط روش آماری و احتمالی) پس از تعیین خصوصیات لایه خاک تحلیل فوق انجام گرفته و دستورالعمل‌هایی جهت طراحی لرزه‌ای در این محل ارائه می‌شود (تهیه نقشه‌های ریز پهنه‌بندی). در این پایان نامه سعی شده است، پاره‌ای از پارامترهای موثر در تاثیر ساختگاه با حضور سازه‌های بلند مستقر بر روی آن مورد مطالعه قرار گرفته تا چگونگی و میزان تاثیر آنها بر تشدید پاسخ لرزه‌ای لایه خاک بیشتر و بهتر مشخص گردد. پارامترهای موجود در مساله تاثیر ساختگاه را می‌توان در دو گروه

تقسیم بندی نمود. گروه اول عبارت است از پارامترهای مربوط به مشخصات زلزله، چرا که ساختگاهی با خصوصیات دینامیکی مشخص خود نسبت به زلزله‌های مختلف، پاسخ لرزه‌ای متفاوتی را نشان می‌دهد. گروه دوم شامل پارامترهایی مربوط به خصوصیات دینامیکی لایه‌های خاک می‌باشد زیرا لایه‌های مختلف نسبت به یک زلزله ثابت از خود رفتارهای متفاوت را نشان می‌دهند. در ادامه‌ی این تحقیق، پارامترها فوق با و بدون حضور سازه‌ها در تشدید پاسخ لرزه‌ای سطح خاک مورد ارزیابی قرار گرفته‌اند. در گروه اول مهم‌ترین پارامتر و عوامل موثر همان‌طور که قبلاً نیز اشاره شد، عبارت‌اند از سطح شتاب حداکثر، محتوای فرکانسی و زمان لرزش که دو پارامتر اول نقش و اهمیت بیشتری در پاسخ لرزه‌ای سطح خاک ایفا می‌کنند. با همپایه کردن شتاب حداکثر در دو زلزله طرح، چگونگی اهمیت محتوای فرکانسی زلزله در ساختگاه‌های مختلف مورد ارزیابی قرار خواهد گرفت. در خصوص گروه دوم، با تغییر ارتفاع لایه و مشخصات مکانیکی خاک، محتوای فرکانسی خاک‌ها و پاسخ آنها در دو زلزله طرح مورد بررسی قرار خواهد گرفت.

۱-۳- ساختار پایان‌نامه :

با توجه به موارد عنوان شده بالا، این پایان‌نامه شامل فصل‌های زیر می‌باشد:

فصل اول: مقدمه؛

فصل دوم: در این فصل شواهدی تاریخی از تشدید امواج زلزله توسط لایه‌های خاک و همچنین سوابقی از مطالعات علمی در زمینه تحلیل‌های پاسخ سطح آزاد زمین ارائه گردیده است؛

فصل سوم: در این فصل سعی شده است مبانی حرکت نوسانی و سیستم‌های ارتعاشی برای درک صحیح از بارگذاری زلزله و همچنین تئوری تشدید و تحلیل پاسخ سطح آزاد زمین تشریح گردد؛

فصل چهارم: در این فصل تمامی فرضیات و ملاحظات مدلسازی لایه‌های خاکی و سازه‌های بلند و نحوه‌ی انتخاب زلزله طرح تشریح و در نهایت صحت خروجی داده‌های نرم افزار ABAQUS با نرم افزار DEEPSOIL در بحث تحلیل پاسخ سطح آزاد زمین مورد سنجش قرار گرفته است؛

فصل پنجم: در این فصل نتایج حاصل از تحلیل‌های عددی، توسط نمودارهای مربوطه مورد بحث و بررسی قرار گرفته و تفسیرهای علمی در زمینه توابع تشدید ارائه گردیده است. و در نهایت فصل ششم به جمع بندی و ارائه پیشنهادات اختصاص یافته است.

فصل دوم

مرور تحقیقات اخیر

افزایش جمعیت و کمبود زمین در شهرهای مدرن، نیاز به ساختمان‌های بلند را یکی از دغدغه‌های اساسی مسائل شهری نموده است. اجرای ساختمان‌های بلند براساس مقتضیاتی که شهرنشینی نوین با آن روبرو است از ابتدای قرن بیستم در کشورهای صنعتی شکل گرفته و گسترش یافته است.

تاریخ این سازه‌ها را می‌بایست در دوران اهرام مصر (حدوداً ۴۸ طبقه) و برج بابل دنبال کرد. مصریان قدیم، اولین کسانی بودند که از دانش علمی برای برپا کردن ساختمان‌های بلند خود استفاده کردند. وزن بالای این نوع سازه‌ها می‌تواند در رفتار توده خاک، مسائل بسیار مهم مربوط به ژئوتکنیک اعم از تغییرات خواص مکانیکی و دینامیکی خاک را به وجود آورد که این نوع مسائل مربوط به چگونگی توزیع تنش تحت اثر انواع بارگذاری‌ها می‌باشد. با تأثیر سربار، تنش‌های فشاری در لایه‌های خاک به وجود آمده و باعث فشرده شدن آن می‌شود و از آنجا که تنش‌های فشاری رابطه مستقیم با تنش برشی دارد، از این رو می‌توان با توجه به تغییرات تنش برشی در لایه‌های مختلف خاک بر اثر اعمال بار، به مسائل مربوط به انتشار موج برشی در لایه‌های مختلف خاک و نیز تحلیل پاسخ زمین^۱ بر اثر تغییرات خواص دینامیکی خاک تحت بار وزن و ارتعاش ساختمان‌های بلند پرداخت. روابط متعددی برای یافتن وضعیت تنش‌ها در عمق بر اثر بارگذاری ارائه شده که معادله Boussinesq (۱۸۸۵) و Westergaard (۱۹۳۸)، عمومیت بیشتری داشته که در کتب مکانیک خاک و یا سایر منابع ژئوتکنیک تشریح شده‌اند [۱،۲]. در ژئوتکنیک لرزه‌ای، ارزیابی انتشار امواج در توده خاک و تغییرات آن بین سنگ بستر و سطح زمین برای ارزیابی تغییرات محتوای فرکانسی حرکت لرزه‌ای، تغییر دامنه و ضریب تشدید خاک مورد استفاده قرار می‌گیرد [۳]. این مسأله که زمین به‌عنوان یک فیلتر پایین‌گذر برای امواج و حرکات زمین عمل می‌کند، مبنای نظری مسأله تشدید خاک^۲ است. در انتشار

¹ Ground response

² Amplification of soil

امواج لرزه‌ای از سنگ بستر تا سطح زمین، فرکانس‌های خاصی از حرکات زمین تقویت شده و بدین وسیله باعث می‌شوند تا اثرات مخرب زلزله و خسارات آن بیشتر شوند [۵،۴]. این تقویت با استفاده از تابع تشدید^۱ و با تحلیل پاسخ زمین که نشان دهنده چگونگی رفتار خاک نسبت به حرکات سنگ بستر است سنجیده می‌شود. در تشدید خاک، شتاب‌های بزرگ به سازه منتقل می‌شوند و هنگامی که فرکانس موج لرزه‌ای حاصل با فرکانس‌های تشدید سازه‌ها یکسان شود، این شتاب‌ها بسیار مخرب‌تر می‌نمایند [۶]. اما از آنجا که در واقعیت بر روی سطح زمین سربارهایی مثل سازه، سد و ... وجود دارد، پاسخ زمین تحت تاثیر این سرباره‌ها قرار می‌گیرد. وجود یک سربار به دلیل اثرات اینرسی اضافی که به خاک اعمال می‌کند، پاسخ متفاوتی نسبت به حالت پاسخ میدان آزاد زمین^۲ ارائه می‌کند. که خود می‌تواند یکی از آثار اندرکنش خاک و سازه بر روی پاسخ سطح زمین باشد. همچنین سربار سطحی می‌تواند موجب اضافه تنش در اعماق تحت تاثیر خود گردد که این امر موجب تغییر مقدار برآورد شده‌ی مدول برشی (G_{max}) نسبت به مقدار معمول گردد. انجام تحلیل‌های لرزه‌ای مرتبط با اثرات دینامیکی ساختگاه نیازمند آشنایی مناسب با تئوری انتشار امواج در بستر حاکی بوده که در این راستا بایستی به دو چالش اساسی توجه ویژه‌ای گردد؛ اولاً، تحریک میدان آزاد متأثر از ویژگی‌های دینامیکی خاک منطقه بوده که در نتیجه آن تغییراتی در تحریک لرزه‌ای بوجود می‌آید؛ ثانیاً، شرایط مرزی مابین خاک و سازه پیرامون و همچنین اثرات اندرکنشی آن‌ها می‌تواند تغییراتی را در تحریک میدان آزاد ایجاد نمایند [۷]. مطالعات پیشین حاکی از آن است که برای خاک بسیار سخت اثرات اندرکنشی مابین سیستم خاک-سازه بسیار ناچیز بوده که در نتیجه آن فرض پای گیردار برای سیستم‌های سازه‌ای سطحی واقع در سطح زمین، فرض مناسبی محسوب می‌گردد. حال آنکه برای شرایطی که خاک نرم در زیر سازه سطحی واقع گردد، اثرات اندرکنشی قابل توجه شده و فرض پای گیردار برای سازه صحیح نمی‌باشد [۶]. امواج زلزله با دور شدن از کانون آن و

¹ Amplification Function

² Free field

شدن از کانون آن و نیز با گذشتن از لایه های رسوبی دستخوش تغییر و تحولاتی می شوند. اثر عوامل مربوط به فاصله نقاط نسبت به کانون زلزله تحت عنوان تاثیر مسیر و عوامل مربوط به لایه های رسوبی واقع بر سنگ بستر تحت عنوان تاثیر ساختگاه شناخته می شوند. پاسخ لرزه ای یک ساختگاه به شدت تحت تاثیر ویژگی های آن ساختگاه قرار دارد. وجود لایه رسوبی در حد فاصل سنگ بستر و سطح زمین باعث تغییر مشخصه های شتابنگاشت در سطح زمین و حتی در اعماق مختلف لایه رسوبی می گردد، این پدیده ها به علت رفتار دینامیکی رسوبات آبرفتی ایجاد می شوند که این رفتار نیز به نوبه ی خود از عوامل مختلفی نظیر خصوصیات دینامیکی لایه ها، موقعیت لایه ها، موقعیت سنگ بستر و عمق لایه رسوبی متاثر می باشد. محققان با انجام بررسی های مختلف نشان دادند تشدید خاک در یک منطقه علاوه بر ضخامت به جنس خاک در نزدیکی سطح زمین بستگی دارد [۶].

۲-۲- تاثیر ساختگاه بر تشدید امواج زلزله

شرایط محلی ساختگاه بر کلیه خصوصیات مهم حرکت نیرومند زمین شامل دامنه، محتوای فرکانس و مدت آن، اثر قابل ملاحظه ای می گذارد. میزان این تاثیر تابع هندسه، خواص مصالح لایه های زیر سطحی، توپوگرافی ساختگاه و خصوصیات حرکت ورودی می باشد [۶]. سال ها است که اثر شرایط محلی زمین شناسی و خاک بر شدت لرزش های زمین و خرابی های زلزله شناخته شده است. MacMurdo (۱۸۲۴)، خاطر نشان ساخت که در زلزله Cutch به سال ۱۸۱۹ در هندوستان، ساختمان هایی که بر سنگ مستقر بودند به اندازه ساختمان هایی که شالوده آن ها به انتهای لایه خاک نرسیده بود، تحت تاثیر قرار نگرفتند. Wood (۱۹۰۸) و Reid (۱۹۱۰)، نشان دادند که شدت لرزش های زمین در زلزله سانفرانسیسکو به شرایط محلی خاک و زمین شناسی مربوط بوده است [۶]. Gutenberg (۱۹۲۷)، ضرایب تشدید مربوط به ساختگاه را از لرزه های ثبت شده در ساختگاه ها با شرایط مختلف خاک زیرین ارائه نمود [۸]. Dickenson در سال ۱۹۹۴، پاسخ ثبت شده ی ۱۰

ساختمان رسی عمیق طی زلزله‌ی سال ۱۹۸۹، LomaPrieta در ناحیه خلیج سانفرانسیسکو را با پاسخ محاسبه شده با استفاده از تحلیل خطی معادل و تحلیل غیرخطی مورد مطالعه قرار داد [۹]. Chang در سال ۱۹۹۶ با بررسی پاسخ سه ساختمان رس پیش‌تحکیم یافته‌ی سخت و عمیق با پاسخ محاسبه شده با استفاده از تحلیل خطی معادل و تحلیل غیرخطی نتیجه گرفت که لایه‌های سخت و عمیق خاک رس به اندازه‌ی لایه‌های نرم رسی می‌توانند در تشدید امواج زلزله موثر باشند [۱۰]. Chang و همکاران (۱۹۹۶)، با بررسی پاسخ زمین طی زلزله‌ی سال ۱۹۹۴ Northridge و مقایسه با نتایج تحلیل‌های خطی معادل و غیرخطی، بر اهمیت لایه‌های آبرفتی عمیق و سخت (بیشتر ماسه‌ای) در تشدید حرکات زمین تاکید کردند [۱۱].

۲-۳- تئوری پاسخ زمین

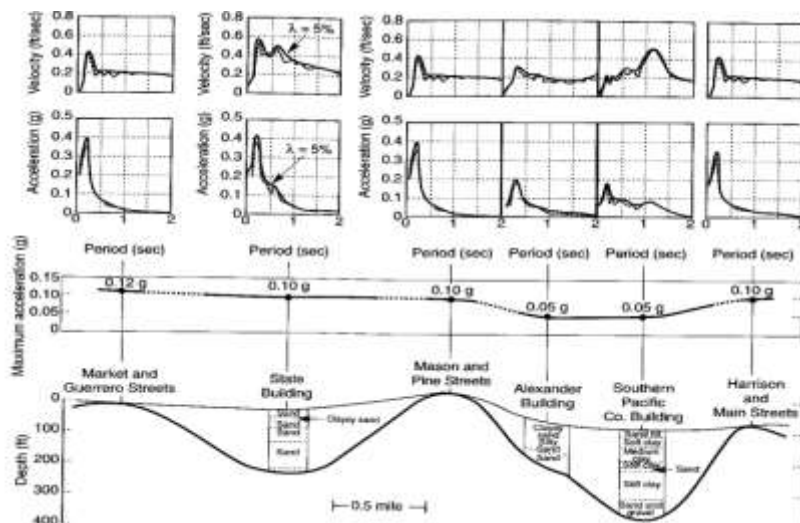
دلایل تئوری مهمی در رابطه با علت متأثر شدن حرکات سطح زمین از شرایط محلی ساختمان وجود دارد. در اغلب ساختمان‌ها دانسیته و سرعت موج برشی که لایه‌ها در نزدیکی سطح زمین دارند، کمتر از مقادیر آنها در اعماق می‌باشد. اگر از اثرات پراکندگی و میرایی مصالح صرف نظر شود، اصل بقای انرژی الاستیک موج نیاز دارد که جریان انرژی (جریان انرژی $\rho V_s \dot{U}$) از عمق تا سطح زمین ثابت باشد. بنابراین چون ρ ، V_s با رسیدن موج به سطح کاهش می‌یابند، سرعت ذره (\dot{U}) بایستی افزایش یابد. خصوصیات لایه‌های محلی خاک می‌تواند بر تشدید حرکات زمین نیز تأثیر بگذارد، چنین تشدیدی را می‌توان با بهره‌گیری از تحلیل‌های ساده و تئوری پاسخ زمین تشریح نمود. ساختمان نرم‌تر، حرکات فرکانس پایین (پریود بلند) بستر سنگی را نسبت به ساختمان سخت بیشتر تشدید می‌نماید. عکس این مطلب برای حرکات فرکانس بالا (پریود کوتاه) مشاهده می‌شود. چون زلزله در بستر سنگی حرکتی با محدوده‌ای از فرکانس‌ها تولید می‌نماید، برخی از مؤلفه‌های یک حرکت واقعی بستر سنگی بیش از دیگر مؤلفه‌ها تشدید می‌شود. برای بستر سنگی الاستیک، طبیعت تشدید محلی ساختمان تحت تأثیر مشخصات دینامیکی بستر سنگی قرار می‌گیرد. لذا تشریح شرایط محلی ساختمان

بایستی دانسیته و سختی بستر سنگی را در بر گیرد. به‌عنوان نمونه انتظار می‌رود که بستر سنگی کریستالی شرق ایالات متحده ضرایب تشدید بزرگتری، حدود ۵۰ درصد بیشتر، از بستر سنگی نرم‌تر که در کالیفرنیا یافت می‌شود برای شرایط مشابه لایه خاک ایجاد کند [۶].

۲-۴- شواهدی از حرکات سطحی اندازه‌گیری شده:

شرایط محلی ساختگاه را می‌توان از مقایسه حرکات سطحی زمین که در ساختگاه‌های مختلف اندازه‌گیری شده به‌دست آورد. به‌عنوان مثال حرکات زمین در محل‌های مختلف سانفرانسیسکو حین زلزله‌ای با بزرگی حدود ۵/۳ در سال ۱۹۸۷ ثبت شده است. حرکات سطح زمین در محل بیرون‌زدگی‌های سنگ (Mason, Guerrero, Market, Main, Harrison, Pine) کاملاً مشابه می‌باشد، اما دامنه و محتوی فرکانسی حرکات در ساختگاه‌هایی که در زیر آن توده ضخیم خاک وجود دارد، کاملاً متفاوت بوده است (شکل ۲-۱). از نقطه نظر اثرات محلی ساختگاه دو نمونه از مهمترین زلزله‌های رخ داده شده، زلزله Michoacan مکزیک و LomaPrieta کالیفرنیا می‌باشند [۱۲، ۱۳].

از این زلزله‌ها که داده‌های آنها به‌نحو مطلوبی ثبت شده است، رکورد حرکات نیرومند در ساختگاه‌ها با زیرلایه‌هایی که شرایط آنها کاملاً متفاوت می‌باشد در خلیج سان فرانسیسکو و میکزیکوسیتی ثبت شده است. ارزیابی مختصر این حالات تاریخی اهمیت اثرات محلی ساختگاه‌ها را به وضوح روشن می‌سازد.



شکل ۲-۱: تغییرات سرعت طیفی، شتاب افقی ماکزیمم در امتداد مقطع ۴ مایلی از سانفرانسیسکو در زلزله ۱۹۵۷ سانفرانسیسکو [۱۴]

۲-۴-۱- مکزیکوسیتی ۱۹۸۵:

در ۱۹ سپتامبر ۱۹۸۵ زلزله Michoacan ($M_s=8.1$) تنها خرابی مختصر و معمولی در محل کانون خود ایجاد کرد (نزدیک ساحل پاسیفیک مکزیک) اما سبب خرابی زیاد و گسترده‌ای در فاصله ۳۵۰ کیلومتری شهر مکزیکوسیتی گردید. مطالعه و بررسی رکوردهای حرکت زمین در ساختگاه‌های مختلف مکزیکوسیتی رابطه مهم خرابی ناشی از حرکات زمین را با شرایط محلی خاک نشان داد و سبب پیشرفت‌های مهمی در درک پاسخ سیکلی رس‌های پلاستیک گردید. در رابطه با پهنه بندی لرزه‌ای، مکزیکوسیتی اغلب به سه بخش شرایط متفاوت خاک تقسیم بندی می شود:

الف) بخش Foothill: از توده های متراکم لایه‌های کم عمق خاک دانه ای بازالت یا توف آتشنشانی

ب) بخش Lake: لایه های ضخیم از خاک نرم ماسه بادی، رس و خاکسترهای آتشفشانی

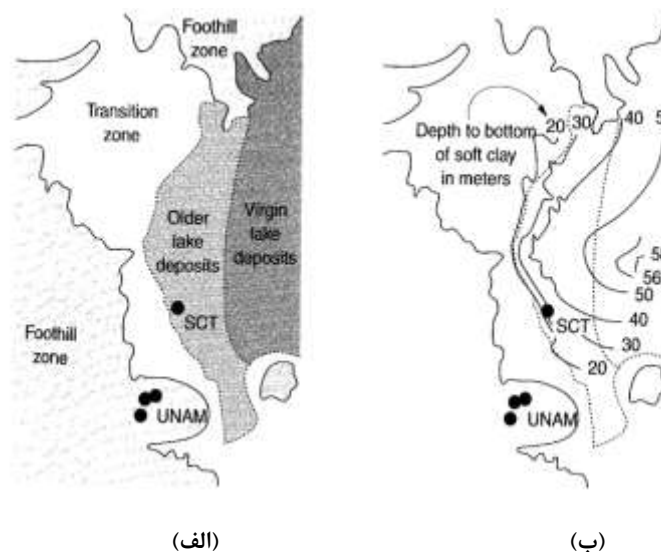
ج) بخش Transition: شامل دو لایه رس که توسط یک لایه ماسه متراکم از یکدیگر جدا می‌شوند.

پیش از سال ۱۹۸۵، تعداد زیادی دستگاه ثبت حرکات نیرومند زمین در مکزیکوسیتی نصب گردیده بود که می‌توان به ^۱UNAM (دانشگاه استقلال ملی مکزیکوسیتی) و ^۲SCT (دبیرخانه حمل و نقل و

^۱ Universidad Nacional Autónoma de México

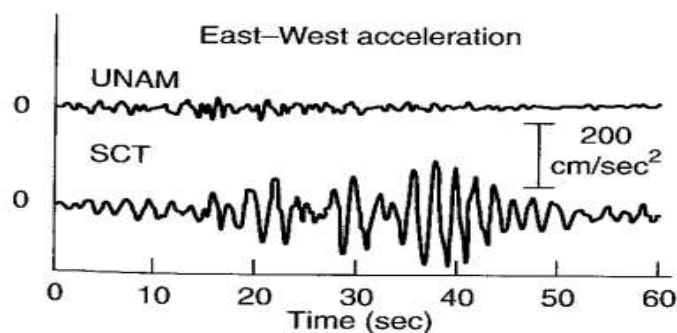
^۲ Secretaría de Comunicaciones y Transportes

ارتباطات) اشاره کرد. UNAM در بخش Foothill، بر روی ۳ تا ۵ متر سنگ بازالت مستقر در لایه های نرم تر با ضخامت نامعلوم قرار دارد و ساختگاه SCT بر روی خاک نرم بخش Lake واقع است. با توجه به شکل ۲-۳، چگونگی تشدید حرکت نیرومند زمین در ساختگاه های UNAM و SCT نشان داده می شود. خرابی سازه ها در مکزیکوسیتی کاملاً مشخص و دسته بندی شده بود، در بخش های بزرگی از شهر هیچ گونه خرابی مشاهده نمی شد در حالی که در دیگر بخش ها خرابی های قابل ملاحظه ای رخ داده بود.

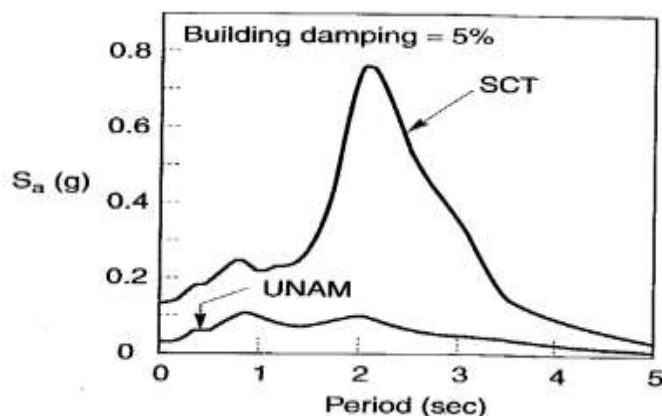


شکل ۲-۲: الف) محل دستگاه های اندازه گیری حرکت لرزه ای زمین در بخش های Foothill، Lake و Transition (ب) ضخامت خاک نرم [۶]

بیشترین خرابی در قسمت هایی از بخش Lake که بر روی یک لایه با ضخامت ۳۸ تا ۵۰ متر خاک نرم قرار داشت و در آن پریودهای مشخصه ساختگاه حدود ۱/۹ تا ۲/۸ ثانیه محاسبه شده بود اتفاق افتاد. حتی در این محدوده خرابی سازه های کمتر از ۵ طبقه و بیش از ۳۰ طبقه ناچیز بود. اما اغلب ساختمان های ۵ تا ۲۰ طبقه فرو ریخته و درصد خرابی بالایی داشتند. با یک حساب سرانگشتی که پریود یک سازه N طبقه تقریباً $N/10$ ثانیه می باشد. پریود ساختمان های خراب شده مساوی و یا کمتر از پریود مشخصه ساختگاه بوده است.



شکل ۲-۳: تاریخچه زمانی شتاب‌های ثبت شده توسط دستگاه‌های ثبت حرکت نیرومند زمین در ساختمان‌های UNAM و SCT [۱۲]



شکل ۲-۴: طیف پاسخ محاسبه شده از حرکت ثبت شده در ساختمان‌های UNAM و SCT [۱۵]

۲-۴-۲ - ناحیه خلیج سانفرانسیسکو ۱۹۸۹:

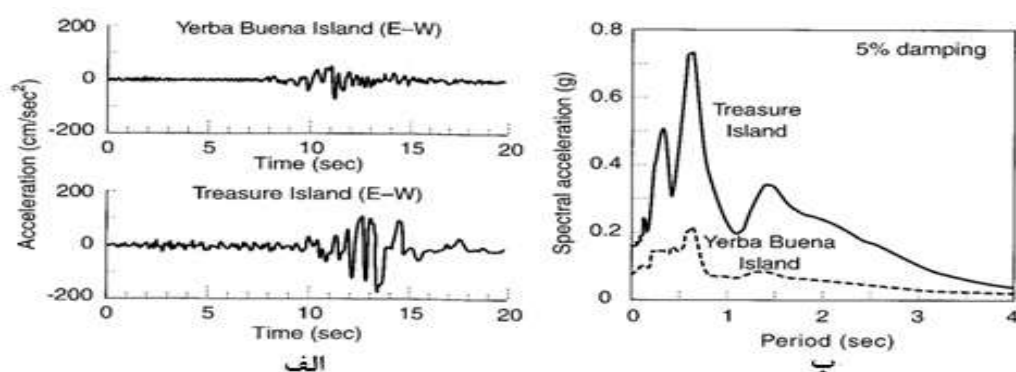
در نوزدهم اکتبر ۱۹۸۹ زلزله‌ای با بزرگای $M_s=7/1$ در نزدیکی کوه‌های لوماپریتا در ۱۰۰ کیلومتری جنوب سانفرانسیسکو و اکلند در کالیفرنیا اتفاق افتاد. زلزله LomaPrieta، لرزه‌هایی با شدت VIII در مقیاس مرکالی اصلاح شده در محدوده کانونی خود به وجود آورد اما در حقیقت شدت‌ها در بخش‌هایی از سانفرانسیسکو و اکلند بزرگتر بودند (VI در مقیاس مرکالی اصلاح شده).

هم محدوده‌ی کانونی و هم خلیج سانفرانسیسکو به طور مناسبی با لرزه‌نگارها و شتاب نگاشت‌ها تجهیز شده‌اند. پاسخ دو دستگاه که یکی در جزیره Yerba Buena و دیگری در جزیره Treasure در

وسط خلیج سانفرانسیسکو نصب شده‌اند بسیار آموزنده می‌باشد. جزیره Yerba Buena یک رخنمون سنگی بوده و جزیره Treasure خاکریزی به وسعت ۱۶۰ هکتار اجرا و ساخته شده است. لرزه‌نگار جزیره Treasure بر روی یک لایه ۱۳/۷ متری از خاک ماسه‌ای سست نصب شده (خاکریز احداثی و زمین طبیعی) که خود بر روی لایه‌ای به ضخامت ۱۶/۸ متر از گل خلیج سانفرانسیسکو قرار دارد. لرزه‌نگار جزیره Yerba Buena مستقیماً بر روی سنگ واقع شده است.



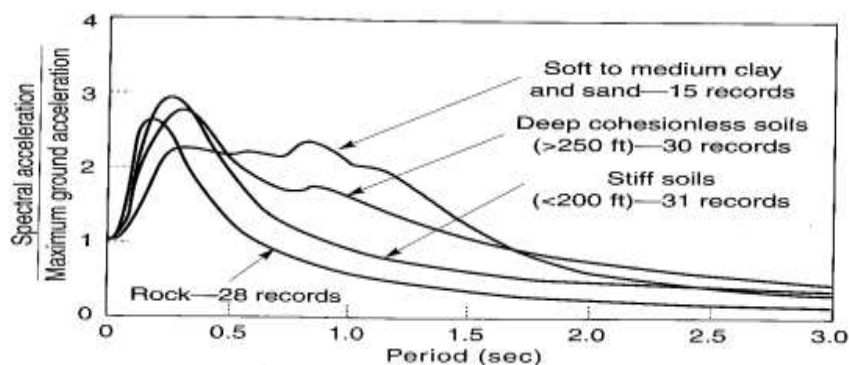
شکل ۲-۵: جزیره Yerba Buena، یک رخنمون سنگی و جزیره Treasure، خاکریزی به وسعت ۱۶۰ هکتار [۶]



شکل ۲-۶: حرکات سطح زمین در جزایر Yerba Buena و Treasure در زلزله ۱۹۸۹ Loma Prieta (الف): تاریخچه زمانی؛ (ب): طیف‌های پاسخ [۱۶]

با توجه به داده‌های ثبت شده کاملاً روشن است که وجود خاک‌های نرم در ساختگاه Treasure. سبب تشدید قابل ملاحظه‌ای در حرکت بستر سنگی زیر خود شده است (شکل ۲-۶).

شرایط محلی ساختگاه بر محتوای فرکانسی حرکات سطحی و در نتیجه طیف پاسخی که ایجاد می‌کند نیز تأثیر می‌گذارد. Seed et al (۱۹۷۶)، طیف‌های پاسخ حرکات زمین را در ساختگاه‌های مستقر بر چهار نوع شرایط ساختگاهی مختلف که عبارتند از: ساختگاه‌های سنگی، ساختگاه‌های خاک سخت (با عمق کمتر از ۶۱ متر)، ساختگاه‌های عمیق خاک غیر چسبنده (بزرگتر از ۷۶ متر) و ساختگاه‌های مستقر بر توده رس نرم تا متوسط، محاسبه نموده‌اند. اثرات در پرپودهای بالاتر از ۰/۵ ثانیه مشهود می‌باشد. تشدید طیفی در ساختگاه‌های خاکی به مراتب بیشتر از سنگی می‌باشد. در پرپودهای طولانی‌تر، تشدید طیفی با کاهش سختی پروفیل زیر سطحی افزایش می‌یابد. نهشته‌های خاک نرم و عمیق نسبت‌های بزرگتری از حرکت با پرپود بزرگ (فرکانس پایین) ایجاد می‌نمایند. این اثر به خصوص هنگامی که سازه‌های با پرپود بزرگ مانند پل‌ها و سازه‌های بلند بر روی چنین خاک‌هایی بنا می‌شوند، از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است [۱۷].



شکل ۲-۷: طیف پاسخ متوسط نرمالیزه شده (۵٪ میرایی) برای شرایط مختلف محلی ساختگاه [۱۷]

۲-۵- تأثیر رفتار غیرخطی خاک بر تشدید امواج زلزله

پژوهشگران با مشاهدات عینی زلزله‌های گذشته و مدلسازی‌های انجام شده نشان داده‌اند که شدت و محتوای فرکانسی امواج زلزله که روی سطح زمین به ثبت می‌رسند تحت تأثیر رفتار غیرخطی خاک

ساختگاه قرار دارد. اطلاع از شدت و چگونگی این تأثیرات برای ارزیابی عملکرد لرزه‌های سازه‌ها و شریان‌های حیاتی ضروری است.

ساختگاه از خاک‌های مختلف که بر روی بستر سنگی مستقر بوده و دارای سرعت موج برشی نسبتاً یکنواخت می‌باشند تشکیل یافته است. با استفاده از تابع تبدیل می‌توان نحوه‌ی تشدید و کاهش دامنه‌ی فرکانس حرکت سطح خاک نسبت به حرکت بستر سنگی مشخص نمود. وابستگی فرکانس به تابع تشدید از تحلیل ساده پاسخ زمین به دست می‌آید. برای ساختگاه‌ها با شرایط زیرسطحی پیچیده، یا برای زلزله‌های قوی‌تر که در آن غیرخطی بودن خاک از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است، توانایی تحلیل‌های ساده پاسخ زمین برای پیش‌بینی نقاط ماکزیمم و مینیمم نامنظم توابع تشدید واقعی کاهش می‌یابد. اثرات غیرخطی بودن خاک سبب می‌شود که توابع تشدید حرکات نیرومند با حرکات ضعیف تفاوت نماید. مهندسان ژئوتکنیک و زلزله مدتهاست که متوجه تأثیر شدید خصوصیات خاک زیرسطحی بر شدت و محتوای فرکانسی امواج زلزله به ثبت رسیده روی سطح زمین شده‌اند. بررسی‌هایی که در اواخر دهه ۶۰ و اوایل دهه ۷۰ انجام شد، نشان دهد که رابطه بین تنش و کرنش در خاک‌ها غیرخطی است [۲۰، ۱۹، ۱۸]. با این حال تأثیر رفتار غیرخطی خاک بر حرکت زمین تا زلزله LomaPrieta و Northridge به‌خوبی بررسی نشده بود. در زلزله LomaPrieta در کالیفرنیا به‌وضوح تأثیر رفتار غیرخطی خاک در طی یک زلزله قدرتمند مشاهده گردید [۲۴، ۲۳، ۲۲، ۲۱]. در این زلزله‌ها مشاهده شد که رفتار غیرخطی خاک باعث بروز تغییر شکل‌های ماندگار در مناطقی دورتر از منبع لرزه و کاهش سختی خاک تا ۸۰٪ و کاهش سرعت موج برشی خاک تا حدود ۵۰٪ می‌گردد [۲۸، ۲۷، ۲۶، ۲۵]. یکی دیگر از پژوهش‌هایی که منجر به جمع‌آوری اطلاعات دقیق و قابل اطمینان برای بررسی رفتار غیرخطی خاک شده است، پژوهش‌های Smart در تایوان بوده است [۲۹، ۳۰]. تحلیل رکوردهای ثبت شده در این پژوهش نشان دهنده رفتار غیرخطی در خاک است. به‌علاوه کاهش سرعت موج برشی در حداکثر شتاب‌های بزرگتر از $0.15g$ مشاهده شده بود [۲۵، ۲۶، ۳۱، ۳۲، ۳۳].

با اینکه این مدل‌های خطی معادل در مقایسه با مدل‌های غیرخطی، پاسخ غیرخطی خاک را به خوبی نمایش نمی‌دهند اما به صورت گسترده‌ای در مهندسی ژئوتکنیک لرزه‌ای کاربرد پیدا کرده‌اند [۳۴]. و در نرم افزارهای کامپیوتری نیز جایگاه ویژه‌ای یافته‌اند. به عنوان مثال در نرم افزارهایی مانند SHAKE و EERA استفاده شده‌اند [۳۵،۳۶]. در هنگام استفاده از روش خطی معادل پاسخ‌های زلزله بیش از مقدار واقعی برآورد می‌شود [۳۷،۳۸]. این پدیده به علت شبه رزونانس‌های اتفاق افتاده در پریودهای متناظر با پریود ستون خاک در حالت الاستیک است. به علاوه در آنالیز به روش خطی معادل، رفتار خاک خطی باقی می‌ماند که در این صورت تغییر شکل‌های ماندگار خاک به درستی به نمایش در نمی‌آید. از طرف دیگر مدل‌های غیرخطی به علت نیاز به پارامترهای متعددی که به عنوان ورودی دریافت می‌کنند، مهندسان کمتر استفاده می‌کنند. رفتار غیرخطی خاک در مناطقی که خاک‌های نسبتاً نرمی در نزدیکی سطح زمین دارند، بیشتر است [۳۹]. به نظر می‌رسد این امر به دو دلیل اتفاق می‌افتد. اول اینکه خاک‌هایی که به سطح زمین نزدیک‌ترند به علت فشار همه‌جانبه کمتر، راحت‌تر به کرنش‌های غیرخطی می‌رسند و دوم این که امواجی از زلزله که دارای فرکانس بالایی هستند در گذر از لایه‌های زیرین فیلتر شده و امواج با فرکانس‌های پایین به لایه‌های بالایی می‌رسند حال آن که این امواج هم‌پوشانی بیشتری با فرکانس طبیعی خاک‌های نرم‌تر دارند از این رو، پدیده‌های شبیه به تشدید رخ میدهد و رفتار خاک را هرچه بیشتر غیرخطی می‌کند.

۲-۶- تاریخچه آنالیز پاسخ لرزه ای زمین

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 تدوین طیف پاسخ طرح به منظور تعیین تنش‌ها و کرنش‌های دینامیکی برای ارزیابی خطرات روانگرایی و محاسبه نیروهای ناشی از زلزله که می‌تواند سبب ناپایداری زمین و سازه‌های حائل گردد، به کار می‌روند [۶].

در شرایط ایده‌آل در یک تحلیل کامل پاسخ زمین، مکانیزم پارگی در سرچشمه زلزله مدل می‌شود، نحوه انتشار تنش از میان زمین در بالای بستر سنگی در زیر یک ساختگاه به‌خصوص مشخص شده و چگونگی اثر لایه خاک بالای بستر سنگی بر حرکات سطح زمین مشخص می‌گردد. بنابراین مسأله تحلیل پاسخ زمین در حقیقت به تعیین پاسخ توده خاک در برابر حرکت بستر سنگی زیر آن تبدیل خواهد شد. با وجود این حقیقت که امواج زلزله از میان ده‌ها کیلومتر سنگ و غالباً کمتر از ۱۰۰ متر خاک عبور می‌نمایند، لایه خاک نقش بسیار مهمی در تعیین خصوصیات حرکت سطح زمین ایفا می‌کند. سال‌هاست که اثر شرایط محلی خاک بر طبیعت خرابی‌های زلزله شناخته شده است. از سال‌های ۱۹۲۰ زلزله شناسان و اخیراً مهندسين ژئوتکنیک لرزه‌ای جهت تدوین روش‌های کمی به منظور پیش‌بینی اثر شرایط محلی خاک بر حرکت نیرومند زمین تحقیق می‌کنند. طی سال‌ها روش‌های زیادی برای تحلیل پاسخ زمین تدوین شده است. روش‌های تحلیلی متعددی برای آنالیز پاسخ لرزه‌ای زمین، از اوایل قرن بیستم تا کنون ارائه شده است که به طور کلی از لحاظ رفتاری به سه دسته خطی، خطی معادل و غیرخطی و از نظر بعد مسئله به یک بعدی، دو بعدی و سه بعدی تقسیم می‌شوند. ساده‌ترین روش برای مدلسازی ساختگاه‌های دارای لایه افقی، روش یک بعدی است با استفاده از این روش‌ها می‌توان در حجم و زمان محاسبات صرفه جویی و مسائل مربوط به انتشار امواج و خصوصیات غیرخطی خاک را حل نمود [۶]. Idriss و Seed (۱۹۶۷)، برای اولین بار روش خطی معادل را برای تعیین پاسخ ساختگاه پیشنهاد دادند که رفتار غیرخطی خاک با استفاده از یک فرآیند تکرار شونده برای یافتن مقادیر مدول و میرایی سازگار با کرنش‌های مؤثر در هر لایه تعیین می‌شد [۴۰]. Schnabel et al (۱۹۷۲)، با استفاده از این روش نرم افزار SHAKE را که بعد از گذشت چند دهه هنوز هم بصورت گسترده در تعیین پاسخ لرزه‌ای خاک مورد استفاده قرار می‌گیرد را تولید نمودند [۳۵]. در تحلیل خطی معادل تراز کرنش در آزمون‌های آزمایشگاهی که از آن‌ها منحنی‌های کاهش مدول و ضریب میرایی به دست آمده تحت بارگذاری‌های هارمونیک تعیین شده است و با ماکزیمم تاریخچه زمانی کرنش برشی ناشی از بارگذاری زلزله متفاوت است. در نتیجه،

معمولا کرنش برشی موثر را با یک ضریب کاهش (R_γ) ، کرنش برشی ماکزیمم محاسبه می‌شود. از آنجا که تراز کرنش محاسبه شده به مقادیر خواص خطی معادل بستگی دارد، کاربرد یک روند تکراری ضروری است [۶]. Schnabel et al (۱۹۷۲)، مقدار 0.65 را برای R_γ توصیه می‌کند [۳۵]. Sun و Idriss (۱۹۹۲) رابطه‌ی زیر را پیشنهاد نمودند. (M بزرگای زلزله در مقیاس ریشتر می باشد) [۴۱].

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

Dickenson (۱۹۹۴)، پیشنهاد نمود با در نظر گرفتن R_γ در مقادیر 0.35 الی 0.55 برای زلزله هایی با بزرگی 7 الی 6 ریشتر و 0.55 الی 0.7 برای زلزله هایی با بزرگی 8 الی 7 ریشتر می‌توان نتایج تحلیل را بهبود بخشید [۴۲]. Youshida et al (۲۰۰۲)، روابطی را معرفی نمودند که تاثیر فرکانس زلزله ورودی را بر نحوه محاسبه تراز کرنش برشی موثر در روش خطی معادل در نظر گرفته است. روش پیشنهادی این محققین گرچه به همگرایی سریعتر محاسبات منجر می‌گردد لیکن نیازمند برآورد دو فرکانس پایه، شامل فرکانس متناظر با ماکزیمم کرنش برشی و فرکانس بارگذاری می باشد [۴۴]. Youshida (۱۹۹۴)، ضعف‌های عمده روش خطی معادل را لحاظ نکردن تولید و توزیع فشار آب حفره‌ای، بیش تخمین زدن شتاب ماکزیمم و تنش برشی در حرکات قوی زمین و کم تخمین زدن تابع تشدید در فرکانس‌های بالا بیان کرده‌اند [۴۳]. Presti et al (۲۰۰۶)، با کمک روش تفاضلات محدود و نیز استفاده از روش گام به گام ویلسون به آنالیز پاسخ لرزه‌ای زمین در حوزه‌ی زمان پرداخته‌اند. روش پیشنهادی این محققین از دقت مناسبی برخوردار بوده، لیکن به دلیل بکارگیری مدل رفتاری غیرخطی، نیازمند داده‌های ورودی بسیاری است [۴۵].

تحلیل یک بعدی پاسخ ساختگاه به طور عمده به روش های خطی معادل در حوزه فرکانس به‌وسیله نرم افزار SHAKE2000 و روش غیرخطی در حوزه زمان با به‌کارگیری مدل رفتاری هیستریک خاک، در نرم افزار DEEPSOIL و نرم افزارهای اجزای محدود OpenSees و ABAQUS صورت می‌پذیرد [۴۶، ۴۸، ۴۷، ۵۳، ۵۲، ۵۱، ۵۰، ۴۹، ۵۴].

فصل سوم

**تئوری امواج و سیستم های ارتعاشی و
روش های تحلیل پاسخ زمین**

۳-۱- تئوری امواج و سیستم های ارتعاشی

بارگذاری‌های دینامیکی مختلفی مانند زلزله می‌تواند در خاک‌ها و سازه‌ها حرکت ارتعاشی ایجاد نماید. برای حل این‌گونه مسایل که پاسخ دینامیکی خاک و سازه را در بر می‌گیرند باید قادر به تشریح وقایع دینامیکی بود. این وقایع را می‌توان به طریق مختلف تشریح نمود و مهندس ژئوتکنیک لرزه‌ای بایستی با هریک از این روش‌ها آشنا باشد و از آنجایی که مهندس ژئوتکنیک لرزه‌ای اغلب اطلاعات ورودی را برای مهندس سازه تهیه می‌نماید لذا آگاهی از پاسخ دینامیکی سیستم‌های ارتعاشی ضروری می‌باشد. همچنین بسیاری از مفاهیم و واژه‌هایی که در تحلیل‌های مهندسی ژئوتکنیک لرزه‌ای به کار می‌روند با مواردی که در دینامیک سیستم‌های ارتعاشی به کار می‌روند مشابهت داشته و لذا می‌توان آنها را در این چارچوب مناسب‌تر تعریف کرد.

۳-۲- انواع حرکت ارتعاشی

حرکت ارتعاشی را می‌توان به دو گروه اصلی حرکت تناوبی و حرکت غیرتناوبی طبقه بندی نمود. حرکت تناوبی به آن دسته از حرکت اتلاق می‌شود که در فواصل زمانی منظم تکرار شوند که ساده ترین شکل حرکت تناوبی، حرکت یکنواخت ساده می‌باشد که در آن جابجایی به صورت سینوسی با زمان تغییر می‌کند. حرکت غیرتناوبی که در فواصل زمانی ثابت تکرار نمی‌شوند می‌توانند ناشی از بار انفجار و زلزله باشند که به نظر خیلی پیچیده‌تر از حرکت یکنواخت ساده می‌باشند اما با بهره‌گیری از روش‌های ریاضی می‌توان آن را به صورت جمعی از یک سری حرکت یکنواخت ساده بیان نمود. با بهره‌گیری از این روش، می‌توان بارگذاری زلزله را به صورت حرکت تناوبی در نظر گرفت. این روش یکی از قوی‌ترین ابزار در تحلیل دینامیکی سیستم‌های خطی است که در آن با بهره‌گیری از اصل اجتماع اثر قوا، می‌توان پاسخ بارگذاری زلزله را به صورت مجموع پاسخ‌های یک سری بارگذاری یکنواخت ساده قابل ارائه نمود.

۳-۲-۱- حرکت یکنواخت ساده

حرکت یکنواخت ساده را می‌توان با حرکت سینوسی و کسینوسی بیان نمود. مهمترین خصوصیات آن را می‌توان به سه کمیت دامنه، فرکانس و فاز تعریف نمود. حرکت یکنواخت ساده را می‌توان به دو روش معمول در ژئوتکنیک لرزه ای (روش مثلثاتی و روش اعداد مختلط) تشریح نمود.

۳-۲-۱-۱- روش مثلثاتی برای حرکت یکنواخت ساده:

حرکت یکنواخت ساده را می‌توان بر حسب جابجایی $u(t)$ بیان نمود،

$$u(t) = A \sin(\omega t + \varphi) \quad (۱-۳)$$

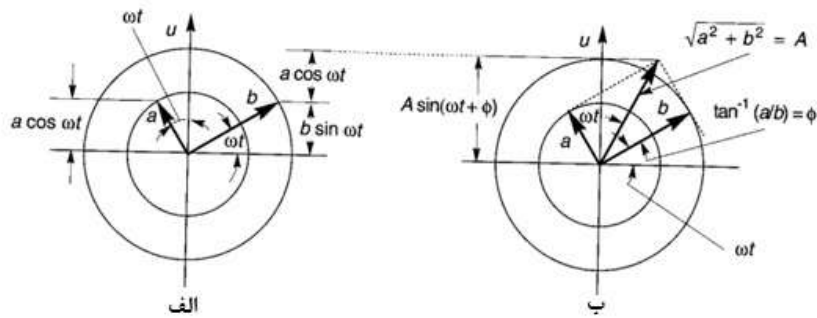
که در این رابطه A دامنه، ω فرکانس زاویه ای و φ زاویه فاز حرکت می باشد. فرکانس زاویه ای، سرعت ارتعاش بر حسب رادیان به واحد زمان می باشد که در آن 2π رادیان متناظر با یک سیکل حرکت است. زاویه فاز، موقعیت زاویه ای حرکت نسبت به حرکت سینوسی را نشان می دهد. T ، دوره تناوب، زمان متعلق به یک سیکل حرکت را پرپود ارتعاش می نامند و f ، فرکانس نوسان، شاخص معمول دیگر که تعداد سیکل هایی که در یک پرپود خاص زمانی رخ می دهد را بیان می کند.

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = \frac{1}{f} \quad (۲-۳)$$

حرکت یکنواخت ساده را می‌توان به صورت جمع یک تابع سینوسی و کسینوسی نیز بیان نمود.

$$u(t) = a \cos(\omega t) + b \sin(\omega t) \quad (۳-۳)$$

مجموع توابع سینوسی و کسینوسی یک تابع سینوسی است که در فرکانس زاویه ای ω نوسان می‌کند. اما دامنه آن مجموع دامنه تابع سینوسی و کسینوسی نمی‌باشد. بردار چرخشی معرف این تابع در شکل ۳-۱ (ب) نمایش داده شده است. از آنجایی که $\cos \theta = \sin(\theta + 90)$ می‌باشد، بردار چرخشی با طول a باید ۹۰ درجه پس از بردار با طول b ، باشد. مولفه های قائم بردارهای a و b ، $a \cos(\omega t)$ و $b \sin(\omega t)$ می‌باشند. همانطور که در شکل ۳-۱ (ب) ترسیم گردیده مقدار کل $u(t)$ عبارت است از $u(t) = a \cos(\omega t) + b \sin(\omega t)$



شکل ۱-۳: بردار چرخشی که معرف حرکت یکنواخت ساده است. مجموع مولفه‌های قائم از مولفه‌های سینوسی و کسینوسی در (الف) معادل مولفه‌های قائم برآیند مولفه‌های سینوسی و کسینوسی در (ب) می‌باشد. [۶]

حرکت را می‌توان با برآیند بردارهای a و b با اشکال مختلفی طبق شکل ۱-۳ (ب) بیان نمود. طول این بردار برآیند برابر $\sqrt{a^2 + b^2}$ خواهد بود که b را با زاویه $\varphi = \tan^{-1}(a/b)$ هدایت می‌کند، لذا مولفه قائم برآیند عبارت است از: $u(t) = A \sin(\omega t + \varphi)$ که در رابطه فوق $A = \sqrt{a^2 + b^2}$ دامنه و $\varphi = \tan^{-1}(a/b)$ زاویه فاز حرکت می‌باشد.

۳-۲-۱-۲-۳ - اعداد مختلط برای حرکت یکنواخت ساده:

برای تحلیل‌های دینامیکی کاربرد مثلثاتی منتهی به معادلات دشوار و بسیار طولانی می‌گردد. این تحلیل‌ها هنگامی که از اعداد مختلط بهره گرفته می‌شود بسیار ساده تر می‌شود. اعداد مختلط را می‌توان مستقیماً از عبارات مثلثاتی و با استفاده از قانون اویلر به شرح ذیل نوشت:

$$e^{i\alpha} = \cos \alpha + i \sin \alpha \quad (۴-۳)$$

که در رابطه فوق i عدد موهومی $i = \sqrt{-1}$ است. کمیت $e^{i\alpha}$ یک عدد مختلط که دارای یک بخش حقیقی و یک بخش موهومی است را می‌توان به شرح ذیل نوشت:

$$Re(e^{i\alpha}) = \cos \alpha \quad (۵-۳)$$

$$Im(e^{i\alpha}) = \sin \alpha \quad (۶-۳)$$

با استفاده از قانون اویلر داریم:

$$\cos \alpha = \frac{e^{i\alpha} + e^{-i\alpha}}{2} \quad (7-3)$$

$$\sin \alpha = i \frac{e^{i\alpha} - e^{-i\alpha}}{2} \quad (8-3)$$

با جایگزینی تعاریف فوق در معادله حرکت یکنواخت معادله (۳-۳) خواهیم داشت:

$$u(t) = a \frac{e^{i\alpha} + e^{-i\alpha}}{2} - bi \frac{e^{i\alpha} - e^{-i\alpha}}{2} = \frac{a - ib}{2} e^{i\omega t} + \frac{a + ib}{2} e^{-i\omega t} \quad (9-3)$$

۳-۲-۱-۳- معیارهای دیگر حرکت نوسانی:

جابجایی تنها پارامتری نمی‌باشد که قادر به تشریح حرکت ارتعاشی است. در حقیقت دیگر پارامترها اغلب مناسب‌تر می‌باشند. اگر تغییرات جابجایی با زمان مشخص گردد، با مشتق‌گیری از جابجایی حرکت یکنواخت ساده، می‌توان به روابط سرعت و شتاب دست یافت.

شایان توجه است هنگامی که دامنه جابجایی ω می‌باشد، دامنه سرعت ωA و دامنه شتاب $\omega^2 A$ خواهد بود. بنابراین فرکانس و دامنه‌های جابجایی، سرعت و شتاب یک حرکت یکنواخت به‌گونه‌ای به یکدیگر وابسته هستند که با دانستن فرکانس و یکی از دامنه‌ها، یا دانستن دو دامنه به تنهایی امکان محاسبه‌ی کمیت‌های دیگر فراهم می‌گردد. ارزیابی این معادلات حاکی از آن است که جابجایی، سرعت و شتاب علاوه بر اینکه دامنه‌های متفاوت دارند خارج از فاز با یکدیگر می‌باشند. سرعت دارای $\pi/2$ رادیان یا 90° درجه اختلاف فاز با جابجایی و شتاب و نیز جابجایی با شتاب به اندازه 180° درجه اختلاف فاز دارند. روابط میان جابجایی، سرعت و شتاب برای حرکات یکنواخت چه در عبارات مثلثاتی و چه در شکل اعداد مختلط چنین خواهد بود:

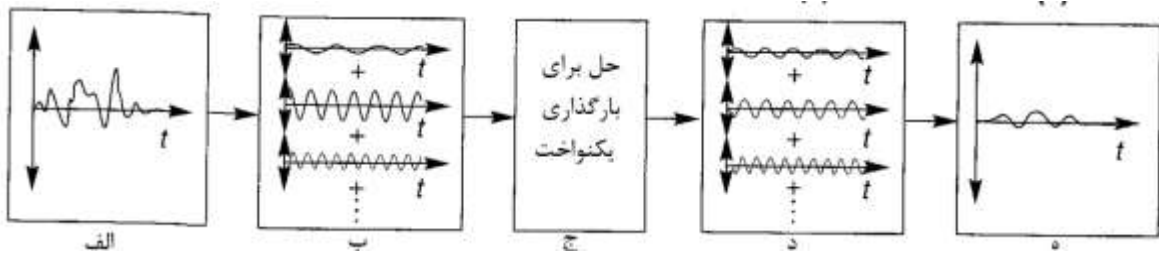
$$u_{(t)} = A \sin(\omega t) \quad u_{(t)} = A e^{i\omega t} \quad (10-3)$$

$$\dot{u}_{(t)} = \omega A \cos(\omega t + \pi/2) \quad \dot{u}_{(t)} = i\omega A e^{i\omega t} \quad (11-3)$$

$$\ddot{u}_{(t)} = -\omega^2 A \sin(\omega t + \pi) \quad \ddot{u}_{(t)} = -i^2 \omega^2 A e^{i\omega t} = -\omega^2 A e^{i\omega t} \quad (12-3)$$

۳-۲-۲- سری های فوریه:

هر تابع تناوبی که دارای شرایط مشخصی می باشد را می توان به صورت حاصل جمع سری تابع سینوسی با دامنه، فرکانس و فاز مختلف بیان نمود. لذا این سری به عنوان یک ابزار فوق العاده مفید در رشته های متعددی از علوم مهندسی کاربرد دارد. در این خصوص مهندسی ژئوتکنیک لرزه ای نیز مستثنی نمی باشد. با تجزیه یک تابع پیچیده بارگذاری مانند آنچه در اثر حرکت لرزه ای زمین پدید می آید به مجموع یک سری توابع بارگذاری یکنواخت ساده همان طور که به صورت شماتیک در شکل ۲-۳ تشریح شده اصل اجتماع اثر قوا امکان بهره گیری از حل بارگذاری یکنواخت برای تعیین پاسخ کل را فراهم می نماید.



شکل ۲-۳: روندی که طی آن سری فوریه (که نماینگر بارگذاری پیچیده می باشد) را می توان با حل ساده بارگذاری یکنواخت تحلیل کرد و پاسخ کل را تعیین نمود. (الف) تاریخچه زمانی بارگذاری (ب) نمایش تاریخچه زمانی بارگذاری به صورت یک سری بارگذاری یکنواخت (ج) محاسبه پاسخ هر بارگذاری یکنواخت (د) نمایش پاسخ به صورت مجموع پاسخ های یکنواخت (ه) جمع پاسخ های یکنواخت جهت تولید تاریخچه زمانی [۶]

۳-۲-۲-۱- شکل مثلثاتی سری فوریه

از آنجایی که سری فوریه در واقع مجموع توابع یکنواخت ساده است، لذا آن را می توان هم به صورت مثلثاتی و هم به صورت اعداد مختلط بیان نمود که در این مطالعه شکل مثلثاتی بیان خواهد گردید.

شکل عمومی مثلثاتی سری فوریه برای یک تابع با پریود T_f عبارت است از:

$$x(t) = a_0 + \sum_{n=1}^{\infty} (a_n \cos \omega_n t + b_n \sin \omega_n t) \quad (۱۳-۳)$$

که ضرایب فوریه آن عبارتند از:

$$a_0 = \frac{1}{T_f} \int_0^{T_f} x(t) dt \quad (14-3)$$

$$a_n = \frac{2}{T_f} \int_0^{T_f} x(t) a_n \cos \omega_n t dt \quad (15-3)$$

$$b_n = \frac{2}{T_f} \int_0^{T_f} x(t) b_n \sin \omega_n t dt \quad (16-3)$$

جمله a_0 نماینگر مقدار متوسط $x(t)$ در محدوده $t=0$ تا $t=T_f$ می باشد $\omega_n = 2\pi n/T_f$

که مقدار آن در بسیاری از کاربردهای مهندسی ژئوتکنیک لرزه ای صفر است. از معادله (۱-۳) و

معادله (۱۳-۳) مشهود است که سری فوریه را می توان به صورت زیر نیز بیان نمود:

$$x(t) = c_0 + \sum_{n=1}^{\infty} c_n \sin(\omega_n t + \varphi_n) \quad (17-3)$$

که در رابطه فوق $c_0 = a_0$ ، $c_n = \sqrt{a_n^2 + b_n^2}$ و $\varphi_n = \tan^{-1}(a_n/b_n)$ در این حالت c_n و φ_n دامنه

و فاز هارمونی n ام می باشند. منحنی تغییرات c_n با ω_n به طیف دامنه فوریه و منحنی تغییرات φ_n

با ω_n به طیف فاز فوریه موسوم است. طیف دامنه فوریه در مهندسی ژئوتکنیک لرزه ای بسیار مفید

است و این طیف ها محتوای فرکانسی یک حرکت لرزه ای را تشریح می نمایند.

۳-۲-۲-۲- شکل نمایی سری فوریه

سری فوریه را می توان به صورت تابع نمایی نیز بیان نمود. با جایگزینی معادله (۷-۳) در معادله

(۱۰-۳) برای کلیه مقادیر n داریم:

$$x(t) = a_0 + \sum_{n=1}^{\infty} \left(\frac{a_n - ib_n}{2} e^{i\omega_n t} + \frac{a_n + ib_n}{2} e^{-i\omega_n t} \right) \quad (18-3)$$

تعریف جدید ضرایب فوریه به شرح ذیل می باشد:

$$C_0 = a_0 \quad (19-3)$$

$$C_n = \frac{a_n - ib_n}{2} \quad (20-3)$$

$$C_{-n} = \frac{a_n + ib_n}{2} \quad (21-3)$$

سری فوریه را می توان به صورت ذیل بازنویسی کرد:

$$x(t) = a_0 + \sum_{n=1}^{\infty} (C_n e^{i\omega_n t} + C_{-n} e^{-i\omega_n t}) \quad (22-3)$$

از آنجایی که $\omega_{-n} = -\omega_n$ می باشد، حدود بالا و پایین حاصل جمع را می توان برای فشرده کردن شکل سری به شرح ذیل تغییر داد:

$$x(t) = \sum_{n=-\infty}^{\infty} C_n e^{i\omega_n t} \quad (23-3)$$

ضرایب مختلط سری فوریه، C_n را می توان مستقیماً از $x(t)$ به شرح ذیل بدست آورد:

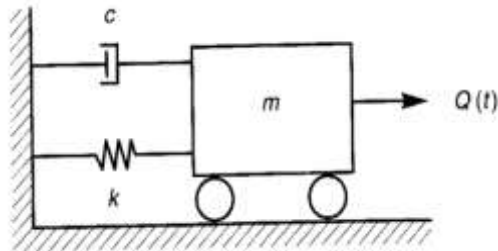
$$C_n = \frac{1}{T_f} \int_0^{T_f} x(t) e^{i\omega_n t} dt \quad (24-3)$$

۳-۲-۳ سیستم های ارتعاشی

سیستم های ارتعاشی را می توان به دو گروه اصلی صلب و انعطاف پذیر طبقه بندی نمود. سیستم صلب، سیستمی است که در آن کرنشی رخ نمی دهد و کلیه نقاط داخلی سیستم صلب هم فاز با یکدیگر حرکت می نمایند لیکن در سیستم های انعطاف پذیر نقاط مختلف داخلی حرکات متفاوتی (خارج فاز) نسبت به یکدیگر دارند. از آنجایی که نه سازه و نه خاک صلب می باشند پاسخ دینامیکی سیستم های انعطاف پذیر بایستی محور اصلی مطالعات دینامیکی خاک و سازه در مهندسی زلزله قرار گیرد. سیستم های انعطاف پذیر را می توان با توزیع جرم آنها مشخص نمود. تعداد متغیرهای مستقل لازم جهت تشریح موقعیت کلیه جرم های مهم یک سیستم همان درجات آزادی دینامیکی سیستم می باشد. با توجه به مطالعه حاضر در خصوص پاسخ لرزه ای خاک و لزوم بررسی پارامترهای حرکت افقی لایه خاک دینامیک سیستم ارتعاشی، با یک درجه آزادی^۱ ($SDOF$) مورد بررسی قرار خواهد گرفت. یک سیستم $SDOF$ سیستمی است که در آن جرم صلب m (نشان دهنده خصوصیات جرمی و اینرسی سازه) به فنری به سختی k (نشان دهنده مقاومت سازه در برابر تغییر شکل و ظرفیت انرژی

¹ Single degree of freedom system

پتانسیل سازه) و میراگری با ضریب میرایی c (مبین خصوصیات اصطحاککی و اتلاف انرژی در سازه) متصل بوده و تحت اثر نیروی خارجی $Q(t)$ مطابق شکل ۳-۱ باشد. در مهندسی زلزله پاسخ دینامیکی یک سیستم $SDOF$ با یک معادله حرکت مشخص می شود. که این معادله حرکت با استفاده از روش ساده تعادل نیروها بدست می آید.



شکل ۳-۳: سیستم $SDOF$ با میرایی تحت اثر بار دینامیکی $Q(t)$ [۶]

۳-۲-۴ - معادله حرکت یک سیستم $SDOF$ طی بارگذاری خارجی

هنگامی که بار دینامیکی Q_t بر جرم یک سیستم $SDOF$ اثر کند توسط نیروی اینرسی جرم (F_I) و نیروی تولید شده در فنر (F_S) و میراگر (F_D) در برابر حرکت مقاومت می شود. معادله حرکت را می توان برای این سه نیرو به صورت زیر بیان نمود.

$$F_I + F_D + F_S = Q_t \quad (۲۵-۳)$$

این نیروها را می توان بر حسب حرکت جرم (u) جرم نیز بیان نمود. نیروی اینرسی با شتاب جرم ($m\ddot{u}$)، نیروی میراگر ویسکوز با سرعت جرم ($c\dot{u}$) و نیروی فنر با جابجایی جرم (ku) متناسب است. معادله حرکت برای یک سیستم $SDOF$ به صورت زیر خواهد بود.

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = Q_t \quad (۲۶-۳)$$

این معادله دیفرانسیل درجه دو حرکت خطی می باشد و این خطی بودن امکان بهره گیری از اصل اجتماع اثر قوا را نیز فراهم می نماید.

۳-۲-۵ - پاسخ سیستم $SDOF$ خطی

جهت ارزیابی پاسخ دینامیکی یک سیستم $SDOF$ خطی، می‌بایست معادله دیفرانسیل حرکت را حل نمود. معمولاً از نظر تئوری، پاسخ سیستم‌های $SDOF$ تحت شرایط (۱) ارتعاش آزاد بدون میرایی، (۲) ارتعاش آزاد با میرایی، (۳) ارتعاش اجباری بدون میرایی و (۴) ارتعاش اجباری با میرایی محاسبه می‌شوند، ولی از آنجا که در سیستم‌های واقعی مانند خاک و سازه، انرژی توسط مکانیزم‌های فیزیکی (اصطحکاک، تولید گرما و جاری شدن پلاستیک) از بین می‌رود، در مطالعه حاضر پاسخ ارتعاشات همراه با میرایی بررسی خواهد شد.

۳-۲-۵-۱ - میرایی:

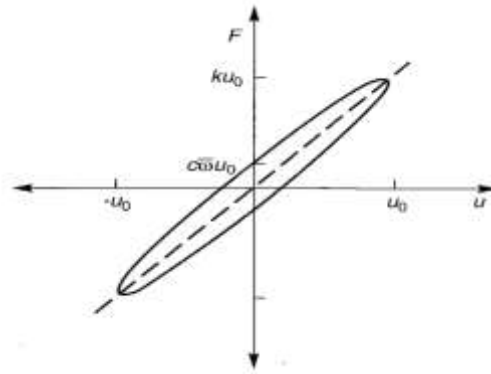
اصطحکاک و میرایی همواره در سیستم‌های متحرک وجود دارد. این نیروها باعث اتلاف انرژی در سیستم می‌گردند که برای این مکانیزم اتلاف انرژی باید فرضیاتی را بر اساس تجربه در نظر گرفت. معمول‌ترین مکانیزمی که برای نشان دادن اتلاف انرژی به کار می‌رود میرایی ویسکوز می‌باشد، هنگامی که یک سیستم $SDOF$ با میرایی ویسکوز مشابه آنچه که در شکل ۳-۴ نشان داده شده است در معرض جابجایی هارمونیک ذیل قرار می‌گیرد:

$$u_{(t)} = u_0 \sin \bar{\omega} t \quad (۳-۲۷)$$

نیروی خالصی که توسط فنر و میراگر به جرم اعمال شود چنین خواهد بود:

$$F_{(t)} = ku_{(t)} + c\dot{u}_{(t)} = ku_0 \sin \bar{\omega} t + c\bar{\omega} u_0 \cos \bar{\omega} t \quad (۳-۲۸)$$

با ارزیابی این توابع از زمان t_0 تا زمان $t_0 + 2\pi/\bar{\omega}$ مقادیر نیرو تغییر مکان برای یک سیکل از حلقه هیستریزس به دست می‌آید.



شکل ۳-۴: رفتار نیرو-جابجایی حاصل از میرایی ویسکوز. حلقه هیستریزیس بیضی می باشد [۶]

بدیهی است شکل حلقه هیستریزیس به ضریب میرایی ویسکوز و در نتیجه به ضریب میرایی بستگی دارد. انرژی که در یک سیکل ارتعاش تلف می شود از سطح زیر حلقه هیستریزیس بدست آمده و می توان آن را به شکل ذیل محاسبه نمود:

$$W_D = \int_{t_0}^{t_0+2\pi/\bar{\omega}} F \frac{\partial u}{\partial t} dt = \pi c \bar{\omega} u_0^2 \quad (۲۹-۳)$$

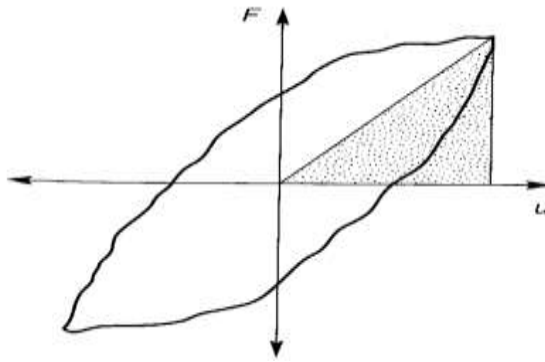
در جابجایی ماکزیمم سرعت صفر است و انرژی کرنشی که در این سیستم ذخیره می شود عبارت است از:

$$W_S = \frac{1}{2} k u_0^2 \quad (۳۰-۳)$$

و در نهایت ضریب میرایی به رابطه ذیل منتهی می شود:

$$\xi = \frac{W_D}{4\pi W_S} = \frac{1}{4\pi} \frac{\pi c \bar{\omega} u_0^2}{\frac{1}{2} k u_0^2} = \frac{c \bar{\omega}}{2k} = \frac{c}{2\sqrt{km}} \quad (۳۱-۳)$$

که معمولاً برای محاسبه ترسیمی ضریب میرایی از حلقه هیستریزیس اندازه گیری می شود. بر اساس شکل ۳-۵، ضریب میرایی به صورت نسبت سطح حلقه هیستریزیس به سطح مثلث هاشور خورده تقسیم بر 4π می باشد. این ارزیابی ترسیمی معمولاً در تحلیل پاسخ لرزه ای سطح زمین مورد استفاده قرار می گیرد.



شکل ۳-۵: ارزیابی ترسیمی ضریب میرایی از حلقه هیستریزس اندازه گیری شده.
ضریب میرایی متناسب با نسبت سطح هاشور خورده به سطح حلقه هیستریزس می باشد [۶]

۳-۲-۵-۲-۳ ارتعاش آزاد با میرایی:

برای ارتعاش آزاد میراشونده معادله حرکت به صورت زیر می باشد.

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = 0 \quad (۳۲-۳)$$

با تقسیم طرفین بر جرم و جایگزینی $k = m\omega_0^2$ داریم: ω_0 فرکانس زاویه ای طبیعی سیستم)

$$\ddot{u} + 2\frac{c}{2\sqrt{km}}\omega_0\dot{u} + \omega_0^2u = 0 \quad (۳۳-۳)$$

کمیت که ضریب میرایی بحرانی می باشد، امکان تعریف ضریب میرایی را به صورت نسبت ضریب میرایی به ضریب میرایی بحرانی فراهم می کند لذا:

$$\xi = \frac{c}{c_c} = \frac{c}{2\sqrt{km}} = \frac{c}{2m\omega_0} = \frac{c\omega_0}{2k} \quad (۳۴-۳)$$

که معادله حرکت را می توان به صورت ذیل بیان نمود:

$$\ddot{u} + 2\xi\omega_0\dot{u} + \omega_0^2u = 0 \quad (۳۵-۳)$$

حل این معادله دیفرانسیل حرکت به مقدار ضریب میرایی بستگی دارد. هنگامی که $\xi < 100\%$ ($c < c_c$) باشد سیستم را فرامیرا، هنگامی که $\xi = 100\%$ ($c = c_c$) باشد، سیستم با میرایی بحرانی و هنگامی که $\xi > 100\%$ ($c > c_c$) باشد، سیستم را فرامیرا گویند، که برای هر یک حل جداگانه ای در نظر می گیرند، اما

سازه‌های مورد نظر در مهندسی زلزله همواره فرومیرا خواهند بود. برای حالتی که در آن میرایی کمتر از میرایی بحرانی است حل معادله حرکت به صورت زیر می باشد:

$$u = e^{-\xi\omega_0 t} \left[C_1 \sin(\omega_0 \sqrt{1-\xi^2} t) + C_2 \cos(\omega_0 \sqrt{1-\xi^2} t) \right] \quad (36-3)$$

با تعریف فرکانس زاویه ای طبیعی میرا شونده به صورت $\omega_d = \omega_0 \sqrt{1-\xi^2}$ ، حل معادله را می توان به شرح ذیل بیان نمود:

$$u = e^{-\xi\omega_0 t} (C_1 \sin \omega_d t + C_2 \cos \omega_d t) \quad (37-3)$$

ضرایب C_1 و C_2 را می توان از شرایط لحظه‌ی اولیه حرکت سیستم به دست آورد. به طوری که $C_2 = u_0$ و $C_1 = \dot{u}_0 \xi \omega_0 u_0 / \omega_d$ ، در نهایت جواب معادله ارتعاش آزاد سیستم با میرایی به شرح ذیل خواهد بود:

$$u = e^{-\xi\omega_0 t} \left(\frac{\dot{u}_0 \xi \omega_0 u_0}{\omega_d} \sin \omega_d t + u_0 \cos \omega_d t \right) \quad (38-3)$$

این مورد حاکی از آن است که ارتعاش آزاد یک سیستم میرا شونده با زمان کاهش می یابد، که پاسخ گذرای سیستم می باشد.

۳-۲-۵-۳- ارتعاشات اجباری با میرایی:

هنگامی که گفته می شود سیستم *SDOF* تحت ارتعاشات اجباریست که نیروی دینامیکی خارجی Q_t بر آن وارد شود. عمومی ترین حالت ارتعاشات در یک سیستم واقعی مانند خاک و سازه، سیستم با میرایی تحت بارگذاری اجباری مانند زلزله می باشد. شکل ساده بارگذاری یکنواخت Q_t را می توان به صورت $Q_t = Q_0 \sin \bar{\omega} t$ بیان نمود که در آن Q_0 دامنه بار یکنواخت و $\bar{\omega}$ فرکانس دورانی است که در آن بار اعمال می شود. معادله حرکت برای یک سیستم *SDOF* با میرایی که در معرض بارگذاری هارمونیک ساده به شکل $Q_t = Q_0 \sin \bar{\omega} t$ باشد، به صورت زیر می باشد:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = Q_0 \sin \bar{\omega} t \quad (39-3)$$

پس از تقسیم طرفین بر m و بهره گیری از رابطه $\xi = C/2m\omega_0$ و $\omega_0^2 = k/m$ ، معادله (۳-۳۹) را می توان به صورت ذیل نوشت:

$$\ddot{u} + 2\xi\omega_0\dot{u} + \omega_0^2u = \frac{Q_0}{m}\sin\bar{\omega}t \quad (۳-۴۰)$$

جواب مکمل معرف پاسخ ارتعاش آزاد میرا شونده است که برای یک سیستم فرومیرا توسط معادله (۳-۳۷) بیان می شود:

$$u_c(t) = e^{-\xi\omega_0 t}(C_1 \sin\omega_d t + C_2 \cos\omega_d t) \quad (۳-۴۱)$$

از آنجایی که پاسخ یک سیستم $SDOF$ با میرایی عموماً خارج از فاز با بارگذاری خارجی است لذا شکل جواب خاص هارمونیک را می توان به صورت زیر فرض نمود:

$$u_p(t) = C_3 \sin\bar{\omega}t + C_4 \cos\bar{\omega}t \quad (۳-۴۲)$$

با توجه به شرایط حرکت،

$$C_3 = \frac{Q_0}{k} \frac{1 - \beta^2}{(1 - \beta^2)^2 + (2\xi\beta)^2} \quad (۳-۴۳)$$

$$C_4 = \frac{Q_0}{k} \frac{-2\xi\beta^2}{(1 - \beta^2)^2 + (2\xi\beta)^2} \quad (۳-۴۴)$$

در رابطه بالا، $\beta = \frac{\bar{\omega}}{\omega_0}$ ضریب تنظیم اتلاق می گردد.

جواب عمومی معادله حرکت برای ارتعاش اجباری با میرایی را می توان از ترکیب جواب مکمل و جواب خصوصی به شکل زیر بدست آورد:

$$u = e^{-\xi\omega_0 t}(C_1 \sin\omega_d t + C_2 \cos\omega_d t) + \frac{Q_0}{k} \frac{1}{(1 - \beta^2)^2 + (2\xi\beta)^2} [(1 - \beta^2)\sin\bar{\omega}t - 2\xi\beta\cos\bar{\omega}t] \quad (۳-۴۵)$$

ثوابت C_1 و C_2 به شرایط اولیه بستگی دارند، این جواب که معرف اثرات شرایط اولیه با زمان کاهش می یابد که پاسخ گذرای سیستم می باشد، هنگامی که پاسخ گذرا از میان رفت تنها پاسخ حالت پایدار که به وسیله جواب خاص تشریح می شود باقی می ماند.

پاسخ حالت پایدار می‌توان به شرح ذیل بیان نمود:

$$A = \frac{Q_0}{k} \frac{1}{\sqrt{(1 - \beta^2)^2 + (2\xi\beta)^2}} \quad (46-3)$$

$$\varphi = \text{tg}^{-1} \left(-\frac{2\xi\beta}{1 - \beta^2} \right) \quad (47-3)$$

برای بارگذاری هارمونیک زاویه فاز φ ، هم با نسبت میرایی و هم با ضریب تنظیم طبق شکل ۶-۳

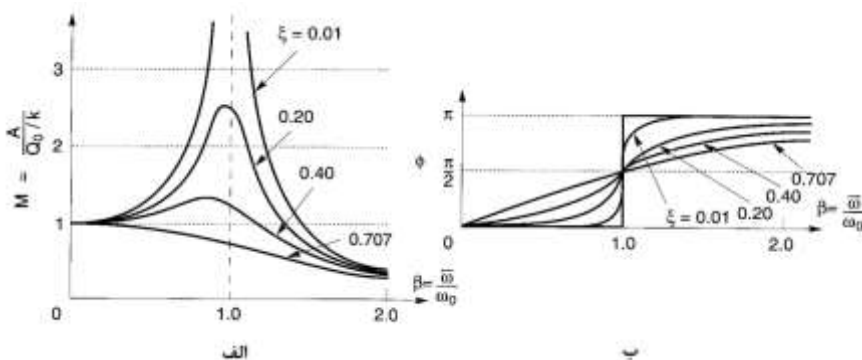
(ب) تغییر می‌کند. اثر ضریب تنظیم را می‌توان با بهره‌گیری از ضریب بزرگنمایی تشریح نمود:

$$M = \frac{A}{Q_0/K} = \frac{1}{\sqrt{(1 - \beta^2)^2 + (2\xi\beta)^2}} \quad (48-3)$$

تغییرات ضریب بزرگنمایی با ضریب تنظیم و ضریب میرایی در شکل ۶-۳ (الف) نشان داده

شده است. کاملاً روشن است ضریب میرایی بر ضریب بزرگنمایی ماکزیمم و همچنین بر

تغییرات ضریب بزرگنمایی با فرکانس اثر می‌گذارد.



شکل ۶-۳: تغییرات (الف) ضریب بزرگنمایی؛ (ب) زاویه فاز با ضریب میرایی و ضریب تنظیم [۶]

۳-۲-۶- پاسخ سیستم های SDOF به بارگذاری تناوبی

تحلیل‌های پاسخ یک سیستم SDOF به بارگذاری هارمونیک را که در بخش قبلی ارائه شد را

می‌توان برای تدوین راه حل‌های عمومی‌تر بارگذاری تناوبی به کار برد، با توجه به اینکه بارگذاری

تناوبی را می‌توان به صورت مجموع سری‌ها با بار هارمونیک بیان نمود پس پاسخ یک سیستم SDOF

به بارگذاری تناوبی، با بهره‌گیری از اصل اجتماع اثر قوا، بسادگی پاسخ هر جمله در سری‌های

بارگذاری است. محاسبات لازم را می توان با استفاده از روش های مثلثاتی یا نمایی انجام داد که در مطالعه حاضر جهت درک مفاهیم اولیه توابع تبدیل به روش نمایی بسنده شده است.

۳-۲-۶-۱- روش نمایی:

بارگذاری تناوبی Q_t را می توان با سری فوریه به صورت نمایی با بهره گیری از معادله (۳-۲۳) به صورت زیر بیان نمود:

$$Q_t = \sum_{n=-\infty}^{\infty} q_n e^{i\omega_n t} \quad (۳-۴۹)$$

ضرایب مختلط فوریه، q_n ، را می توان مستقیماً از Q_t به صورت زیر به دست آورد:

$$q_n = \frac{1}{T_f} \int_0^{T_f} Q(t) e^{-i\omega_n t} dt \quad (۳-۵۰)$$

پاسخ یک سیستم $SDOF$ که تحت بارگذاری هارمونیک n ام قرار گرفته با معادله حرکت زیر پوشش داده می شود:

$$m\ddot{u}_n(t) + c\dot{u}_n(t) + ku_n(t) = q_n e^{i\omega_n t} \quad (۳-۵۱)$$

پاسخ سیستم را می توان به صورت زیر به بارگذاری مرتبط ساخت:

$$u_n(t) = H(\omega_n) q_n e^{i\omega_n t} \quad (۳-۵۲)$$

که در آن $H(\omega_n)$ تابع تبدیل^۱ می باشد که پارامتر خروجی را به پارامتر ورودی مرتبط می نماید. (نسبت پاسخ خروجی به ورودی در محتوای فرکانس) با جایگزینی معادله (۳-۵۲) در معادله حرکت داریم:

$$-m\omega_n^2 H(\omega_n) q_n e^{i\omega_n t} + ic\omega_n H(\omega_n) q_n e^{i\omega_n t} + kH(\omega_n) q_n e^{i\omega_n t} = q_n e^{i\omega_n t} \quad (۳-۵۳)$$

که:

$$H(\omega_n) = \frac{1}{-m\omega_n^2 + ic\omega_n + k} = \frac{1}{k(-\beta_n^2 + 2i\beta_n\xi + 1)} \quad (۳-۵۴)$$

^۱ Transfer functions

از آنجایی که $A = a + ib = Ae^{i\theta}$ بوده که در آن مدول $\theta = tg^{-1}(b/a)$ و آرگومان برابر می‌باشد، تابع تبدیل را می‌توان به شرح ذیل نوشت:

$$H(\omega_n) = \frac{1/k}{\sqrt{(1 - \beta_n^2)^2 + (2\xi\beta_n)^2}} \exp\left(itg^{-1} \frac{2\xi\beta_n}{1 - \beta_n^2}\right) \quad (55-3)$$

از آنجایی که تابع تبدیل را می‌توان برای هر فرکانسی در سری‌ها به کار برد، لذا با استفاده از اصل اجتماع اثر قوا پاسخ کل را می‌توان به شکل زیر نوشت:

$$u = \sum_{n=-\infty}^{\infty} H(\omega_n) q_n e^{i\omega_n t} \quad (56-3)$$

توابع تبدیل مختلفی را می‌توان تدوین نمود، به عنوان نمونه یک تابع تبدیل که شتاب سیستم *SDOF* را به بارگذاری مربوط می‌سازد را می‌توان تدوین نمود. مزایای روش تابع تبدیل در سادگی و سهولتی که امکان محاسبه پاسخ بارگذاری‌های پیچیده را فراهم می‌نماید، نهفته است.

تابع تبدیل را می‌توان مانند یک فیلتر دانست که بر روی سیگنال ورودی اثر کرده تا سیگنال خروجی ایجاد شود. در این حالت که در نظر گرفته شد، سیگنال ورودی تاریخچه زمانی بارگذاری Q_t سیگنال خروجی جابجایی، u_t می‌باشد.

بنا بر این روند تحلیل پاسخ سیستم *SDOF* با سری فوریه را می‌توان به گام‌های زیر خلاصه کرد:

(۱) به دست آوردن سری فوریه برای بارگذاری اعمال شده (حرکت پایه) در این روند بارگذاری

به جای تابعی از زمان، به صورت تابعی از فرکانس بیان می‌شود.

(۲) ضرب ضرایب سری فوریه در مقادیر مناسب تابع تبدیل در هر فرکانس ω_n حاصل این عمل

سری فوریه حرکت خروجی را فراهم می‌سازد.

(۳) بیان حرکت خروجی در حوزه‌ی زمان به وسیله عکس تبدیل فوریه حرکت خروجی

این روند چهارچوب اصلی متداول‌ترین روش‌های تحلیل پاسخ زمین و اندرکنش خاک-سازه را تشکیل می‌دهد.

۳-۲-۷- سختی مختلط:

یک سیستم با میرایی و یکوز را می توان به طریق معادل برای یک کلاس راهکاری که به تحلیل پاسخ مختلط موسوم است معرفی نمود. یک سیستم $SDOF$ با میرایی که در معرض بارگذاری هارمونیک ساده با دامنه U_0 و فرکانس بارگذاری ω باشد را می توان به صورت ذیل نشان داد:

$$Q_t = Q_0 e^{i\omega t} \quad (۵۷-۳)$$

فرض کنید $u_t = U_0 e^{i\omega t}$ جواب حالت پایدار معادله حرکت

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = Q_0 e^{i\omega t} \quad (۵۸-۳)$$

عبارت است از:

$$u_t = \frac{Q_0}{k - m\omega^2 + ic\omega} e^{i\omega t} \quad (۵۹-۳)$$

حال سیستم $SDOF$ را می توان با فنری با سختی مختلط $k^* = k_1 + ik_2$ در نظر بگیریم. معادله حرکت برای این سیستم عبارت است از:

$$m\ddot{u} + k^*u = Q_0 e^{i\omega t} \quad (۶۰-۳)$$

که می توان جواب حالت پایدار را به صورت زیر بیان نمود:

$$u_t = \frac{Q_0}{k^* - m\omega^2} e^{i\omega t} \quad (۶۱-۳)$$

برای ضرایب میرایی کوچک که در مسائل مهندسی زلزله در نظر گرفته می شود، می توان $k^* = k(1 + 2i\xi)$ در نظر گرفت.

۳-۲-۸- کاهش امواج تنش

در یک محیط الاستیک خطی همگن، امواج تنش بدون تغییر در دامنه شان تا بینهایت منتشر خواهند شد. به هر حال در مصالح واقعی این نوع رفتار نمی تواند اتفاق بیافتد. دامنه امواج تنش در مصالح واقعی از قبیل آنچه در پوسته زمین وجود دارد با فاصله مستهلک می گردد. این کاهش امواج به دو مرجع

می تواند نسبت داده شود، یکی از آنها مصالحی است که موج از میان آن عبور می کند و دیگری همدسه انتشار موج می باشد.

۳-۲-۸-۱- میرایی مصالح:

در مصالح واقعی، بخشی از انرژی الاستیک امواج منتشر شده، همیشه تبدیل به حرارت می شود. این عمل تبدیل، همواره با کاهش دامنه موج همراه است. میرایی ویسکوز با طبیعت مکانیکی ساده اش غالباً جهت معرفی این استهلاک انرژی استفاده می شود. برای مقاصد انتشار موج ویسکوالاستیک، خاک ها معمولاً به صورت اجسام *Kelvin-Voigt* مدل می گردند. (مصالحی که مقاومتشان در برابر تغییر شکل برشی مجموع مقاومت یک بخش الاستیک و یک بخش ویسکوز می باشد) یک المان باریک از یک جسم *Kelvin-Voigt* در شکل ۷-۳ انتخاب شده است .

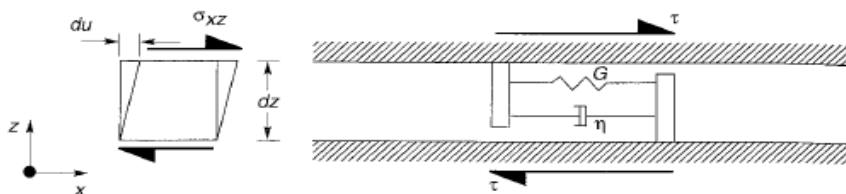
رابطه تنش- کرنش برای یک جسم *Kelvin-Voigt* در برش به صورت زیر قابل بیان می باشد:

$$\tau = G\gamma + \eta \frac{\partial \gamma}{\partial t} \quad (62-3)$$

که در آن τ تنش برشی (σ_{xz})، γ کرنش برشی ($\partial u / \partial z$) و η ویسکوزیته (غلظت) مصالح می باشد. بنابراین تنش برشی عبارت از جمع بخش الاستیک (متناسب با کرنش) و بخش ویسکوز (متناسب با سرعت کرنش) خواهد بود. برای یک کرنش هارمونیک به شکل زیر:

$$\gamma = \gamma_0 \sin \omega t \quad (63-3)$$

$$\tau = G\gamma_0 \sin \omega t + \omega \eta \gamma_0 \cos \omega t \quad (64-3)$$



شکل ۷-۳: یک المان باریک از اجسام *Kelvin-Voigt* تحت اثر برش افقی [۶]

معادله‌ی (۳-۶۳) و معادله (۳-۶۴) در مجموع نشان دهنده آن هستند که حلقه تنش- کرنش مصالح *Kelvin-Voigt* یک سهمی می‌باشد. با توجه به شکل ۳-۸، میرایی به منحنی تنش- کرنش معادل مرتبط می‌باشد. انرژی مستهلک شده در یک سیکل منفرد عبارت از سطح زیر این سهمی خواهد بود، یا اینکه:

$$\Delta W = \int_{t_0}^{t_0+2\pi/\omega} \tau \frac{\partial \gamma}{\partial t} dt = \pi \eta \omega \gamma_0^2 \quad (۳-۶۵)$$

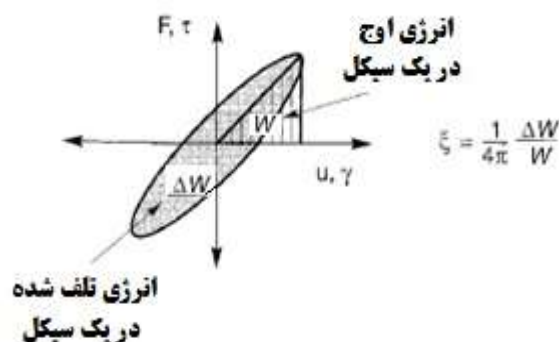
که مبین آن است انرژی مستهلک شده متناسب با فرکانس بارگذاری می‌باشد. پس در خاک‌های واقعی انرژی الاستیک در اثر لغزش ذرات نسبت به یکدیگر به صورت هیستریک مستهلک می‌گردد. در نتیجه مشخصات استهلاک آنها مستقل از فرکانس می‌باشد. از آنجایی که حداکثر انرژی ذخیره شده در یک سیکل عبارت است از:

$$W = \frac{1}{2} G \gamma_0^2 \quad (۳-۶۶)$$

سپس داریم:

$$\xi = \frac{1}{4\pi} \frac{\pi \eta \omega \gamma_0^2}{\frac{1}{2} G \gamma_0^2} = \frac{\eta \omega}{2G} \quad (۳-۶۷)$$

$$\eta = \frac{2G}{\omega} \xi \quad (۳-۶۸)$$



شکل ۳-۸: رابطه بین حلقه هیستریکس و ضریب میرایی [۶]

یک جسم *Kelvin-Voigt* برای موج *SH* که بصورت قائم منتشر شود، ممکن است به وسیله یک سری المان‌هایی از آن نوع که به صورت شماتیک در شکل ۷-۳ نشان داده شده است معرفی گردد. معادله یک بعدی حرکت برای موج *SH* که به صورت قائم منتشر می شود، به صورت زیر است:

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \frac{\partial \sigma_{xz}}{\partial z} \quad (۶۹-۳)$$

با جایگزینی معادله (۶۲-۳) در معادله (۶۹-۳) با در نظر گرفتن $\tau = \sigma_{xz}$ ، $\gamma = \partial u / \partial z$ و مشتق‌گیری از طرف راست آن، معادله موج به این صورت در خواهد آمد:

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = G \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \eta \frac{\partial^3 u}{\partial z^2 \partial t} \quad (۷۰-۳)$$

برای امواج هارمونیک تغییر مکان به این صورت در خواهد آمد.

$$u(z, t) = U(z) e^{i\omega t} \quad (۷۱-۳)$$

که در صورت قرار دادن در معادله موج (۷۰-۳) معادله دیفرانسیلی معمولی زیر را خواهد داد:

$$(G + i\omega\eta) \frac{d^2 U}{dz^2} = -\rho\omega^2 U \quad (۷۲-۳)$$

یا اینکه

$$G^* \frac{d^2 U}{dz^2} = -\rho\omega^2 U \quad (۷۳-۳)$$

که در آن $G^* = G + i\omega\eta$ مدول برشی مختلط می باشد؛ مدول برشی مختلط مشابه سختی مختلط است. با استفاده از معادله (۶۸-۳) جهت حذف وابستگی به فرکانس، مدول برشی مختلط همچنین به صورت $G^* = G(1 + 2i\xi)$ نیز قابل بیان است؛ این معادله حرکت جواب زیر را دارد:

$$u(z, t) = A e^{i(\omega t - k^* x)} + B e^{i(\omega t + k^* x)} \quad (۷۴-۳)$$

که در آن A و B وابسته به شرایط مرزی بوده و $k^* = \omega \sqrt{\rho/G^*}$ عدد موج مختلط می باشد و نیز:

$$k^* = k_1 + ik_2 \quad (۷۵-۳)$$

$$k_1 = \frac{\rho\omega^2}{2G(1 + 4\xi^2)} (\sqrt{1 + 4\xi^2} - 1) \quad (۷۶-۳)$$

$$k_2 = \frac{\rho\omega^2}{2G(1 + 4\xi^2)} (\sqrt{1 + 4\xi^2} + 1) \quad (۷۷-۳)$$

و تنها ریشه مثبت k_1 و ریشه منفی k_2 قابل قبول و معنی فیزیکی دارد. شایان توجه است که برای حالت غیرویسکوز ($\xi = \eta = 0$)، $k_2 = 0$ و $k_1 = k_2$ خواهد بود. برای موجی که در جهت مثبت z منتشر شود، جواب معادله به صورت زیر می باشد:

$$u(z, t) = Ae^{k_2 z} e^{i(\omega t - k_1 x)} \quad (۷۸-۳)$$

که نشان می دهد بدیل اینکه k_2 منفی است، زایل کنندگی مصالح موجب استهلاک دامنه موج با فاصله خواهد شد.

۳-۲-۸-۲- میرایی شعاعی:

از آنجایی که میرایی مصالح، مقداری انرژی الاستیک موج تنش را جذب می کند، انرژی ویژه (انرژی الاستیک واحد حجم) با حرکت موج در مصالح کاهش می یابد. انرژی ویژه همچنین ممکن است به وسیله یک مکانیزم معمولی دیگر نیز کاهش پیدا کند که مربوط به هندسه محیط انتشار می باشد که از کاهش انرژی ویژه با افزایش سطح مقطع محیط انتشار ناشی می شود. در این نوع کاهش دامنه انرژی الاستیک محفوظ می ماند (هیچ تبدیلی به اشکال دیگر انرژی رخ نمی دهد)، لیکن این کاهش دامنه به دلیل توزیع انرژی در حجم بزرگتری از مصالح غالباً به میرایی شعاعی (میرایی هندسی) نسبت داده می شود. این موضوع باید از میرایی مصالح که در آن انرژی الاستیک واقعاً به علت مکانیزم های ویسکوز، هیستریک و غیره مستهلک می شود، باید جدا گردد. هنگامی که انرژی زلزله از یک گسل در زیر سطح زمین آزاد می شود، امواج حجمی از منبع زلزله به اطراف منتشر می شوند.

اگر زون گسیختگی یک منبع نقطه ای باشد، منبع موج کروی بوده که با تحلیل های تئوری می توان نشان داد که میرایی شعاعی موجب می شود دامنه امواج با سرعت $\frac{1}{r}$ ، شعاع انتشار موج از منبع کاهش پیدا کند [۶].

۳-۳- روش های تحلیل پاسخ زمین

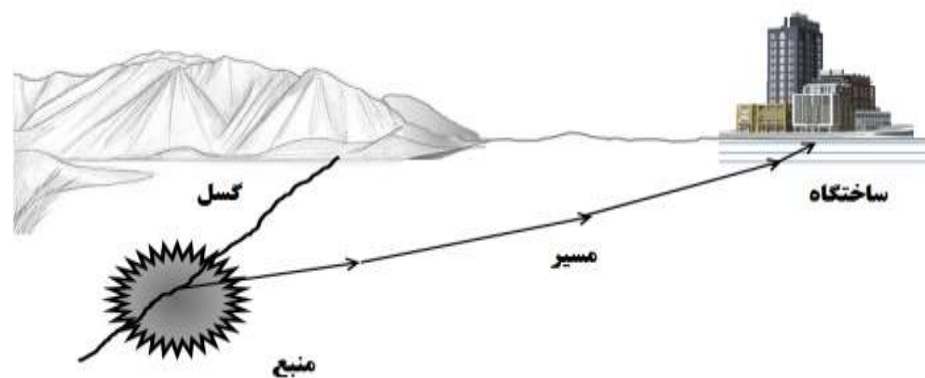
ارزیابی پاسخی زمین یکی از معمول ترین و مهم ترین مسائلی است که در ژئوتکنیک لرزه ای مطرح است. تحلیل های پاسخی زمین جهت پیش بینی حرکات سطح زمین و تدوین طیف پاسخی طرح به منظور تعیین تنش ها و کرنش های دینامیکی برای ارزیابی خطرات روانگرایی و محاسبه نیروهای ناشی از زلزله که می تواند سبب ناپایداری زمین و سازه های حائل گردد، به کار می روند.

در شرایط ایده آل در یک تحلیل کامل پاسخی زمین، مکانیزم پارگی در سرچشمه زلزله مدل می شود، نحوه انتشار تنش از میان زمین در بالای بستر سنگی در زیر یک ساختگاه بخصوص مشخص شده و چگونگی اثر لایه خاک بالای بستر سنگی بر حرکات سطح زمین مشخص می گردد. در حقیقت مکانیزم پارگی گسل به حدی پیچیده بود و طبیعت انتقال انرژی بین منبع و ساختگاه به حدی نامعین می باشد که این روند برای کاربردهای معمول مهندسی عملی نیست. در عمل روش های تجربی بر پایه خصوصیات زلزله ثبت شده جهت تدوین روابط تخمینی بکار می روند. اغلب، این روابط تخمینی به همراه تحلیل خطر زلزله برای پیش بینی خصوصیات حرکت در بستر سنگی در ساختگاه بکار می روند، بنابراین مسأله تحلیل پاسخی زمین در حقیقت به تعیین پاسخی توده خاک در برابر حرکت بستر سنگی زیر آن تبدیل خواهد شد. با وجود این حقیقت که امواج زلزله از میان ده ها کیلومتر سنگ و غالباً کمتر از ۱۰۰ متر خاک عبور می نمایند، لایه خاک نقش بسیار مهمی در تعیین خصوصیات حرکت سطح زمین ایفا می کند.

سال هاست که اثر شرایط محلی خاک بر طبیعت خرابی های زلزله شناخته شده است. از سال های ۱۹۲۰ زلزله شناسان و اخیراً مهندسين ژئوتکنیک لرزه ای جهت تدوین روش های کمی به منظور پیش بینی اثر شرایط محلی خاک بر حرکت نیرومند زمین کار می کنند. طی سال ها روش های زیادی برای تحلیل پاسخی زمین تدوین شده است. با اینکه روش های دو و سه بعدی گسترش روش های یک بعدی هستند، اما روش های تحلیل پاسخی زمین بر پایه ابعاد مسأله طبقه بندی می شوند. در این فصل معمول ترین روش های یک بعدی پاسخی زمین تشریح می شود.

۳-۴- تحلیل یک بعدی پاسخ زمین:

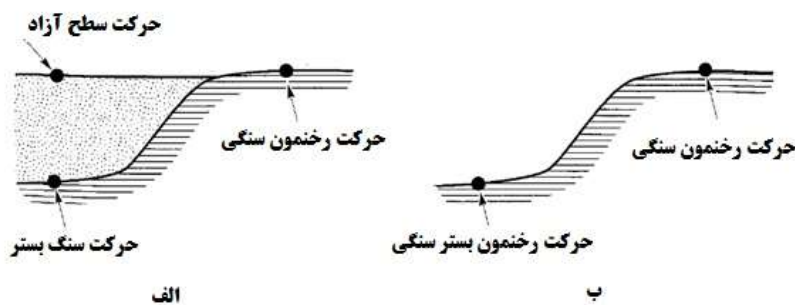
هنگامی که یک گسل در زیر سطح زمین گسیخته می‌شود، امواج حجمی از منبع به تمام جهات منتشر می‌شوند. هنگامی که این امواج به مرز بین مصالح مختلف زمین‌شناسی می‌رسند، منعکس و منکسر می‌شوند. در حالی که سرعت انتشار امواج در مصالح کم عمق‌تر عموماً کمتر از مصالح زیر آنها می‌باشد، اشعه‌های مایل که با مرز لایه افقی برخورد می‌نمایند معمولاً در جهت عمودی‌تر منعکس می‌شوند. زمانی که امواج به سطح زمین می‌رسند، انکسارهای متعدد آنها، سبب می‌شود که جهت آنها تقریباً عمود بر سطح زمین باشد (شکل ۳-۹). تحلیل یک بعدی پاسخ زمین بر پایه فرضیاتی چون افقی بودن مرز لایه‌ها و اینکه پاسخ یک توده خاک عمدتاً در اثر امواج SH که از بستر سنگی به صورت عمودی منتشر می‌شوند، استوار است. برای تحلیل یک بعدی پاسخ زمین فرض می‌شود که سطح خاک و بستر سنگی در جهت افقی تا بی‌نهایت ادامه دارند. پاسخ زمین ناشی از روش‌های مبتنی بر این فرضیه، تطابق منطقی با پاسخ اندازه‌گیری شده در حالات مختلف دارد.



شکل ۳-۹: روند انکسار که سبب انتشار امواج تقریباً عمودی نزدیک به سطح زمین می‌شوند [۶]

قبل از تشریح هر یک از مدل‌های پاسخ زمین لازم است ترم‌های متعددی که معمولاً در توصیف حرکات زمین بکار می‌روند، تعریف شوند. با توجه به شکل ۳-۱۰ (الف) حرکت در سطح یک توده

خاک به حرکت سطح آزاد^۱ مشهور است. حرکت در پایه (پایین) یک توده خاک (یا بالای بستر سنگی) «حرکت بستر سنگی^۲» خوانده می‌شود. به حرکت در مکانی که بستر سنگی در سطح زمین نمایان است «حرکت رخنمون سنگی^۳» گفته می‌شود. اگر توده خاک وجود نداشته باشد (شکل ۱۰-۳ (ب))، حرکت در بالای بستر سنگی «حرکت رخنمون بستر سنگی^۴» نامیده می‌شود.



شکل ۱۰-۳: انواع پاسخ زمین: (الف) لایه خاک موجود بر بستر سنگی؛ (ب) بستر سنگی بدون لایه خاک [۶]

۳-۴-۱- روش خطی:

روش خطی که در آن با بهره‌گیری از توابع تبدیل، پاسخ سیستم‌های با یک درجه آزادی محاسبه می‌شود. یک گروه مهم از روش‌های تحلیل پاسخ زمین نیز بر پایه توابع تبدیل بنا شده است. برای مسأله پاسخ زمین می‌توان از توابع تبدیل جهت بیان پارامترهای مختلف پاسخ، مانند جابجایی، سرعت، شتاب، تنش برشی و کرنش برشی بر حسب یک پارامتر حرکت ورودی مانند شتاب بستر سنگی استفاده کرد. چون این روش بر پایه اصل اجتماع اثر 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. مبانی ریاضی روش تابع تبدیل بر اساس عملیات اعداد مختلط می‌باشد. معمولاً تاریخچه زمانی حرکت بستر سنگی (حرکت ورودی) با استفاده از تبدیل فوریه سریع^۵

¹ Free field motion

² Bed rock motion

³ Rock outcropping motion

⁴ Bed rock outcropping motion

⁵ Fast Fourier Transfer

(FFT) به صورت سری فوریه در نظر گرفته می‌شود. سپس هر جمله از سری فوریه حرکت بستر سنگی (حرکت ورودی) در تابع تبدیل ضرب شده تا سری فوریه حرکت سطح زمینی (حرکت خروجی) به دست آید. آنگاه حرکت سطح زمین (خروجی) را می‌توان با بهره‌گیری از معکوس تبدیل فوریه سریع^۱ (IFFT) در حوزه زمان بیان نمود. بنابراین تابع تبدیل چگونگی تشدید یا میرایی هر فرکانس در حرکت بستر سنگی (حرکت ورودی) به وسیله توده خاک تعیین می‌نماید.

۳-۴-۲- ارزیابی توابع تبدیل:

ارزیابی توابع تبدیل در حقیقت کلید روش خطی می‌باشد. در بخش بعدی توابع تبدیل برای یک سری از پیچیده‌ترین شرایط ژئوتکنیک به دست می‌آیند. اگرچه ساده‌ترین این توابع به‌ندرت در مسائل واقعی بکار می‌روند. اما این توابع برخی از مهم‌ترین اثرات توده خاک بدون وارد شدن به عملیات پیچیده ریاضی را تشریح می‌نمایند. روابط پیچیده‌تر توانایی تشریح مبانی مهم‌تری از پاسخ زمین را داشته و در مسائل عملی مهندسی ژئوتکنیک لرزه‌ای متداول‌تر می‌باشند.

۳-۴-۲-۱- خاک یکنواخت بدون میرایی بر روی بستر سنگی صلب

ابتدا یک لایه یکنواخت و همگن خاک الاستیک خطی که بر روی بستر سنگی صلب قرار دارد طبق شکل ۳-۱۱، را در نظر بگیرید. حرکت هارمونیک افقی بستر سنگی سبب انتشار قائم امواج برشی در خاک می‌گردد. جابجایی افقی را می‌توان به صورت ذیل بیان نمود:

$$u(z, t) = Ae^{i(\omega t - kx)} + Be^{i(\omega t + kx)} \quad (۷۹-۳)$$

که در رابطه فوق ω فرکانس دورانی لرزه زمین، k تعداد امواج (ω/v_s) و A, B به ترتیب دامنه‌های امواجی که در امتداد $-z$ (به سمت بالا) و $+z$ (به سمت پایین) حرکت می‌کنند، می‌باشند.

در سطح آزاد ($z=0$) تنش برشی و در نتیجه کرنشی برشی باید صفر شود، که داریم:

$$\tau(0, t) = G\gamma(0, t) = G \frac{\partial u(0, t)}{\partial z} = 0 \quad (۸۰-۳)$$

^۱ Inverse Fast Fourier Transfer

با جایگزینی معادله (۳-۷۹) در معادله ۳ (۳-۸۰) و مشتق‌گیری چنین خواهیم داشت:

$$Gik(Ae^{ik(0)} - Be^{-ik(0)})e^{i\omega t} = Gik(A - B)e^{i\omega t} = 0 \quad (۳-۸۱)$$

که این رابطه در حالت $A=B$ مصداق پیدا می‌کند. پس می‌توان جابجایی را به صورت زیر بیان نمود:

$$u(z, t) = 2A \frac{e^{ikz} + e^{-ikz}}{2} e^{i\omega t} = 2\cos kz e^{i\omega t} \quad (۳-۸۲)$$

که یک موج ایستا با دامنه $2A\cos kz$ را معرفی می‌کند. موج ایستا در فصل مشترک امواج در حال حرکت به بالا و پایین به وجود آمده و نسبت به عمق شکل ثابتی دارد. معادله (۳-۸۲) را می‌توان برای تعریف تابع تبدیل که ضریب دامنه‌های جابجایی در هر دو نقطه از لایه خاک را تشریح می‌کند به کار برد. با انتخاب این دو نقطه در بالا و پایین لایه خاک، تابع تبدیل به شرح زیر خواهد بود:

$$F_1(\omega) = \frac{u_{max}(0, t)}{u_{max}(H, t)} = \frac{2Ae^{i\omega t}}{2A\cos kHe^{i\omega t}} = \frac{1}{\cos kH} = \frac{1}{\cos(\omega H/v_s)} \quad (۳-۸۳)$$

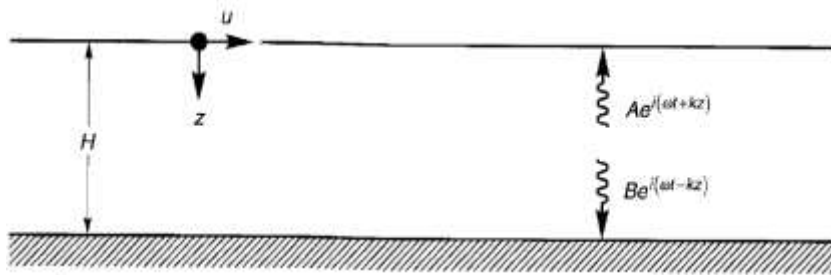
مدول تابع تبدیل، تابع تشدید ذیل است:

$$|F_1(\omega)| = \sqrt{\{\text{Re}[F_1(\omega)]\}^2 + \{\text{Im}[F_1(\omega)]\}^2} = \left| \frac{1}{\cos(\omega H/v_s)} \right| \quad (۳-۸۴)$$

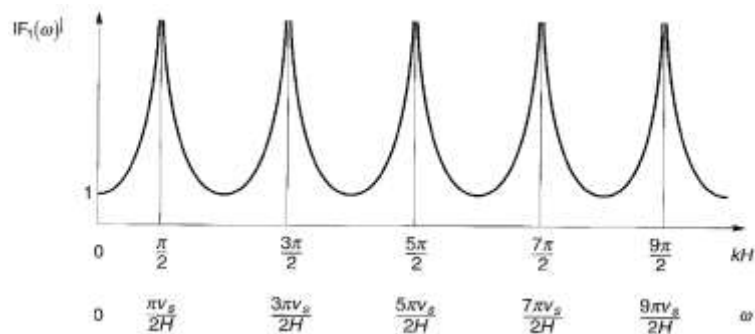
که نشان می‌دهد همیشه جابجایی سطحی حداقل برابر بزرگی جابجایی در بستر سنگی می‌باشد (زیرا مخرج کسر هرگز نمی‌تواند بزرگتر از ۱ شود) و در فرکانس‌های معین خیلی بزرگتر می‌باشد.

بنابراین $|F_1(\omega)|$ ضریب دامنه حرکت سطحی به دامنه حرکت سطحی به دامنه حرکت بستر سنگی است (یا از آنجایی که در این حالت بستر سنگی صلب است، حرکت رخنمون بستر سنگی می‌باشد). هنگامی که مقدار $\omega H/v_s$ به $\pi/2 + n\pi$ می‌رسد، مخرج معادله (۳-۸۴) صفر می‌شود که حاکی از تشدید بی‌نهایت یا وقوع پدیده «رزنانس»^۱ است (شکل ۳-۱۲). حتی این مدل بسیار ساده نشان دهنده آن است که پاسخ توده خاک شدیداً به فرکانس حرکت پایه بستگی داشته و فرکانسی که در آن تشدید نیرومند رخ می‌دهد به هندسه (ضخامت) و خصوصیات مصالح (سرعت موج S) لایه خاک وابسته است.

^۱ resonance



شکل ۳-۱۱: توده خاک الاستیک خطی با ضخامت H که در زیر آن بستر سنگی صلب قرار دارد [۶]



شکل ۳-۱۲: اثر فرکانس بر پاسخ حالت پایدار لایه الاستیک خطی بدون میرایی [۶]

۳-۴-۲-۲-۳- خاک یکنواخت با میرایی بر روی بستر سنگی صلب

بدیهی است که تشدید از نوع محدود نشده در تحلیل قبلی به صورت فیزیکی اتفاق نمی‌افتد. در تحلیل قبلی فرض بر عدم استهلاک انرژی یا عدم میرایی خاک بود. از آنجایی که میرایی در کلیه مصالح موجود است حالت واقعی تر تحلیل زمانی است که میرایی در محاسبات منظور گردد. فرض کنید خاک دارای خصوصیات برشی جامد *Kelvin-Voigt* است، معادله موج را در این حالت می‌توان به شرح ذیل نوشت:

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = G \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \eta \frac{\partial^3 u}{\partial z^2 \partial t} \quad (۳-۸۵)$$

همان‌طور که در معادله نشان داده شده جواب این معادله موج به شکل ذیل است:

$$u(z, t) = Ae^{i(\omega t - k^* x)} + Be^{i(\omega t + k^* x)} \quad (۳-۸۶)$$

که در این رابطه k^* یک عدد مختلط موج با بخش حقیقی k_1 و بخش مجازی k_2 می‌باشد. با تکرار

روابط جبری قبلی برای اعداد مختلط، تابع تبدیل برای حالت خاک میراکننده روی سنگ صلب به صورت ذیل بیان می‌شود:

$$F_2(\omega) = \frac{1}{\cos k^* H} = \frac{1}{\cos\left(\frac{\omega H}{v_s^*}\right)} \quad (87-3)$$

از آنجایی که مدول برشی مختلط و مستقل از فرکانس عبارت است از: $G^* = G(1 + i2\xi)$ ، سرعت موج برشی مختلط را می‌توان به شرح زیر برای ξ کوچک بیان نمود:

$$v_s^* = \sqrt{G^*/\rho} = \sqrt{\frac{G(1 + i2\xi)}{\rho}} \approx \sqrt{\frac{G}{\rho}}(1 + i\xi) = v_s(1 + i\xi) \quad (88-3)$$

لذا می‌توان عدد مختلط موج را برای ξ کوچک به صورت زیر نوشت:

$$k^* = \frac{\omega}{v_s^*} = \frac{\omega}{v_s(1 + i\xi)} \approx \frac{\omega}{v_s}(1 - i\xi) = k(1 - i\xi) \quad (89-3)$$

و نهایتاً تابع تبدیل عبارت است از:

$$F_2(\omega) = \frac{1}{\cos k(1 - i\xi)H} = \frac{1}{\cos\left(\frac{\omega H}{v_s}(1 + i\xi)\right)} \quad (90-3)$$

با توجه به $|\cos(x + iy)| = \sqrt{\cos^2 x + \sinh^2 y}$ ، تابع تشدید را می‌توان به صورت زیر بیان نمود:

$$|\cos(x + iy)| = \sqrt{\cos^2 x + \sinh^2 y} \quad (91-3)$$

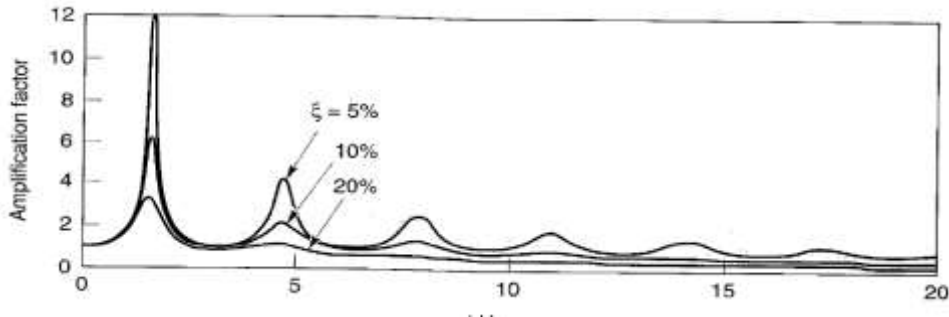
چون $\sinh^2 y \approx y^2$ می‌باشد، برای y کوچک تابع تشدید به صورت ذیل است:

$$|F_2(\omega)| = \frac{1}{\sqrt{\cos^2 kH + (\xi kH)^2}} = \frac{1}{\sqrt{\cos^2\left(\frac{\omega H}{v_s}\right) + \left[\xi\left(\frac{\omega H}{v_s}\right)\right]^2}} \quad (92-3)$$

برای ضرایب میرایی کوچک، معادله (92-3) نشان دهنده آن است که تشدید ناشی از خاک میراکننده نیز با فرکانس تغییر می‌کند. تشدید زمانی که $kH \approx \frac{\pi}{2} + n\pi$ می‌شود به یک مقدار محلی ماکزیمم می‌رسد اما هرگز بی‌نهایت نمی‌شود زیرا (برای $\xi > 0$) مخرج همیشه بزرگتر از صفر است.

فرکانس‌های متناظر با ماکزیمم محلی، فرکانس‌های طبیعی توده خاک می‌باشند. تغییرات ضریب تشدید با فرکانس برای سطوح مختلف میرایی در شکل ۳-۱۳ نشان داده شده است. این ضریب میرایی نیز برابر با نسبت دامنه حرکت سطح آزاد به دامنه حرکت بستر سنگی (رخمون سنگی)

می باشد. مقایسه اشکال (شکل ۳-۱۲) و (شکل ۳-۱۳) نشان می دهد که اثر میرایی بر پاسخ در فرکانس های بالا بیشتر از اثر آن بر پاسخ در فرکانس های پایین است.



شکل ۳-۱۳: اثر فرکانس بر پاسخ حالت پایدار لایه الاستیک خطی میرا کننده [۶]

n امین فرکانس طبیعی توده خاک به شرح ذیل است:

$$\omega_n \approx \frac{v_s}{H} \left(\frac{\pi}{2} + n\pi \right) \quad n = 1, 2, 3, \dots, \infty \quad (۹۳-۳)$$

از آنجایی که ضریب تشدید ماکزیمم با افزایش فرکانس طبیعی کاهش می یابد، بزرگترین ضریب تشدید در پایین ترین فرکانس طبیعی که به آن فرکانس اساسی نیز گفته شده و به شرح ذیل می باشد، رخ می دهد.

$$\omega_0 = \frac{\pi v_s}{2H} \quad (۹۴-۳)$$

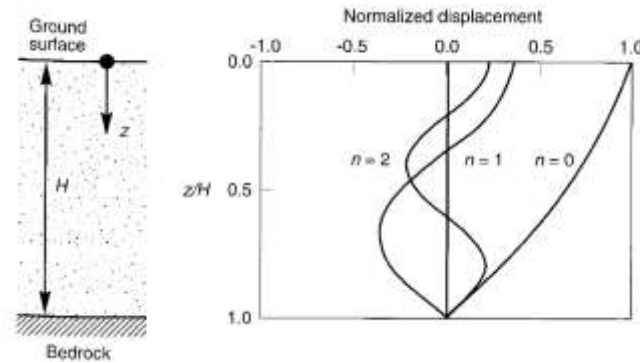
پریود ارتعاش متناظر با فرکانس اساسی را پریود مشخصه ساختگاه می گویند که عبارت است از:

$$T_0 = \frac{2\pi}{2\omega_0} = \frac{4H}{v_s} \quad (۹۵-۳)$$

پریود مشخصه ساختگاه که تنها به ضخامت خاک و سرعت موج برشی در خاک بستگی دارد شاخص بسیار مفید برای پریودی از ارتعاش است که شدیدترین تشدید در آن پریود اتفاق می افتد.

در هر فرکانس طبیعی، یک موج ایستا در خاک منتشر می شود. اشکال تغییر شکل یافته نرمالیزه شده یا شکل مودها برای سه فرکانس طبیعی اول در شکل ۳-۱۴ نشان داده شده است. شایان توجه است که جابجایی خاک در مود اساسی و نه مودهای بالاتر، برای تمام اعماق هم فاز می باشد. برای فرکانس های بالای فرکانس اساسی، بخشی از خاک ممکن است به یک سمت حرکت کند در حالی که

بخش دیگر به سمت مقابل جابجا می‌شود. این پدیده بایستی در ارزیابی نیروی اینرسی در جرم‌های خاک که لازمه تحلیل پایداری در زلزله است در نظر گرفته شود.



شکل ۳-۱۴: الگوهای تغییر مکان امواج ایستا در فرکانس‌های اساسی ($n=0$)، دوم ($n=1$) و سوم ($n=3$) برای لایه خاکی با $\xi=5\%$. جابجایی‌ها برای تغییر مکان ماکزیمم در فرکانس اساسی نرمالیزه شده‌اند [۶].

۳-۴-۲-۳- خاک میرا کننده و یکنواخت روی سنگ ارتجاعی

در دو بخش قبلی ضرایب تشدید برای لایه‌های خاک واقع بر بستر سنگی صلب تعیین گردیدند. اگر بستر سنگی صلب باشد، حرکت لایه خاک فوقانی بر حرکت آن بی‌تأثیر خواهد بود و این بستر همانند یک مرز گیردار عمل می‌کند.

هر موجی که در خاک به سمت پایین حرکت می‌کند در اثر این لایه صلب به طور کامل به سمت سطح زمین منعکس می‌شود و تمام انرژی الاستیک موج لایه در خاک حبس می‌شود. اگر بستر سنگی الاستیک باشد، تنها بخشی از امواج تنش که به سمت پایین حرکت نموده و به مرز خاک و سنگ می‌رسند منعکس می‌شود و بخش دیگر انرژی به لایه سنگی منتقل شده و سبب ایجاد امواجی که در لایه سنگی به سمت پایین حرکت خواهند کرد می‌شوند. اگر سنگ تا اعماق زیاد گسترده باشد (به اندازه‌ای عمیق که امواج منعکس شده از مرز مصالح عمیق‌تر، زمان کافی یا دامنه کافی جهت اثر گذاشتن بر پاسخ توده خاک نداشته باشند) انرژی الاستیک امواج به طور مؤثری از لایه سنگی خارج می‌شوند. این حالت یک شکلی از میرایی شعاعی می‌باشد و سبب می‌شود که دامنه حرکت سطحی کوچکتر از زمانی گردد که بستر سنگی صلب است.

حالتی را در نظر بگیرید که لایه خاک بر روی سنگ الاستیک نیمه فضا شکل ۳-۱۵ قرار گرفته باشد. با در نظر گرفتن اندیس‌های s و r به ترتیب برای خاک و سنگ، جابجایی ناشی از انتشار قائم امواج K در هر مصالح را می‌توان به شرح ذیل نوشت:

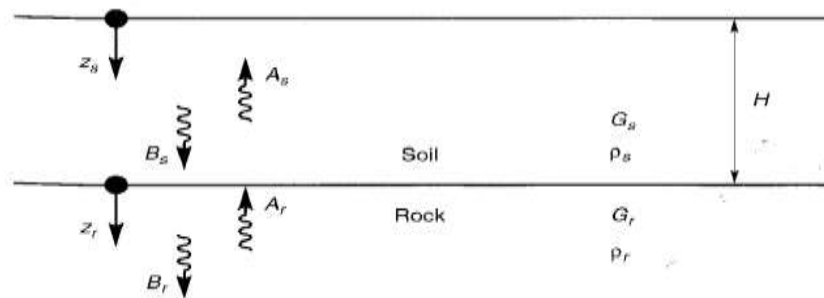
$$u_s(z_s, t) = A_s e^{i(\omega t + k_s^* z_s)} + B_s e^{i(\omega t - k_s^* z_s)} \quad (۹۶-۳)$$

$$u_r(z_r, t) = A_r e^{i(\omega t + k_r^* z_r)} + B_r e^{i(\omega t - k_r^* z_r)} \quad (۹۷-۳)$$

همانند قبل برای سطح آزاد بایستی $A_s = B_s$ و برای سازگاری جابجایی‌ها و پیوستگی تنش در مرز خاک و سنگ لازم است:

$$u_s(z_s = H) = u_r(z_r = 0) \quad (۹۸-۳)$$

$$\tau_s(z_s = H) = \tau_r(z_r = 0) \quad (۹۹-۳)$$



شکل ۳-۱۵: مشخصات برای حالت یک لایه خاک بر روی بستر نیم فضا سنگ الاستیک [۶]

با جایگزینی معادله (۹۶-۳) و معادله (۹۷-۳) در معادله (۹۸-۳) داریم:

$$A_s (e^{ik_s^* H} + e^{-ik_s^* H}) = A_r + B_r \quad (۱۰۰-۳)$$

از معادله (۹۹-۳) و تعریف تنش برشی $(\tau_r = G \partial u / \partial z)$:

$$A_s i G_s k_s^* (e^{ik_s^* H} - e^{-ik_s^* H}) = i G_r k_r^* (A_r - B_r) \quad (۱۰۱-۳)$$

یا

$$\frac{G_s k_s^*}{G_r k_r^*} A_s (e^{ik_s^* H} - e^{-ik_s^* H}) = A_r - B_r \quad (۱۰۲-۳)$$

در ضریب

$$\frac{G_s k_s^*}{G_r k_r^*} = \frac{\rho_s v_{ss}^*}{\rho_r v_{sr}^*} = \alpha_z^* \quad (۱۰۳-۳)$$

v_{sr}^* , v_{ss}^* به ترتیب سرعت موج برشی (عدد مختلط) خاک و سنگ می‌باشند و α_z^* ضریب امپدانس

مختلط می‌باشد. با حل معادله (۳-۱۰۰) و معادله (۳-۱۰۲) به صورت هم‌زمان چنین خواهیم داشت:

$$A_r = \frac{1}{2} A_s [(1 + \alpha_z^*) e^{ik_s^* H} + (1 - \alpha_z^*) e^{-ik_s^* H}] \quad (۳-۱۰۴)$$

$$B_r = \frac{1}{2} A_s [(1 - \alpha_z^*) e^{ik_s^* H} + (1 + \alpha_z^*) e^{-ik_s^* H}] \quad (۳-۱۰۵)$$

فرض کنید یک موج برشی که در جهت قائم منتشر شده و دامنه آن A می‌باشد به سمت بالا در سنگ منتشر گردد. اگر لایه خاک وجود نداشته باشد اثر سطح آزاد در سطح بستر سنگی یک حرکت رخنمون بستر سنگی با دامنه $2A$ ایجاد می‌نماید. با وجود لایه خاک حرکت سطح آزاد دارای دامنه ذیل است:

$$2A_s = \frac{4A}{(1 + \alpha_z^*) e^{ik_s^* H} + (1 - \alpha_z^*) e^{-ik_s^* H}} \quad (۳-۱۰۶)$$

با تعریف تابع تبدیل F_3 به صورت ضریب دامنه سطح خاک به دامنه سطح سنگ داریم:

$$F_3(\omega) = \frac{2}{(1 + \alpha_z^*) e^{ik_s^* H} + (1 - \alpha_z^*) e^{-ik_s^* H}} \quad (۳-۱۰۷)$$

که با بهره‌گیری از قانون اویلر می‌توان نوشت:

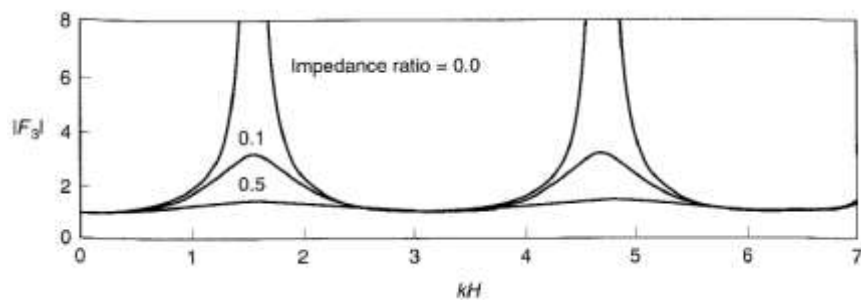
$$F_3(\omega) = \frac{2}{\cos k_s^* H + i \alpha_z^* \sin k_s^* H} = \frac{2}{\cos(\omega H / v_{ss}^*) + i \alpha_z^* \sin(\omega H / v_{ss}^*)} \quad (۳-۱۰۸)$$

هنگامی که میرایی خاک وجود دارد نمی‌توان مدول $F_3(\omega)$ را به صورت فشرده بیان نمود. به هر حال جهت تشریح تأثیر مهم الاستیسیته بستر سنگی، ضریب تشدید برای خاک بدون میرایی را می‌توان به شرح ذیل بیان نمود:

$$|F_3(\omega, \xi = 0)| = \frac{2}{\sqrt{\cos^2 k_s H + \alpha_z^2 \sin^2 k_s H}} \quad (۳-۱۰۹)$$

قابل ذکر است که در این شرایط رزنانس نمی‌تواند اتفاق افتد (مخرج همواره بزرگتر از صفر است حتی هنگامی که خاک فاقد میرایی باشد). همان‌گونه که با ضریب امپدانس منعکس شده، اثر سختی بستر سنگی بر رفتار تشدید در شکل ۳-۱۶ تشریح شده است. تشابه بین اثرات میرایی خاک و الاستیسیته بستر سنگی از مقایسه اشکال منحنی ضریب تشدید در (شکل ۳-۱۶) و (شکل ۳-۱۳) قابل توجه

است. الاستیسیته سنگ همان اثری را بر تشدید دارد که ضریب میرایی خاک دارد، یعنی در هر دو از صفر شدن مخرج جلوگیری می‌نماید. این اثر میرایی شعاعی از اهمیت عملی ویژه‌ای برخوردار است به خصوص در ایالات متحده شرقی در جایی که بستر سنگی سخت‌تر از مشابه خود در ایالات غربی می‌باشد. بستر سنگی سخت‌تر به معنای آن است که امکان وقوع تشدید بزرگتر در شرق بیشتر می‌باشد. لذا کاربرد معیارهای طراحی که در غرب تدوین شده در صورت طراحی در شرق در جهت خلاف اطمینان خواهد بود.



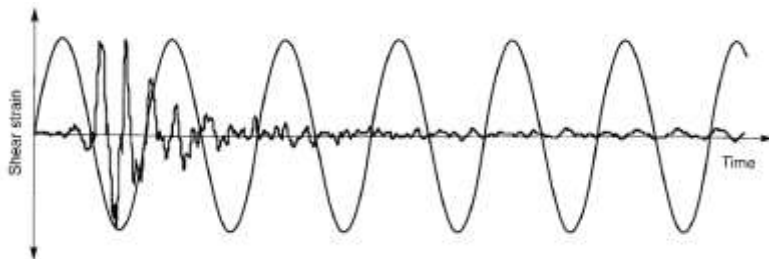
شکل ۳-۱۶: اثر ضریب امپدانس بر ضریب تشدید خاک در حالت فاقد میرایی [۶]

۳-۴-۳ - روش خطی معادل برای تعیین پاسخ غیر خطی

از آنجایی که رفتار غیرخطی خاک به خوبی شناخته شده است، لذا جهت تعیین پاسخ منطقی زمین در مسائل عملی روش خطی باید اصلاح گردد. رفتار واقعی غیرخطی هیسترتیک تنش-کرنش خاک‌های بارگذاری شده به صورت سیکلی را می‌توان با در نظر گرفتن خواص معادل خطی خاک تعیین نمود. مدول برشی معادل خطی، عموماً به صورت مدول برشی سکانت و ضریب میرایی معادل خطی، به صورت ضریب میرایی که اتلاف انرژی یکسانی با آنچه که منحنی هیستریزس متعلق به یک سیکل واقعی ایجاد می‌نماید، در نظر گرفته می‌شوند.

از آنجایی که روش خطی مستلزم G ، ξ ثابت برای هر لایه خاک می‌باشد در این روش بایستی مقادیر پارامترهای فوق را متناسب با تراز کرنش تولید شده در هر لایه تعیین نمود. جهت هدایت این مسئله

لازم است یک تعریف دقیق از تراز کرنش به عمل آید. آزمون‌های آزمایشگاهی که از آن‌ها منحنی‌های کاهش مدول و ضریب میرایی به دست آمده است، از بارگذاری هارمونیک ساده استفاده نموده و تراز کرنش را بر اساس دامنه کرنشی برشی ماکزیمم مشخص کرده‌اند. به هر حال، تاریخچه زمانی کرنش برشی برای یک حرکت نمونه زلزله با یک دامنه ماکزیمم که تنها در اثر تعداد کمی نوسانات غیرعادی ثبت شده باشد خیلی غیرمتعارف می‌باشد. شکل ۳-۱۷، هم تاریخچه زمانی هارمونیک (همانند یک نمونه آزمایشگاهی) و هم تاریخچه زمانی گذرا (مانند یک زلزله واقعی) را که کرنش برشی ماکزیمم سیکلی یکسان دارند نشان می‌دهد. گرچه مقادیر کرنش ماکزیمم هر دو حرکت یکی می‌باشد، لیکن بدیهی است که رکورد هارمونیک مبین شرایط بارگذاری شدیدتری نسبت به رکورد گذرا می‌باشد. در نتیجه، معمول این خواهد بود که رکورد گذرا را بر حسب «کرنش برشی مؤثر» که به صورت تجربی مقداری بین ۵۰ تا ۷۵ درصد کرنش برشی ماکزیمم توصیه شده، در نظر می‌گیرند. پاسخ محاسبه شده خصوصاً به این درصد حساس نیست اما به هر حال کرنش برشی مؤثر اغلب ۶۵ درصد کرنش ماکزیمم در نظر گرفته می‌شود.



شکل ۳-۱۷: دو تاریخچه زمانی کرنش برشی با کرنش‌های برشی ماکزیمم معادل آنها. برای حرکت‌گذاری یک زلزله واقعی کرنش برشی مؤثر معمولاً ۶۵ درصد کرنش ماکزیمم در نظر گرفته می‌شود. [۶]

از آنجایی که تراز کرنش محاسبه شده به مقادیر خواص خطی معادل بستگی دارد، به منظور اطمینان از اینکه خواص استفاده شده در تحلیل، با تراز کرنش محاسبه شده سازگاری دارد، کاربرد یک روند تکراری ضروری است.

بر اساس شکل ۳-۱۸، روند تکراری به صورت ذیل می باشد:

۱- تخمین اولیه G و ξ برای هر لایه. مقادیر اولیه تخمین زده شده متناظر با همان تراز کرنش

می باشند، غالباً برای تخمین اولیه ترازهای پایین کرنش انتخاب می شوند.

۲- مقادیر G و ξ تخمین زده شده برای محاسبه پاسخ زمین شامل تاریخچه زمانی کرنش برشی

برای هر لایه بکار می روند.

۳- کرنش برشی مؤثر در هر لایه از کرنش برشی ماکزیمم در تاریخچه زمانی کرنشی برشی به دست

می آید. برای لایه j :

$$\gamma_{\text{eff } j}^{(i)} = R_{\gamma} \gamma_{\text{max } j}^{(i)} \quad (110-3)$$

که در این رابطه زیرنویس ها به شماره تکرار باز می گردند و R_{γ} نسبت کرنش برشی مؤثر به

کرنش برشی ماکزیمم می باشد. R_{γ} به بزرگای زلزله بستگی داشته و از رابطه ذیل محاسبه

می شود.

$$R_{\gamma} = \frac{M - 1}{10} \quad (111-3)$$

۴- از این کرنش برشی مؤثر، مقادیر خطی معادل جدید، G^{i+1} ، ξ^{i+1} جهت تکرار بعدی انتخاب

می شوند.

۵- گام های ۲ تا ۴ تا زمانی که اختلاف میان مقادیر محاسبه شده مدول برشی و ضریب میرایی در

دو تکرار متوالی کمتر از مقدار معینی در کلیه لایه ها شوند، تکرار می گردد. اگر چه همگرایی

مطلق تضمین نمی شود اما معمولاً پس از سه تا پنج بار تکرار اختلاف کمتر از ۵ الی ۱۰ درصد

خواهد شد [۳۵].

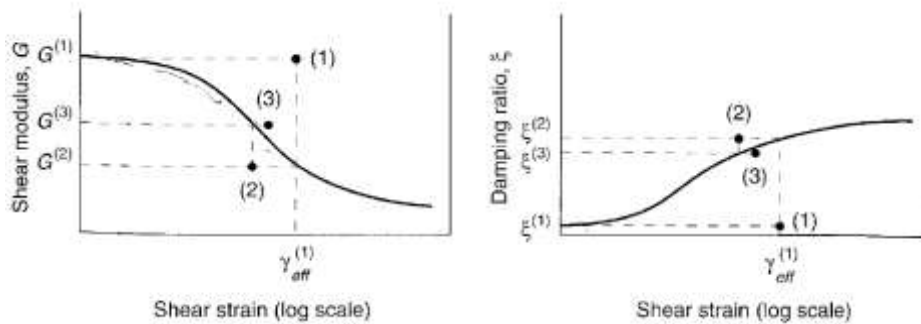
اگرچه روش تکرار در جهت حصول خصوصیات سازگار با کرنش خاک روش مبتنی بر رفتار غیرخطی

خاک می باشد، اما یادآوری این نکته مهم است که روش های پاسخ پیچیده خاک هنوز مبتنی بر

تحلیل خطی می باشند. خصوصیات سازگار با کرنش خاک در طول مدت زلزله ثابت می باشند بدون

توجه به اینکه کرنش ها در یک زمان بخصوص بزرگ یا کوچک خواهند بود. این روش قابلیت ارائه

تغییرات سختی خاک که واقعاً حین زلزله اتفاق می‌افتد را دارا نیست. روش خطی معادل تحلیل پاسخ یک بعدی زمین در ساختگاه‌های لایه‌ای به صورت یک نرم افزار معتبر به نام *SHAKE* تهیه شده است.



شکل ۳-۱۸: آزمون و خطا جهت مدول برشی و ضریب میرایی سازگار با کرنش در تحلیل خطی معادل با بهره‌گیری از تخمین اولیه $G(I)$ و $\xi(I)$ تحلیل خطی معادل، کرنش برشی مؤثر $\gamma_{eff}^{(1)}$ را محاسبه می‌کند. از آنجایی که این کرنش بزرگتر از مقادیر متناظر $G(I)$ و $\xi(I)$ است لذا یک تکرار لازم است. در آزمون بعدی از پارامترهای $G(2)$ و $\xi(2)$ که با $\gamma_{eff}^{(1)}$ سازگار می‌باشند استفاده می‌شود. تحلیل خطی معادل، تکرار شده و پارامترها تا به دست آوردن مقادیر G و ξ سازگار با کرنش محاسبه و کنترل می‌شوند [۶]

۳-۴-۴- روش غیر خطی:

اگر چه روش خطی معادل در محاسبات متداول بوده و برای بسیاری از مسائل نتایج منطقی ارائه می‌دهد اما همچنان یک روش تقریبی برای رفتار غیرخطی پاسخ لرزه‌ای زمین است. روش دیگر، تحلیل پاسخ غیرخطی واقعی توده خاک با بهره‌گیری از انتگراسیون مستقیم عددی در حوزه زمان می‌باشد. با انتگرال‌گیری از معادله حرکت در گام‌های کوتاه زمان، هر مدل تنش-کرنش خطی یا غیرخطی را می‌توان حل نمود. در ابتدای هر گام زمانی به رابطه تنش کرنش رجوع شده تا خصوصیات مناسب خاک که بایستی در آن گام زمان به کار روند مشخص گردد. با این روش یک رابطه‌ی تنش-کرنش غیرخطی غیرالاستیک را می‌توان در یک مجموعه گام‌های رشد کوچک خطی بکار برد.

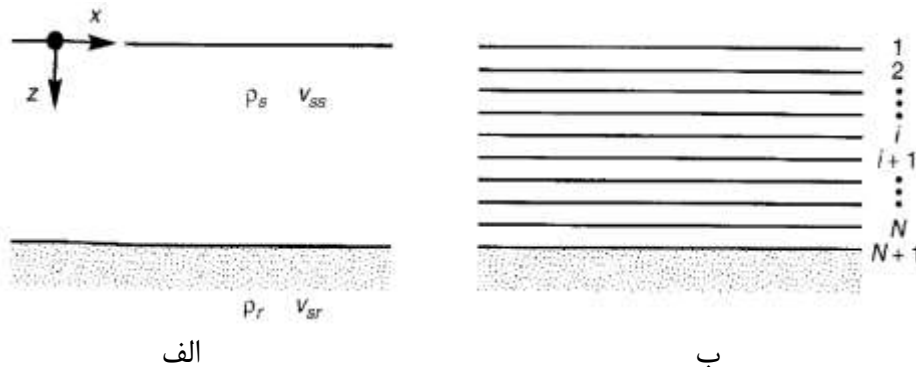
روش‌های بسیاری را می‌توان جهت انتگرال‌گیری از معادله حرکت به کار برد. در این میان روش تفاضل‌های محدود که به سادگی قابل تشریح است، که به صورت زیر ارائه می‌شود.

توده خاکی که از اطراف نامحدود می‌باشد و در شکل ۳-۱۹ (الف) نشان داده شده است، را در نظر بگیرید، اگر لایه خاک در معرض حرکت افقی در تراز سنگ بستر باشد پاسخ معادله حرکت به شرح ذیل بیان می‌شود:

$$\frac{\partial \tau}{\partial z} = \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \rho \frac{\partial \dot{u}}{\partial t} \quad (۱۱۲-۳)$$

جهت معرفی روش تفاضل‌های محدود صریح، تابع $f(x)$ که در شکل ۳-۲۰ نشان داده شده است را در نظر بگیرید. مشتق اول $f(x)$ در $x = \tilde{x}$ عبارت است از:

$$\frac{df(\tilde{x})}{dx} = \lim_{\Delta x \rightarrow 0} \frac{f(\tilde{x} + \Delta x) - f(\tilde{x})}{\Delta x} \quad (۱۱۳-۳)$$



شکل ۳-۱۹: (الف) علائم و مشخصات برای توده خاک یکنواخت که از نظر جانبی نامحدود بوده و روی بستر سنگی قرار دارد؛ (ب) تقسیم لایه به N قسمت (زیر لایه) [۶]

جهت یک تخمین منطقی از مشتق اول می‌توان مقدار حد را با جایگذاری یک مقدار محدود Δx به دست آورد. در این حالت به معادله (۳-۱۱۳) تفاضل‌های پیشرو گفته شده که عبارت از $df(\tilde{x})/f(x)$ می‌باشد. شکل ۳-۲۰ نشان می‌دهد که تفاضل‌های پیشرو واقعاً یک تخمین بهتری از مشتق در $x = \tilde{x} + \frac{\Delta x}{2}$ تا در $x = \tilde{x}$ می‌دهد.

با تقسیم لایه خاک به N لایه به ضخامت Δz (شکل ۳-۱۹ ب) و تقسیم زمان به فواصل زمانی کوتاه Δt ، از $u_{i,t} = u(z = i\Delta z, t)$ می‌توان برای نوشتن تخمین تفاضل محدود به صورت مشتق‌های ذیل بهره گرفت:

$$\frac{\partial \tau}{\partial z} \approx \frac{\tau_{i+1,t} - \tau_{i,t}}{\Delta z} \quad (۱۱۴-۳)$$

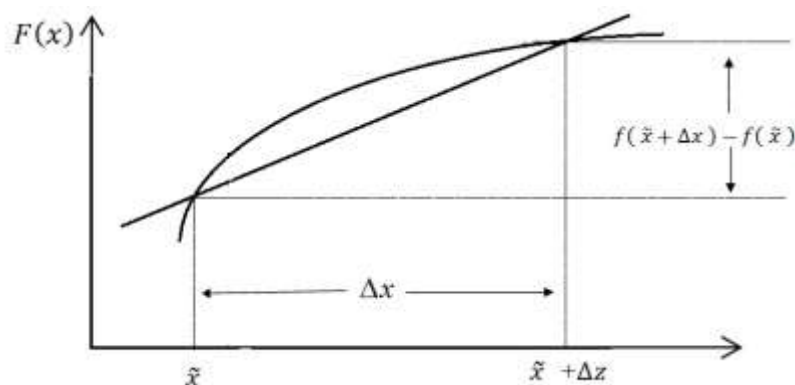
$$\frac{\partial \dot{u}}{\partial t} \approx \frac{\dot{u}_{i+1,t} - \dot{u}_{i,t}}{\Delta t} \quad (۱۱۵-۳)$$

از جایگذاری معادله (۳-۱۱۴) و معادله (۳-۱۱۵) در معادله حرکت، معادله دیفرانسیلی که توسط معادله تفاضل‌های محدود صریح، تخمین زده می‌شود عبارت است از:

$$\frac{\tau_{i+1,t} - \tau_{i,t}}{\Delta z} = \rho \frac{\dot{u}_{i+1,t} - \dot{u}_{i,t}}{\Delta t} \quad (۱۱۶-۳)$$

که حل آن برای $\dot{u}_{i,t+\Delta t}$ چنین می‌دهد:

$$\dot{u}_{i,t+\Delta t} = \dot{u}_{i,t} + \frac{\Delta t}{\rho \Delta z} (\tau_{i+1,t} - \tau_{i,t}) \quad (۱۱۷-۳)$$



شکل ۳-۲۰: مقدار تفاضل‌های پیشرو $f(\bar{x})$ به وسیله شیب خطی که از نقاط $x = \bar{x}$ و $x = \bar{x} + \Delta x$ تابع می‌گذرد قابل تعیین است، این مقدار در حالتی که $\Delta x \rightarrow 0$ دقیق می‌باشد [۶].

معادله (۳-۱۱۷) به سادگی نشان می‌دهد که چگونه شرایط در زمان t را می‌توان جهت تعیین شرایط در زمان $t + \Delta t$ استفاده کرد. با استفاده از معادله (۳-۱۱۷) برای تمام i ها پروفیل سرعت را می‌توان در زمان $t + \Delta t$ استفاده کرد.

با بهره‌گیری از سرعت‌های محاسبه شده در پایان هر گام زمان به عنوان سرعت‌های اولیه، گام زمان بعدی و استفاده مکرر از معادله (۳-۱۱۷)، امکان انتگرال‌گیری از معادله حرکت در یک سری گام زمانی کوتاه فراهم می‌شود.

مشابه هر انتگرال‌گیری دیگر، شرایط مرزی بایستی ارضا گردند. چون سطح زمین یک سطح آزاد است یعنی $\tau_1 = 0$ بنابراین:

$$\dot{u}_{1,t+\Delta t} = \dot{u}_{1,t} + \frac{\Delta t}{\rho \Delta z} \tau_{2,t} \quad (3-118)$$

شرایط مرزی در پائین توده خاک به طبیعت بستر سنگی بستگی دارد. اگر بستر سنگی صلب باشد، سرعت اجزاء آن $\dot{u}_b(t) = \dot{u}_{N+1,t}$ را می‌توان مستقیماً مشابه حرکت ورودی تعیین نمود. اگر بستر الاستیک باشد لازمه پیوستگی‌ها این است که تنش برشی در زیر لایه خاک $\tau_{N+1,t}$ برابر تنش برشی در بالای لایه سنگ یعنی $\tau_{r,t}$ باشد. بنابراین:

$$\dot{u}_{N+1,t+\Delta t} = \dot{u}_{N+1,t} + \frac{\Delta t}{\rho \Delta z} (\tau_{r,t} - \tau_{N,t}) \quad (3-119)$$

اگر یک موج برخوردی که در جهت بالا در سنگی حرکت می‌کند در مرز خاک سنگ دارای سرعت ذرات برابر $\dot{u}_r(t)$ باشد، تنش برشی در مرز تقریباً برابر است با:

$$\tau_{r,t} \approx \rho_r v_{sr} (2\dot{u}_r(t + \Delta t) - \dot{u}_{N+1,t+\Delta t}) \quad (3-120)$$

با جایگزینی معادله‌ی (۳-۱۲۰) در (۳-۱۱۹) و حل برای $\dot{u}_{N+1,t+\Delta t}$ چنین خواهیم داشت:

$$\dot{u}_{N+1,t+\Delta t} = \frac{\dot{u}_{N+1,t} + \frac{\Delta t}{\rho \Delta z} [2\rho_r v_{sr} \dot{u}_r(t + \Delta t) - \tau_{N,t}]}{1 + \left(\frac{\Delta t}{\rho \Delta z}\right) \rho_r v_{sr}} \quad (3-121)$$

بلافاصله پس از تعیین شرایط مرزی محاسبات انتگرال‌گیری از پایین ($i=N+1$) تا بالای ($i=1$) توده خاک در هر گام زمانی و گام به گام ادامه می‌یابد. اما محاسبات سرعت در پایان هر گام زمان نیاز به اطلاعات تنش برشی در آن گام زمانی دارد.

اگر توده خاک بدواً در حال سکون باشد آنگاه برای کلیه i ها داریم $\dot{u}_{i,t=0}$ و $\tau_{i,t} = 0$ هنگامی که حرکت ورودی به شکل $\dot{u}_b(t)$ (بستر سنگی صلب) یا $\dot{u}_r(t)$ (بستر الاستیک) قسمتی از سرعت را به

قاعده توده خاک مربوط نماید، \dot{u}_{N+1} مقدار غیرصفری خواهد داشت. در گام‌های زمانی بعدی $\dot{u}_{N-2}, \dot{u}_{N-1}, \dot{u}_N, \dots$ همچنان که توده خاک در پاسخ به حرکت ورودی دچار جابجایی خواهد شد، همگی مقادیر غیرصفری خواهند داشت. جابجایی اضافه شده در هر گام زمانی چنین خواهد بود:

$$\Delta \dot{u}_{i,t} = \dot{u}_{i,t} \Delta t \quad (3-122)$$

از جمع جابجایی‌های اضافه شده جابجایی کل $u_{i,t}$ در ابتدای هر گام زمانی تعیین می‌شود. کرنش برشی در هر زیر لایه عبارت است از:

$$\gamma_{i,t} = \frac{\partial u_{i,t}}{\partial z} \approx \frac{u_{i+1,t} - u_{i,t}}{\Delta z} \quad (3-123)$$

اگر فرض شود که خاک الاستیک خطی است تنش برشی تنها به کرنش برشی موجود بستگی دارد (یعنی $\tau_{i,t} = G_i \gamma_{i,t}$). اگر خاک غیرخطی و غیر الاستیک باشد به هر حال تنش برشی به کرنش برشی موجود و تاریخچه تنش-کرنش بستگی خواهد داشت. در چنین حالاتی کرنش برشی محاسبه شده، $\gamma_{i,t}$ و از رابطه تنش-کرنش سیکلی (یا مدول رفتاری پیشرفته) جهت تعیین تنش برشی متناظر، $\tau_{i,t}$ استفاده می‌شود. در اینصورت روند انتگرال‌گیری را می‌توان به شرح ذیل خلاصه نمود:

۱- در ابتدای هر گام زمان سرعت ذرات، $\dot{u}_{i,t}$ ، جابجایی کل، $u_{i,t}$ در مرز هر لایه مشخص می‌باشد.

۲- پروفیل جابجایی ذرات جهت محاسبه کرنش برشی $\gamma_{i,t}$ در هر لایه بکار می‌رود.

۳- رابطه تنش-کرنش برای محاسبه تنش برشی $\tau_{i,t}$ در هر لایه بکار می‌رود. منحنی تنش کرنش ممکن است خطی یا غیرخطی باشد. اگر فرض بر رفتار غیرخطی و غیرالاستیک خاک باشد، معکوس‌های تنش در هر لایه محاسبه و کنترل می‌شوند.

۴- حرکت ورودی جهت محاسبه حرکت قاعده لایه خاک در زمان $t + \Delta t$ به کار گرفته می‌شود.

۵- حرکت در مرز لایه در زمان $t + \Delta t$ محاسبه شده و برای پایین تا بالای کل لایه انتگرال‌گیری می‌شود. سپس این روند از گام ۱ جهت تعیین پاسخ در گام زمانی بعد تکرار می‌شود.

از آنجایی که سرعت‌های ذرات در زمان‌هایی محاسبه می‌شوند که یک نیم گام زمانی با زمان مربوط به بهترین تخمین تنش برشی تفاوت دارند، در روش صریح اگر گام زمانی خیلی بزرگ باشد ممکن

است از نظر عددی ناپایدار گردد (یعنی اگر $\frac{\Delta t}{v_{ss}} > \Delta t$) با بهره‌گیری از خصوصیات مختلف روش تفاضل‌ها می‌توان یک فرمول تفاضل محدود ضمنی جهت جلوگیری از ایجاد محدودیت در مسأله پایداری تدوین نمود، در این صورت می‌توان از گام‌های زمان طولانی‌تر نیز استفاده کرد. اما فرمول ضمنی در هر گام زمانی به حل $N+1$ معادله همزمان منجر می‌شود (که خود به زمان زیادی برای مقادیر بزرگ N نیاز دارد). به‌هرحال پیش‌بینی اینکه محاسبات سریع روش صریح در تعداد زیادی گام زمانی یا محاسبات طولانی‌تر ضمنی در گام‌های زمانی کمتر، کدام مناسب‌تر و از راندمان بالاتری برخوردار است اغلب بسیار مشکل است. غالباً در برنامه‌های کامپیوتری موجود برای تحلیل پاسخ غیرخطی زمین از فرمول‌های صریح استفاده می‌شود.

فصل چهارم

**معرفی و ملاحظات مدلسازی و
صحت سنجی نرم افزار**

۴-۱- مقدمه:

پارامترهای مربوط به تابع تشدید خاک شامل مشخصات دینامیکی و ضخامت خاک می باشد که توسط این دو مشخصه، پیرو دینامیکی اصلی دینامیکی خاک محاسبه گردیده و بررسی های لازم در حوزه فرکانس با توجه به محتوای فرکانسی زلزله های ورودی که نقش مهمی در پاسخ لرزه ای لایه خاک دارد صورت می پذیرد.

جهت بررسی توابع تشدید، ابتدا مدل های خاکی در حالت میدان آزاد مورد آنالیز قرار داده و سپس ساختمان های مورد نظر را روی همین مدل های خاکی قرار داده و سپس این مدل های خاک-سازه را مورد آنالیز دینامیکی قرار می دهیم. از این تحلیل ها می توان توزیع مقادیر دامنه فوریه، توابع تبدیل، طیف پاسخ و شتاب ماکزیمم را در زیر سازه و در نقاط مختلف عمق خاک نسبت به سنگ بستر به دست آورد. پس از استخراج نتایج مربوط به حرکت سطح زمین، توابع تبدیل از تقسیم این حرکت به حرکت ورودی در حوزه فرکانس بدست خواهد آمد.

در این بخش به معرفی کامل مشخصات لایه های خاکی، رکوردهای زلزله، سازه های مدل شده، نرم افزار مورد استفاده، و نحوه کنترل نتایج آنالیز، اشاره خواهد شد.

۴-۲- معرفی لایه های خاکی:

مدل های خاکی، دو بعدی و همگن فرض شده و دارای عرض ۴۰۰ متر و عمق های ۲۰ و ۴۰ متر به نمایندگی از خاک های کم عمق و خاک های عمیق می باشد. طبقه بندی جنس ساختگاه بر اساس استاندارد ۲۸۰۰، برای زمین های نوع ۲، ۳ و ۴ می باشد [۵]. مشخصات چهار نوع خاک مورد استفاده در جدول ۴-۱ آمده است. خاک AS معرف ماسه آبرفتی، خاک DS معرف ماسه متراکم، خاک NC معرف رس تحکیم یافته عادی، خاک OC معرف رس پیش تحکیم یافته می باشند. ضرایب پواسن به ترتیب ۰/۴۵، ۰/۳۵، ۰/۲ و ۰/۳ برای رس عادی تحکیم یافته، رس پیش تحکیم یافته سخت، ماسه آبرفتی و ماسه متراکم در نظر گرفته شده است [۵۵].

۳-۴- تعیین پریود و فرکانس اساسی ساختگاه:

جهت تعیین مدول برشی لایه‌های خاکی با چگالی ثابت، از نمودار شکل ۴-۱ استفاده گردیده است که گویای مدول برشی در سطح خاک و عمق مورد نظر می‌باشد. با توجه به همگن فرض کردن لایه‌های خاکی جهت تعیین مدول برشی معادل، پریود اصلی و سرعت موج برشی معادل خاک، طبق تحقیقات Dobry و همکاران (۱۹۷۶) به شرح ذیل محاسبه گردیده است [۵۶]:

(۱) سرعت موج برشی معادل AS و DS، طبق فرمول $V_{seq} = V_0 Z_{eq}^{P/2}$ محاسبه شده است که برای عمق‌های مورد مطالعه، محدوده‌ی P ، بین ۰/۵ تا ۱ و Z_{eq} عمق معادل خاک می‌باشد که از طریق نمودار شکل ۴-۲ استخراج شده است.

(۲) در لایه‌های NC و OC، مدول برشی در سطح خاک و در عمق مورد نظر از نمودار شکل ۴-۳

استخراج و مدول برشی معادل، توسط Z_{eq} و $k = \sqrt{\frac{G_0}{G_H}}$ با استفاده از نمودار شکل ۴-۳ و رابطه

$G_{eq} = G_0 + \frac{G_H - G_0}{H} Z_{eq}$ محاسبه شده و با توجه به رابطه $V_{seq} = \sqrt{\frac{G_{eq}}{\rho}}$ ، سرعت موج برشی

معادل خاک به دست آمده است. (G_0)، مدول برشی سطحی خاک و G_H ، مدول برشی خاک در عمق لایه می‌باشد)

(۳) با در دست داشتن سرعت موج برشی معادل لایه‌های مورد نظر پریود و فرکانس اصلی با استفاده

از رابطه‌ی $T_s = \frac{1}{f_s} = \frac{4H}{V_{seq}}$ که این پارامترها برای مطالعه حاضر در جدول ۴-۱ و جدول ۴-۲

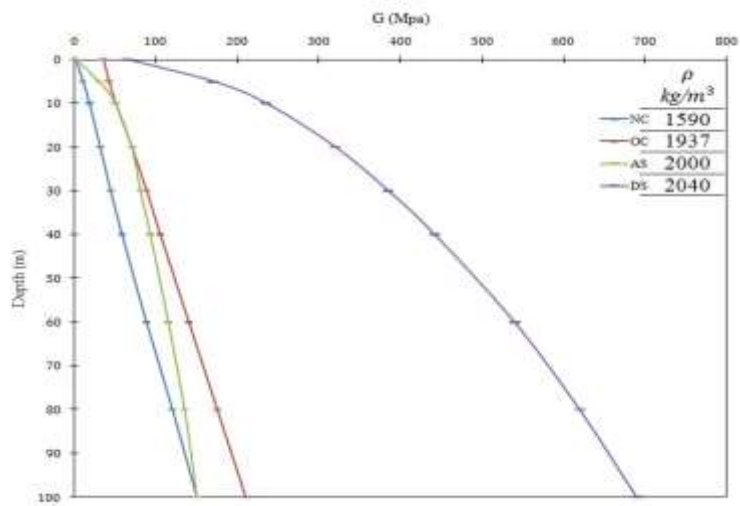
محاسبه شده است.

جدول ۴-۱: مشخصات دینامیکی و مکانیکی خاک‌های AS و DS

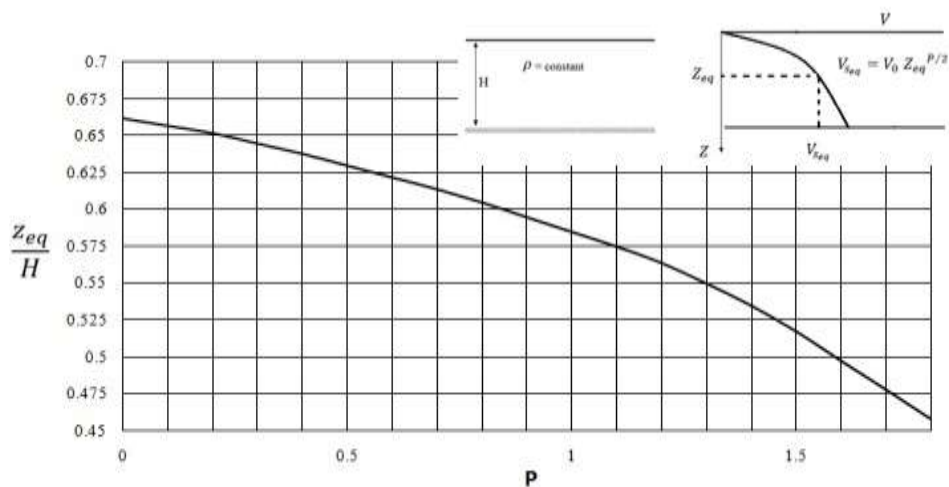
	H m	ρ kg/m ³	p	$\frac{Z_{eq}}{H}$	z_{eq} m	V_{seq} m/s	T_0 sec	f_0 Hz	G_{eq} Mpa	ν	E Mpa
AS	20	2000	0.74	0.615	12.3	179	0.45	2.23	64.8	0.2	155.2
AS	40	2000	0.74	0.615	24.6	232	0.69	1.45	107.6	0.2	258.3
DS	20	2040	0.54	0.63	12.6	366	0.23	4.22	273.2	0.3	710.5
DS	40	2040	0.54	0.63	25.2	442	0.36	2.76	398.5	0.3	1036.2

جدول ۲-۴: مشخصات دینامیکی و مکانیکی خاک های NC و OC

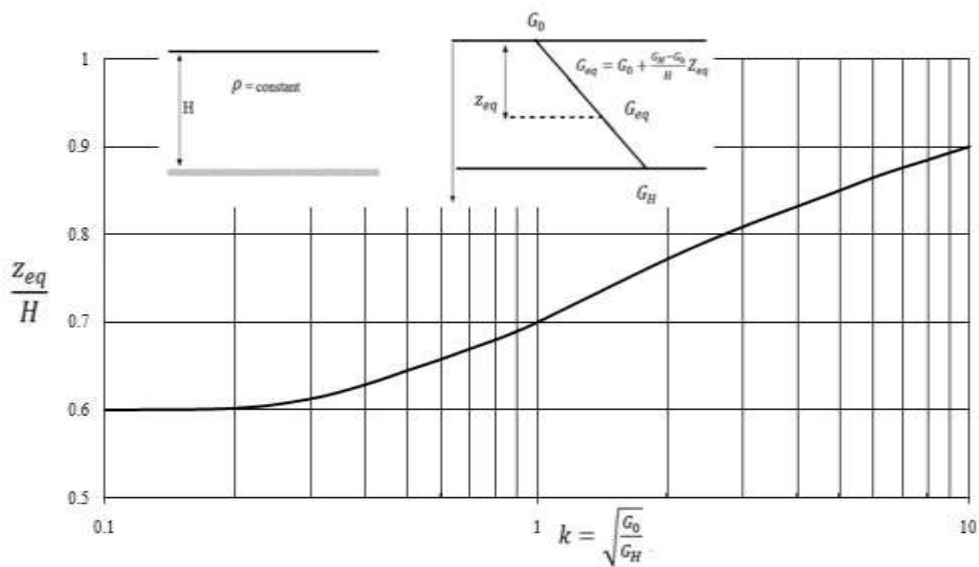
	H m	ρ kg/m ³	G_0 Mpa	G_H Mpa	k	$\frac{z_{eq}}{H}$	z_{eq} m	V_{Seq} m/s	T_0 sec	f_0 Hz	G_{eq} Mpa	ν	E Mpa
NC	20	1590	1.2	30	0.2	0.6	12	108	0.74	1.35	18.48	0.45	53.6
NC	40	1590	1.2	65	0.14	0.6	24	158	1.02	0.98	39.48	0.45	114.5
OC	20	1937	40	80	0.7	0.68	13.6	186	0.43	2.32	67.2	0.35	181.4
OC	40	1937	40	110	0.61	0.66	26.4	209	0.76	1.3	86.2	0.35	232.7



شکل ۱-۴: چگونگی توزیع مدول برشی در عمق در پروفیل های همگن AS, DS, NC و OC [۵۷]



شکل ۲-۴: نحوه ی محاسبه سرعت موج برشی معادل در پروفیل های AS و DS [۵۶]



شکل ۳-۴: نحوه‌ی محاسبه سرعت موج برشی معادل در پروفیل‌های NC و OC [۵۶]

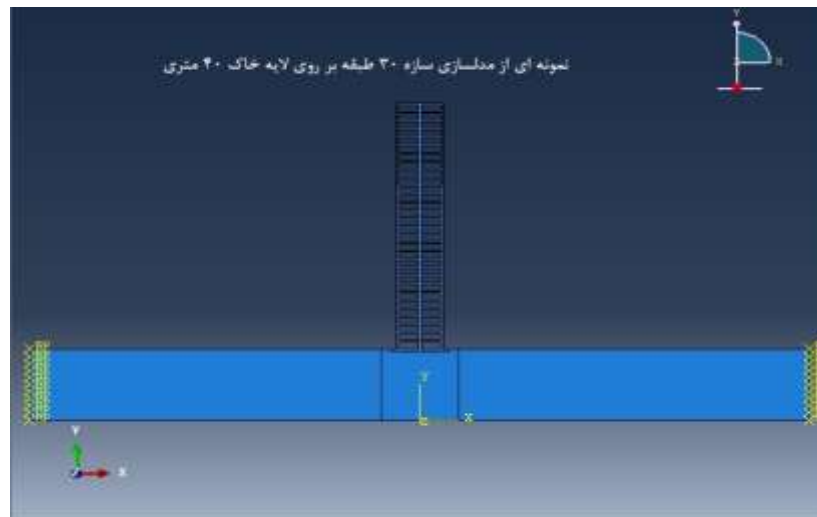
۴-۴- معرفی سازه‌ها:

سیستم سازه‌های مورد استفاده قاب خمشی بتن مسلح که شامل دو دهانه قاب ساختمان ۱۰ طبقه، ۲۰ طبقه و ۳۰ طبقه و با طول دهانه ۱۰ متر می‌باشد. ضخامت تیرها ۵۰×۱۰۰ سانتی‌متر می‌باشد. ستون‌های این سازه‌ها از مقطع ۵۵×۵۵ سانتی‌متر از بالای سازه شروع شده و به ازای هر دو طبقه ۵ سانتی‌متر به ابعاد ستون‌ها اضافه می‌گردد. به طوری که ستون‌های طبقه اول و دوم سازه‌ی ۱۰ طبقه ۷۵×۷۵ سانتی‌متر، ۲۰ طبقه ۱۰۰×۱۰۰ سانتی‌متر و ۳۰ طبقه ۱۲۵×۱۲۵ سانتی‌متر می‌باشد. ارتفاع طبقه اول همه ساختمان‌ها $۴/۵$ متر و بقیه طبقات $۳/۶$ متر می‌باشد. شالوده این سازه‌ها به صورت گسترده و به عمق یک و نیم متر و عرض در صفحه ۳۰ متر می‌باشد [۵۸]. مشخصات بتن سازه در جدول ۳-۴ آمده است [۵۸]. ضرایب α و β ، ضرایب رابطه رایلی جهت محاسبه میرایی سازه می‌باشند. به نحوی که درصد میرایی در دو مود اول برابر ۵ درصد باشد. قاب‌ها به صورت دو بعدی مدل شده، بار جرمی اینرسی دار علاوه بر جرم قاب مربوطه به صورت یکنواخت در طول تیر و به مقدار ۸۰۰ kg/m^2 به عنوان بار مرده و زنده ($DL+0.2LL$) بر روی هر طبقه اعمال شده است [۵۹]. شایان ذکر است جهت نام گذاری مدل‌های مربوطه دو حرف اول لاتین معرف نوع خاک،

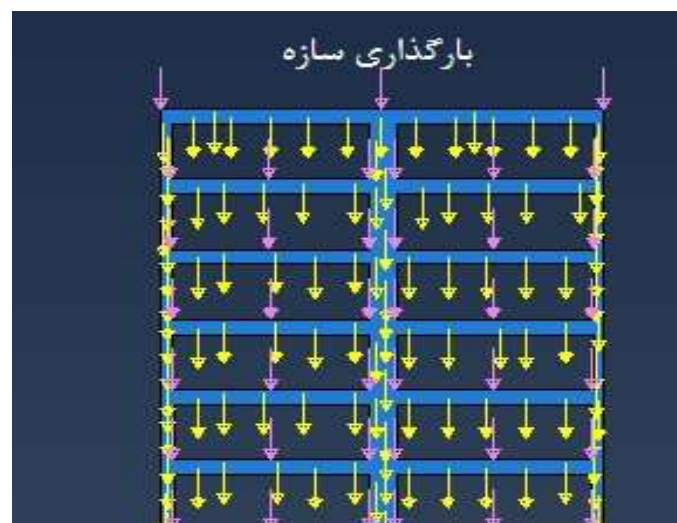
عدد دو رقمی بعد آن معرف عمق خاک و دو رقم آخر تعداد طبقات ساختمان می باشد؛ به عنوان مثال، نماد DS4020، معرف خاک ماسه ای متراکم با عمق ۴۰ متر و ساختمان موجود بر روی آن ۲۰ طبقه می باشد.

جدول ۳-۴: مشخصات مکانیکی بتن مورد استفاده جهت سازه

	f_c Mpa	ρ kg/m ³	ν	$E=5000\sqrt{f_c}$ Mpa	ξ (%)
بتن سازه	35	2400	0.2	27800	5



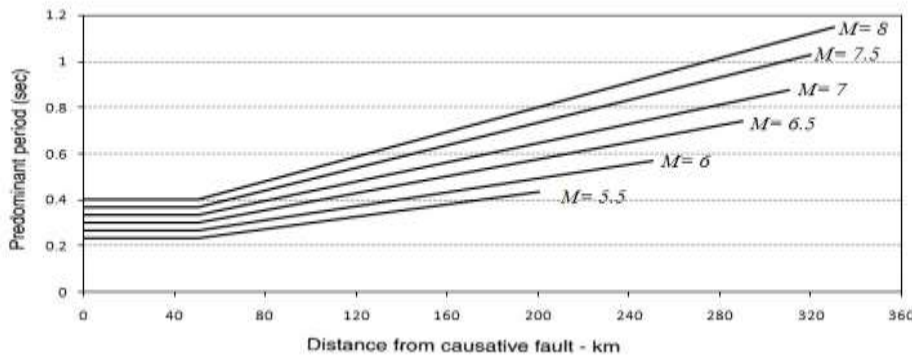
شکل ۴-۴: نمونه ای از مدل سازی سازه بر روی لایه خاک در نرم افزار ABAQUS



شکل ۴-۵: توزیع بار مرده و بار وزن سازه در مدل سازی مفروض

۴-۵- معرفی زلزله های طرح:

در این مطالعه دو زلزله واقعی که مشخصات آنها در جدول ۴-۴ آورده شده، استفاده شده اند. معیار انتخاب این دو زلزله محتوای فرکانسی آنها می باشد. به طوری که زلزله های حوزه نزدیک دارای محتوای فرکانسی بالا بوده و کانون آن تقریباً در سطح زمین می باشد و زلزله های حوزه دور دارای محتوای پایین فرکانسی بوده و کانون آن معمولاً از سطح زمین دور است یا به عبارتی دیگر تغییر محتوای فرکانسی با فاصله به انتقال ماکزیمم طیف دامنه فوریه به سمت فرکانس های پایین تر (پریود بلند) منجر می شود؛ Seed و همکاران در سال ۱۹۷۹ نموداری جهت تعیین پریود اصلی زلزله بر حسب شدت زلزله و فاصله از محل گسل ارائه دادند [۱۸].



شکل ۴-۶: تغییرات پریود غالب سنگ بستر بر اساس بزرگی و فاصله از گسل [۱۸]

همان طور که در شکل ۴-۱ مشاهده می شود، با افزایش فاصله از گسل از حدود ۴۰ کیلومتر به بعد بر مقدار پریود اصلی افزوده می شود.

پارامتر دیگری که در چگونگی محتوای فرکانسی موثر است، ضریب V_{max}/a_{max} می باشد. معمولاً سرعت ها و شتاب های ماکزیمم به حرکات با فرکانس های مختلف وابسته هستند، بنابراین این ضریب به محتوای فرکانسی حرکت بستگی خواهد داشت. همچنین وابستگی این ضریب با بزرگی زلزله و فاصله برای ساختگاه خاکی به صورت زیر می باشد [۶۰].

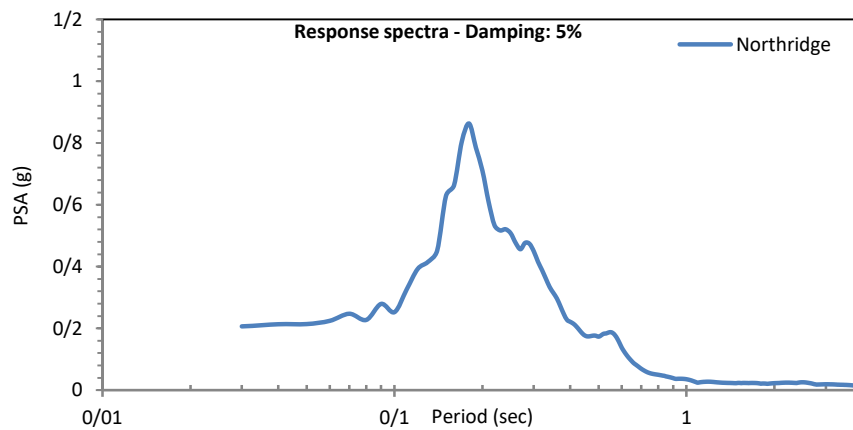
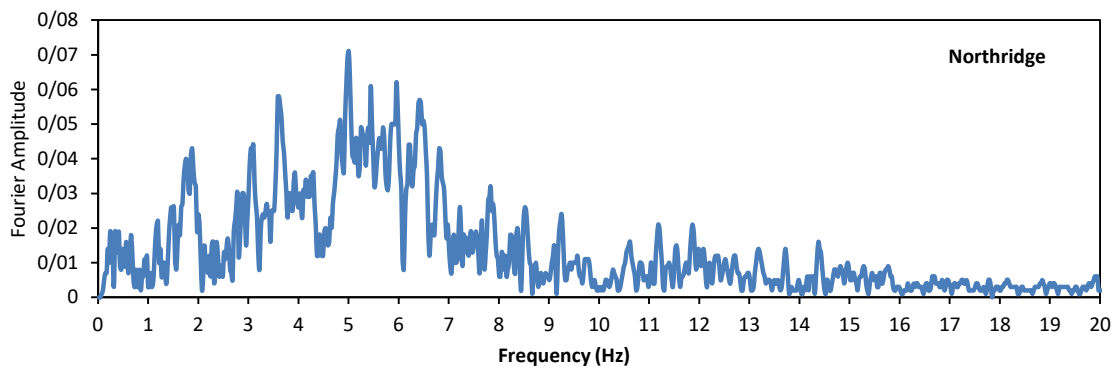
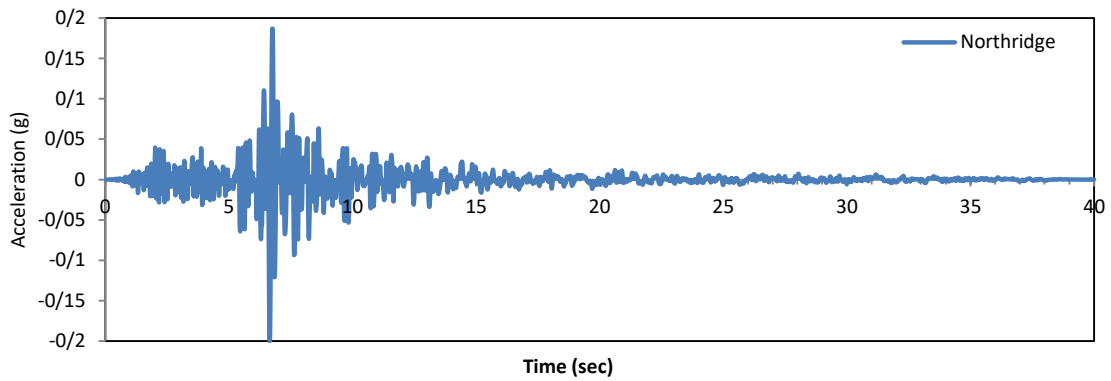
$$(۱-۴) \quad \text{وابستگی ضریب } V_{max}/a_{max} \text{ با بزرگی زلزله } (M, \text{ بزرگی زلزله}) \quad e^{0.15M}$$

$$(۲-۴) \quad \text{وابستگی ضریب } V_{max}/a_{max} \text{ با فاصله } (R, \text{ فاصله بر حسب کیلومتر}) \quad R^{0.23}$$

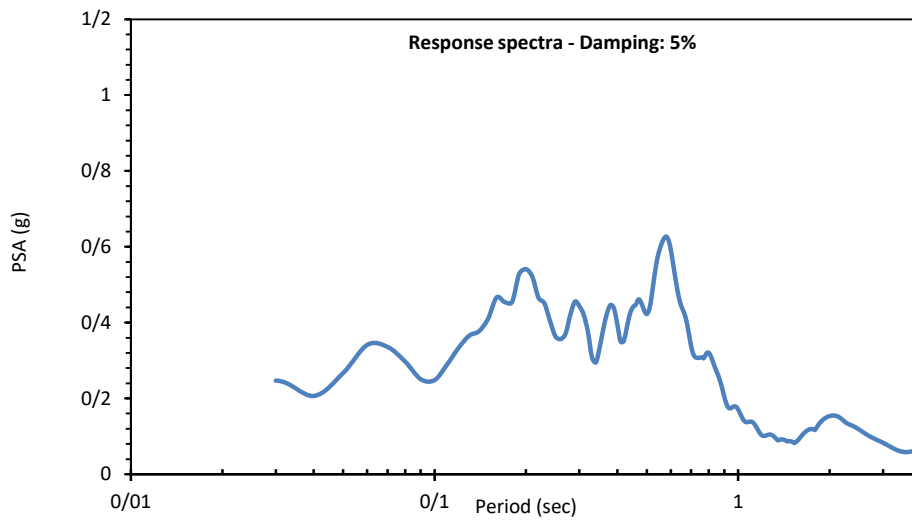
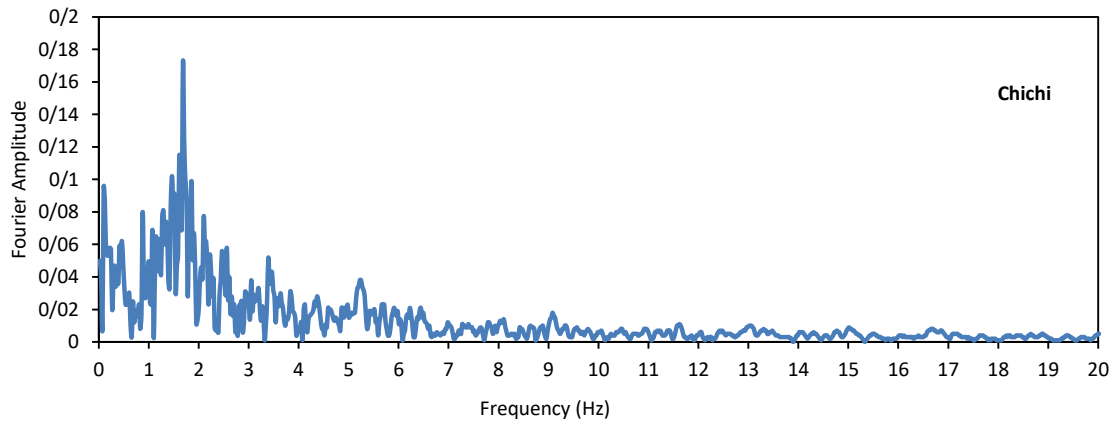
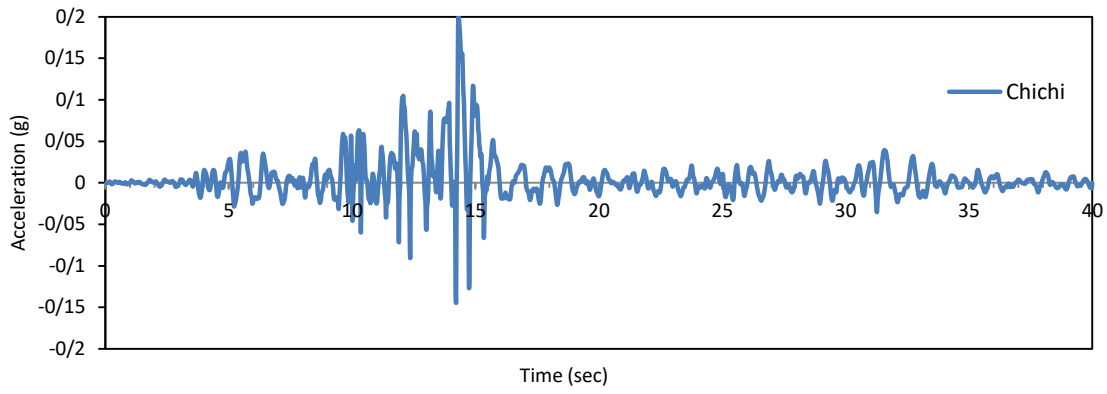
این زلزله‌ها با توجه به تحلیل خطی با شتاب مبنای $0.2g$ همپایه شده و در نرم افزار به سنگ بستر که همان لبه پایینی المان خاکی می باشد، اعمال شده‌اند.

جدول ۴-۴: مولفه‌های حرکت زلزله‌های طرح

زلزله های طرح	a_{max} g	V_{max} cm/sec	V_{max}/a_{max} sec	T_0 sec	f_0 Hz
Northridge	0.2	9.08	0.046	0.18	5.5
Chichi	0.2	179.9	0.917	0.58	1.72



شکل ۴-۷: نمودارهای شتابنگاشت، دامنه فوریه و طیف پاسخ زلزله Northridge



شکل ۴-۸: نمودارهای شتابنگاشت، دامنه فوریه و طیف پاسخ زلزله Chichi

۴-۶- ملاحظات مدلسازی:

در این مطالعه مدل های خاک-سازه توسط نرم افزار المان محدود ABAQUS تحلیل شده‌اند. نرم افزار ABAQUS برنامه‌ای بسیار توانمند می باشد که مبتنی بر روش اجزاء محدود بوده و قابلیت حل مسایل از یک تحلیل خطی ساده تا پیچیده ترین مدلسازی غیرخطی را دارا می باشد. برای شبکه بندی اجزای محدود مدل های خاکی از المان ۴ گرهی کرنش صفحه ای استفاده شده است. میرایی خاک از نوع میرایی رایلی با تعریف ضرایب مربوطه (α و β) در نظر گرفته شده است. ماتریس میرایی برای در نظر گرفتن میرایی در کرنش‌های بسیار کوچک که عملاً رفتار خاک خطی است، به کار می‌رود و در مدلسازی های عددی به صورت ترکیبی از جرم و سختی به صورت رابطه زیر بیان می‌شود [۶۲]:

$$[C] = \alpha[K] + \beta[M] \quad (۳-۴)$$

مقادیر α و β را می‌توان با استفاده از دو مد مشخص i, j به صورت ذیل به دست آورد.

$$\begin{bmatrix} \xi_i \\ \xi_j \end{bmatrix} = \frac{1}{4\pi} \begin{bmatrix} \frac{1}{f_i} & f_i \\ \frac{1}{f_j} & f_j \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \alpha \\ \beta \end{Bmatrix} \quad (۴-۴)$$

معمولاً در آنالیز پاسخ خاک فرکانس طبیعی مود مورد نظر از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$f_n = \frac{V_s}{4H} (2n - 1), \quad n = i, j \quad (۵-۴)$$

که n شماره‌ی مد و f_n ، فرکانس طبیعی متناظر با آن مد است [۶]. ضرایب α و β میرایی رایلی جهت آنالیزهای دینامیکی میدان آزاد خاک‌های مورد مطالعه به نحوی تعیین شده‌اند که درصد میرایی در دو مود اول مدل خاکی برابر ۵ درصد باشد، که این مقادیر در جدول ۴-۵ آمده است. در این مطالعه رفتار خاک الاستیک فرض شده است. در تحلیل دینامیکی نمی‌توان مانند تحلیل‌های استاتیکی از شرایط مرزی ثابت استفاده کرد، زیرا انرژی امواج ایجاد شده در اثر بار زلزله به محیط برگشت داده شده و شرایط تنش موجود را متغیر می‌سازند. از آنجایی که از یک مدل با دامنه بزرگ به دلیل زمان

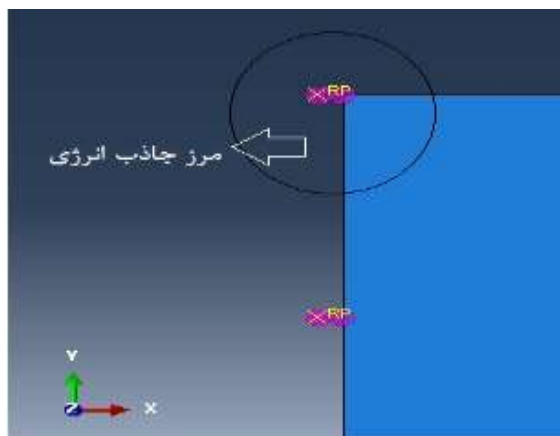
محاسبات و نیاز به پردازشگرهای قوی نمی‌توان استفاده کرد، لذا از المان میراگر (ویسکوز) به‌عنوان مرز جاذب انرژی استفاده شده است. برای محاسبه مقادیر ضریب میرایی المان‌های میراگر از رابطه زیر استفاده و در جدول ۴-۵ گنجانده شده است.

$$C_s = \rho V_s A \quad (۴-۶)$$

به‌طوری که A ، سطح تحت پوشش هر کدام از المان‌های میراگر می‌باشد [۶۳].
 کف مدل‌های خاکی که به منزله سنگ بستر می‌باشد در تمام جهات به غیر از جهت اعمال نیروی زلزله مقید شده است. ضریب اصطکاک بین خاک و پی سازه ۰/۴ فرض شده است.
 نحوه‌ی تقسیم بندی ساختار المان‌ها ممکن است بر پاسخ غیرخطی المان‌های محدود تاثیر گذارد. به‌خصوص بهره‌گیری از شبکه‌های بزرگ از المان‌های محدود سبب فیلتر شدن مولفه‌های با فرکانس بالا که طول موج کوتاه آنها قابل مدل کردن با نقاط گره‌ای با فواصل زیاد نمی‌باشد می‌گردد؛ لذا در این مطالعه بزرگترین بعد هر المان یک پنجم کوتاهترین طول موج ($\lambda = \frac{V_s}{f_{max}}$) در نظر گرفته شده است [۶۴]. با توجه به تحلیل پاسخ لرزه‌ای زمین بیشترین فرکانس تحلیل ۲۰ هرتز می‌باشد و کمترین سرعت موج برشی در مدل‌های خاکی 110 m/s می‌باشد در این صورت ابعاد المان در ناحیه تحلیل، ۱ متر در نظر گرفته شده است.

جدول ۴-۵: مقادیر ضرایب میرایی رایلی و ضرایب مرز جاذب در مدل‌های خاکی

	H m	ρ kg/m ³	V_{seq} m/s	f_1 Hz	f_2 Hz	α	β	C_s kg/s
AS	20	2000	179	2.23	6.69	1.06	0.00177	720000
AS	40	2000	232	1.45	4.35	0.68	0.00274	1856000
DS	20	2040	366	4.22	12.66	1.98	0.00095	1370880
DS	40	2040	442	2.76	8.28	1.301	0.000144	3606720
NC	20	1590	108	1.35	4.05	0.636	0.00295	343440
NC	40	1590	158	0.98	2.94	0.465	0.00403	1004880
OC	20	1937	186	2.32	6.96	1.095	0.0017	720564
OC	40	1937	209	1.3	3.9	0.618	0.00303	1627080



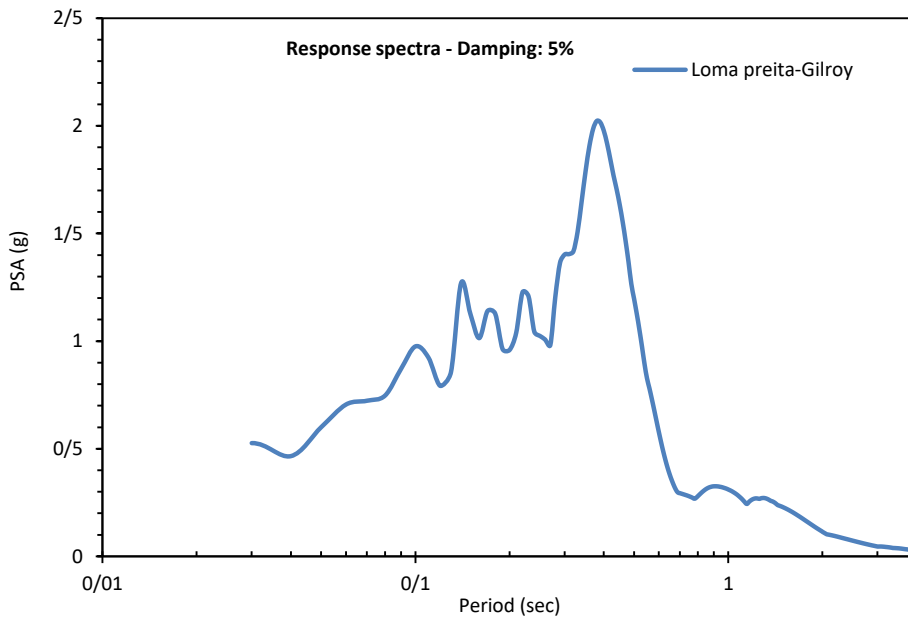
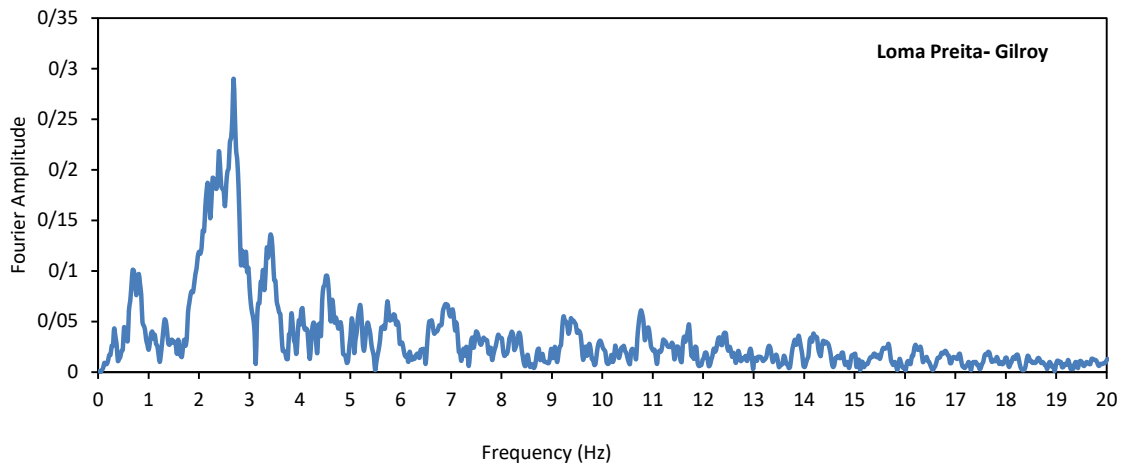
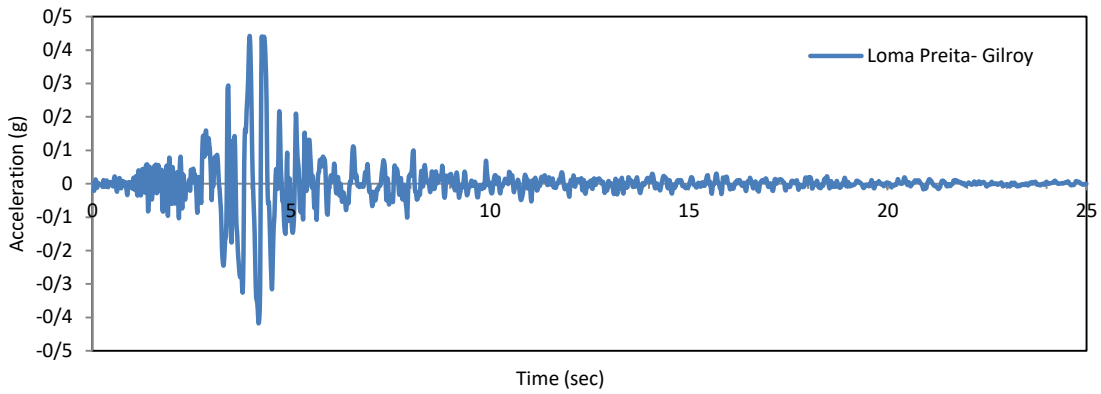
شکل ۴-۹: مدلسازی مرز جاذب جهت جلوگیری از انعکاس موج لرزه ای به داخل مدل خاکی

۴-۷- صحت سنجی عملکرد نرم افزار:

جهت صحت سنجی مدلسازی‌های مورد نظر برای ارزیابی پاسخ لرزه‌ای سطح آزاد زمین، از نرم افزار DEEPSOIL، که یک نرم افزار یک بعدی تحلیل دینامیکی پاسخ زمین (با فرض انتشار عمودی موج برشی) می‌باشد، استفاده شده است [۶۵]. جهت حرکت لرزه‌ای از شتاب‌نگاشت زلزله‌ی سال ۱۹۸۹ Loma Preita، که در ساختگاه Gilroy، ثبت گردیده، استفاده شده است که مشخصات آن به شرح جدول ۴-۶ می‌باشد. تابع تبدیل نیز با تقسیم پاسخ سطح آزاد به حرکت ورودی در حوزه فرکانس به دست آمده و با فرمول ارائه شده توسط Kramer (۱۹۹۶) [۶]، مقایسه شده است.

جدول ۴-۶: مولفه‌های حرکت زلزله‌ی Loma Preita- Gilroy جهت صحت سنجی

زلزله	a_{max} g	V_{max} cm/sec	V_{max}/a_{max} sec	T_0 sec	f_0 Hz
Loma Preita- Gilroy	0.44	33.9	0.078	0.38	2.63



شکل ۴-۱: نمودارهای شتابنگاشت، دامنه فوریه و طیف پاسخ زلزله Loma Preita- Gilroy

فصل پنجم

نتایج عددی و بحث و بررسی

۵-۱- مقدمه

در این فصل، نتایج حاصل از آنالیز به صورت زیر ارائه شده است:

- ابتدا نتایج مربوط به صحت سنجی مدلسازی با برنامه DEEPSOIL در راستای پاسخ سطح آزاد زمین، برای لایه‌های مختلف خاک شامل شتاب، طیف پاسخ شتاب و در نهایت با تقسیم پاسخ حرکت سطح آزاد حاصل از تحلیل نرم افزار ABAQUS، به حرکت ورودی در حوزه فرکانس، تابع تبدیل محاسبه و با تابع تبدیل برنامه DEEPSOIL مقایسه شده است.
- بررسی مقادیر تابع تبدیل بر حسب جنس خاک و ضخامت‌های ۲۰ و ۴۰ متر
- بررسی مقادیر تابع تبدیل بر حسب جنس، ضخامت و نوع سازه‌های موجود بر روی آن
- بررسی مقادیر شتاب حداکثر بر حسب نوع حرکت لرزه‌ای، جنس خاک، ضخامت و سازه‌های موجود بر روی آن بر حسب عمق
- بررسی مقادیر پاسخ شتاب بر حسب نوع حرکت لرزه‌ای، جنس خاک، ضخامت و سازه‌های موجود بر روی آن بر حسب عمق

۵-۲- بررسی نتایج

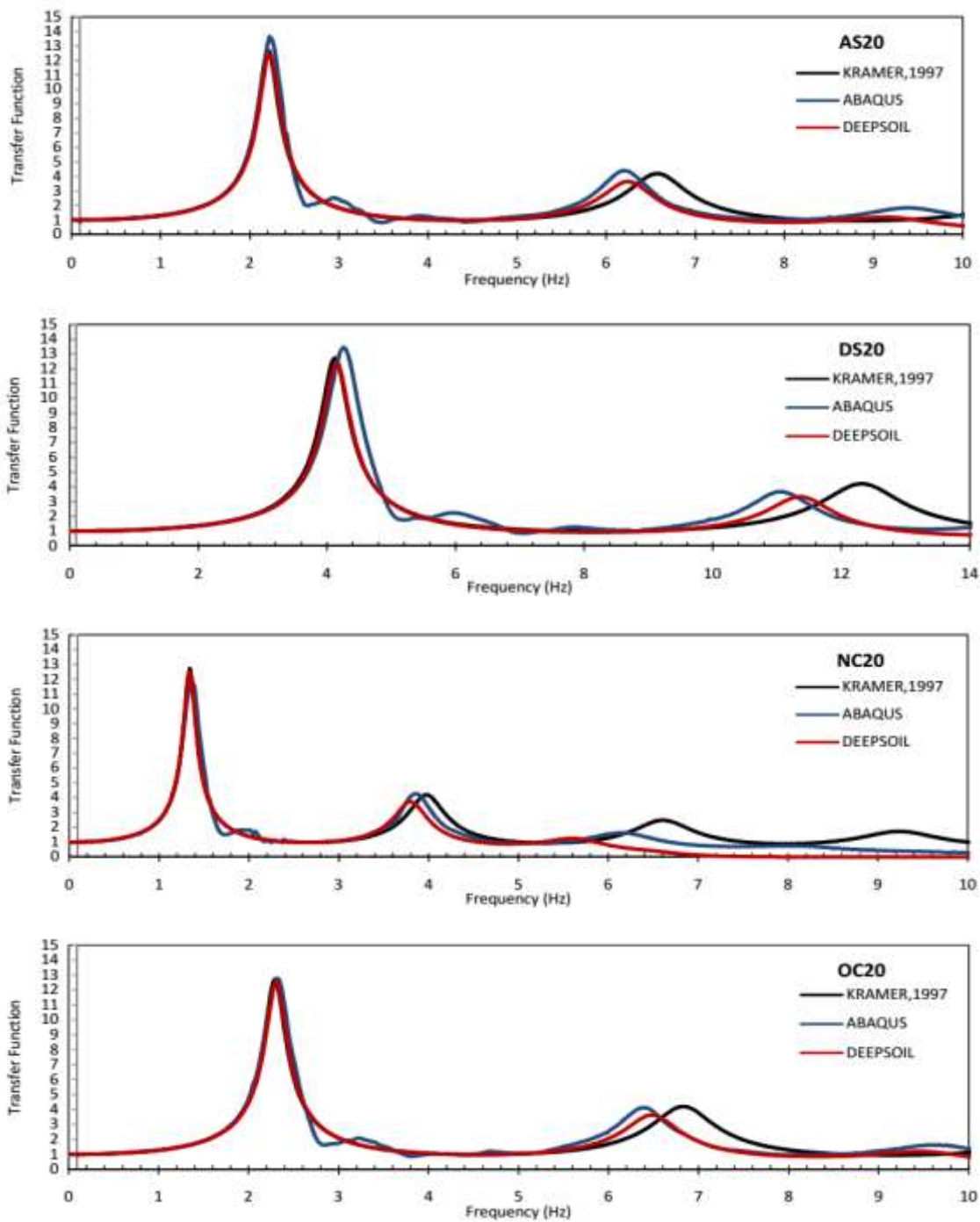
۵-۲-۱- نتایج مربوط به صحت سنجی

۵-۲-۱-۱- تابع تبدیل

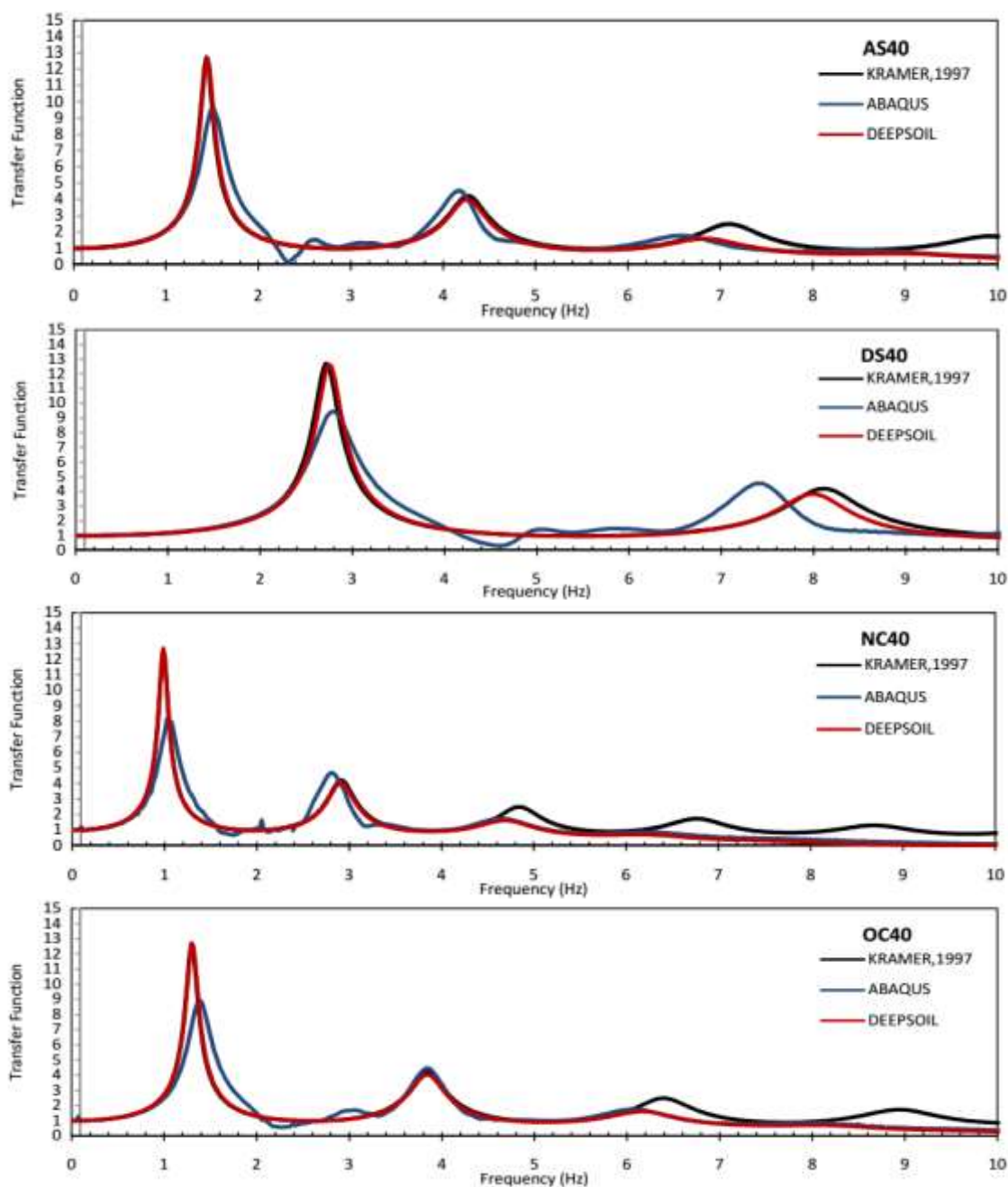
- در لایه ۲۰ متری، (شکل ۵-۱)، در مود اول و دوم دامنه فرکانس حاصل از تحلیل اختلاف ناچیزی با نرم افزار DEEPSOIL داشته ولی در خصوص تعیین فرکانس مود اول (فرکانس تشدید) که اساسی‌ترین فرکانس از نظر انرژی می‌باشد، در خاک DS20، فرکانس مود اول حاصل از تحلیل کمی به سمت فرکانس بالا هدایت شده است، که علت آن را می‌توان در

سرعت بالای موج برشی در لایه خاک و در نتیجه انتشار مایل امواج برشی دانست که در نرم افزار DEEPSOIL فرض بر انتشار قائم امواج می‌باشد.

- در لایه ۴۰ متری، (شکل ۵-۲)، مقادیر دامنه در مود اول کمتر از مقادیر حاصل از نرم افزار DEEPSOIL می‌باشد که می‌توان علت آن را با توجه به ضخامت لایه‌ها در میرایی هندسی و کاهش انرژی واحد بر حجم حاصل از شعاع انتشار دانست که در نرم افزار DEEPSOIL میرایی هندسی در نظر گرفته نمی‌شود و خاک به صورت یک ستون خاکی با جرم و فنر و میراگر حاصل از میرایی مصالح مدل می‌شود.
- در خصوص مقدار فرکانس مود اول تنها در DS، اختلاف وجود دارد که علت در را می‌توان در سرعت بالای موج برشی در این لایه در نتیجه انحراف انتشار موج لرزه‌ای دانست.
- با توجه به موارد فوق می‌توان علت اختلاف اندک در پاسخ شتاب سطح آزاد نرم افزار ABAQUS و DEEPSOIL در دامنه و مقدار فرکانس مود اول دانست که بستگی به مدلسازی و فرضیات نرم افزار DEEPSOIL می‌باشد.



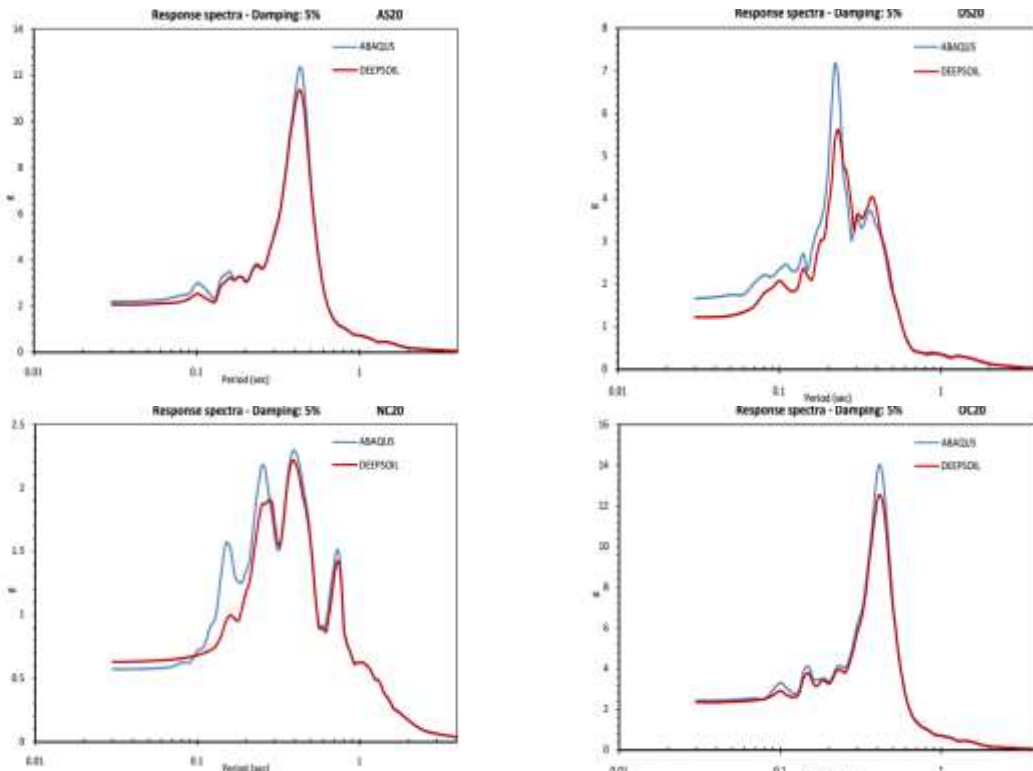
شکل ۵-۱: توابع تبدیل حاصل از تحلیل‌های مختلف در مدل‌های خاکی با ضخامت ۲۰ متر



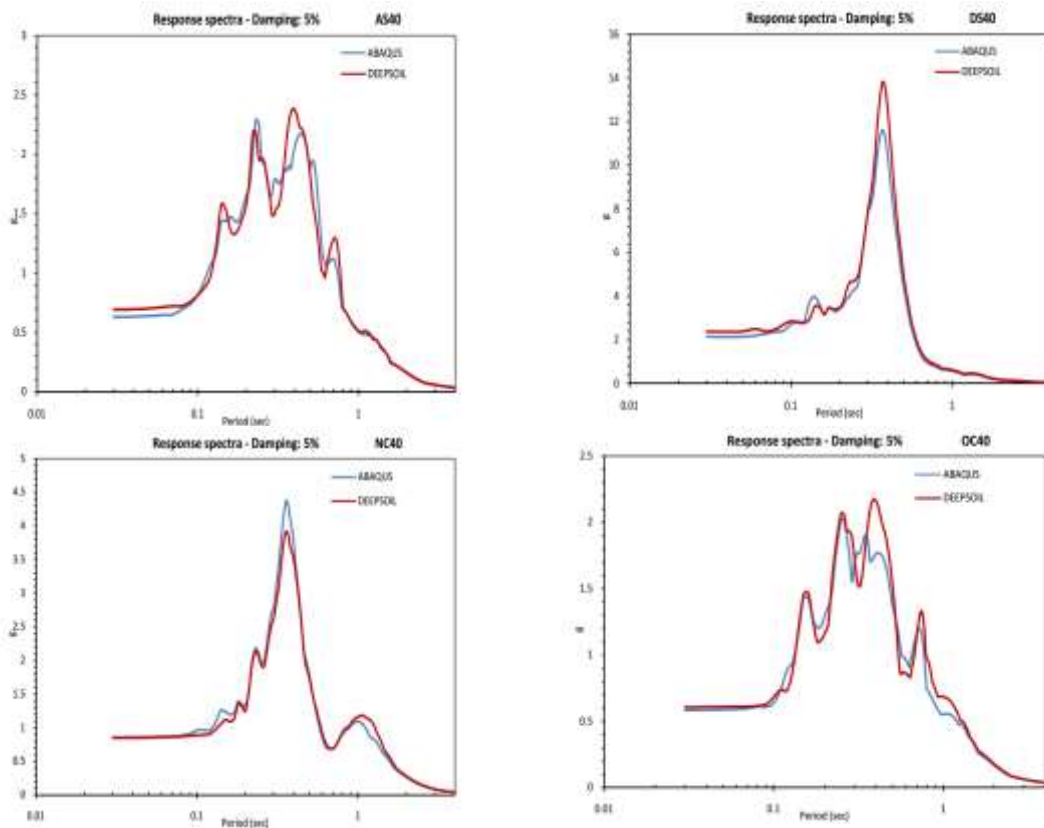
شکل ۲-۵: توابع تبدیل حاصل از تحلیل‌های مختلف در مدل‌های خاکی با ضخامت ۴۰ متر

۲-۱-۲-۵ - طیف پاسخ شتاب

- در لایه ۲۰ و ۴۰ متری، با توجه به توضیحات مربوط به دامنه و فرکانس مود اصلی در قسمت تابع تبدیل می‌توان اختلاف اندک پاسخ شتاب، بین تحلیل نرم افزار ABAQUS و نرم افزار DEEPSOIL را توجیه کرد. (شکل ۳-۵ و شکل ۴-۵)



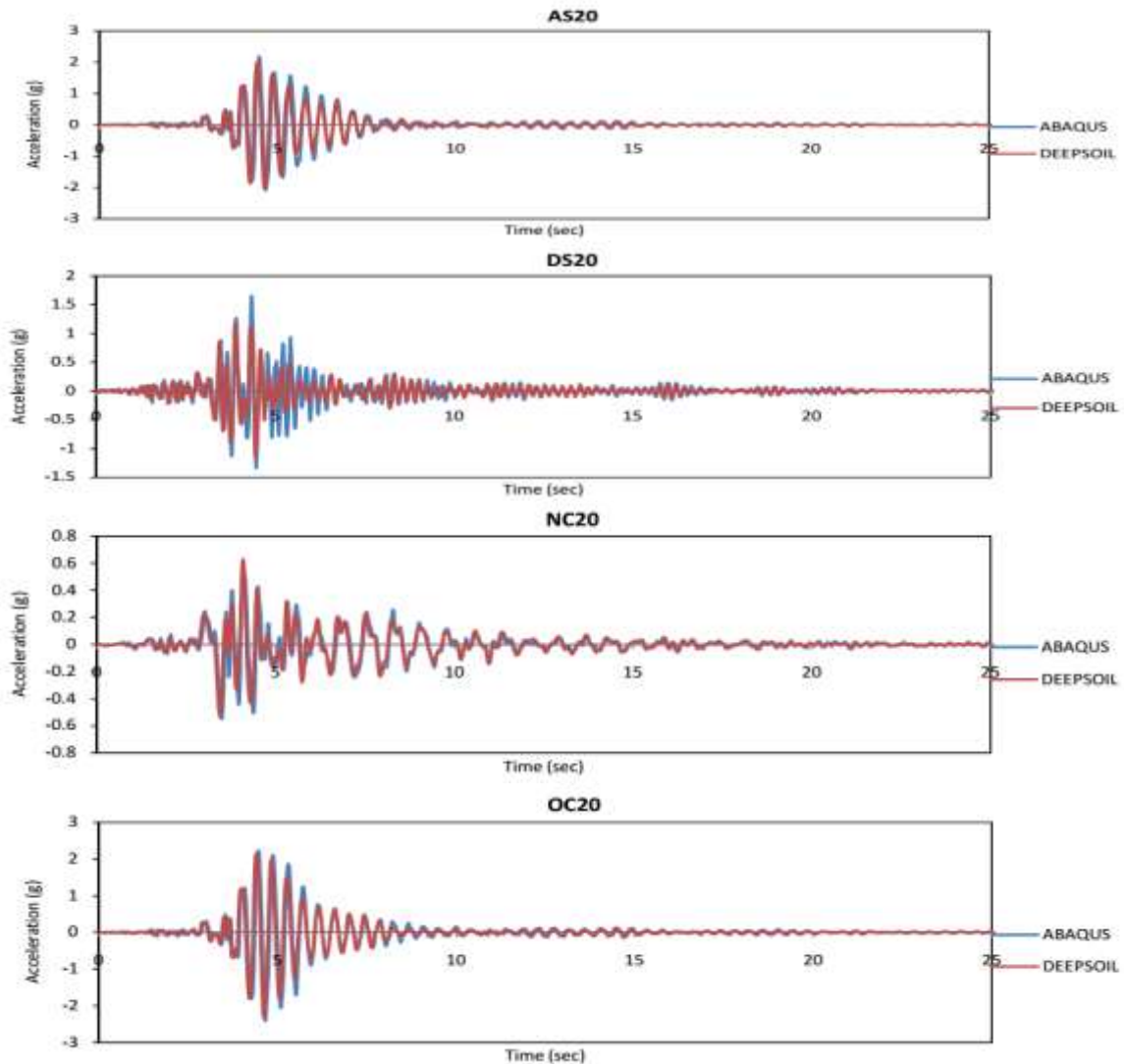
شکل ۳-۵: نمودار طیف پاسخ حاصل از نتایج ABAQUS و DEEPSOIL در مدل های خاکی با ضخامت ۲۰متر



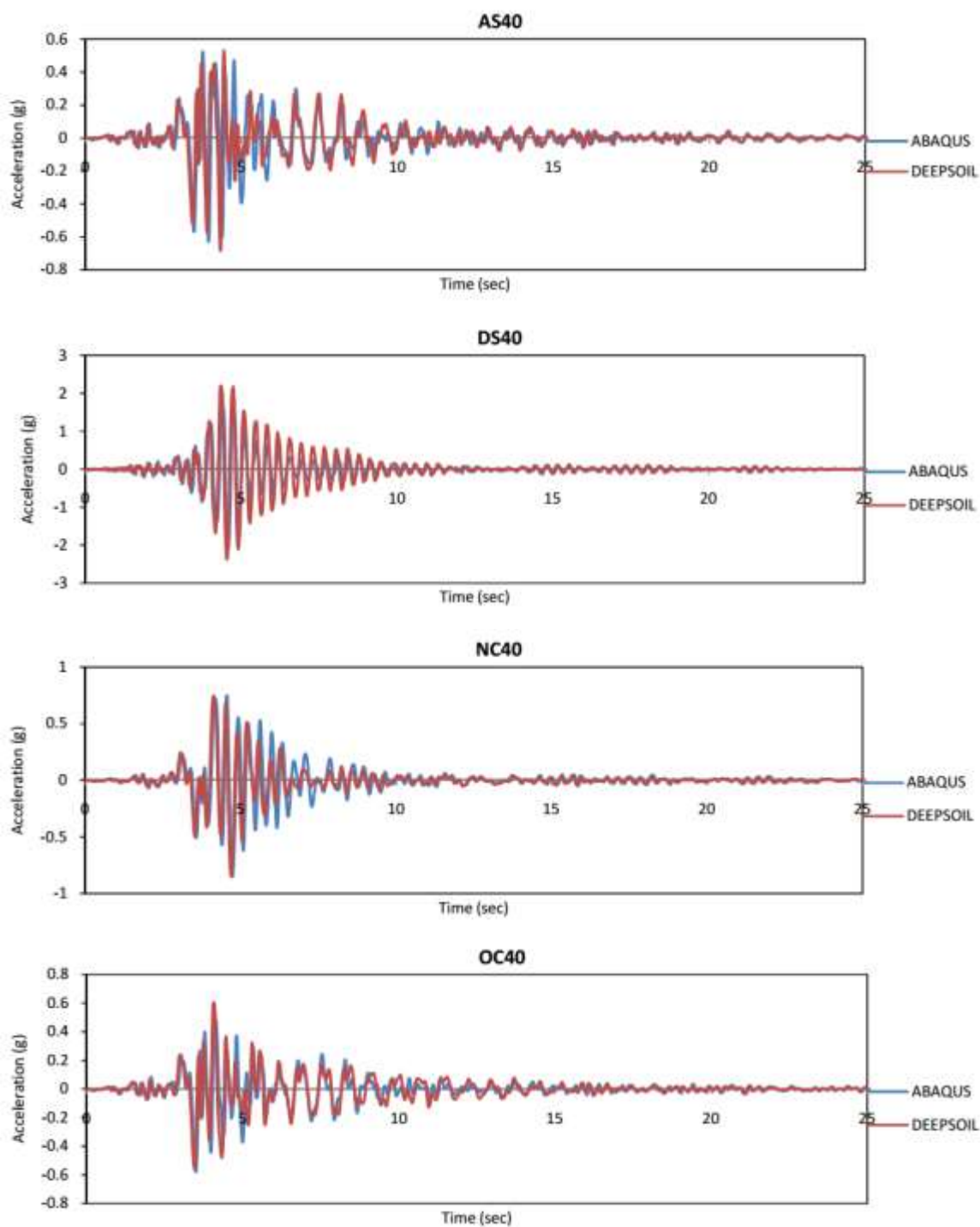
شکل ۴-۵: نمودار طیف پاسخ حاصل از نتایج ABAQUS و DEEPSOIL در مدل های خاکی با ضخامت ۴۰متر

۵-۲-۱-۳- پاسخ سطح آزاد

- در لایه ۲۰ متری، (شکل ۵-۵) نتایج حداکثر شتاب حاصل از تحلیل با نرم افزار ABAQUS در جواب‌های واقع بینانه‌ای با نرم افزار DEEPSOIL به دست آمده که تنها در خاک DS20 جواب تحلیل کمی بیشتر از نرم افزار DEEPSOIL می باشد که تغییرات مقدار و دامنه فرکانس های بدست آمده در دو تحلیل انجام شده می توان لزوم توجه به محتوای فرکانسی حرکت لرزه ای را مهم تلقی نمود.
- در لایه ۴۰ متری، (شکل ۵-۶) جواب حاصل از تحلیل با نرم افزار ABAQUS کمی اختلاف داشته که اهمیت بررسی محتوای فرکانسی را بیشتر می کند.



شکل ۵-۵: شتاب‌نگاشت حاصل از نتایج ABAQUS و DEEPSOIL برای انواع خاک به ضخامت ۲۰ متر طی زلزله Loma prieta



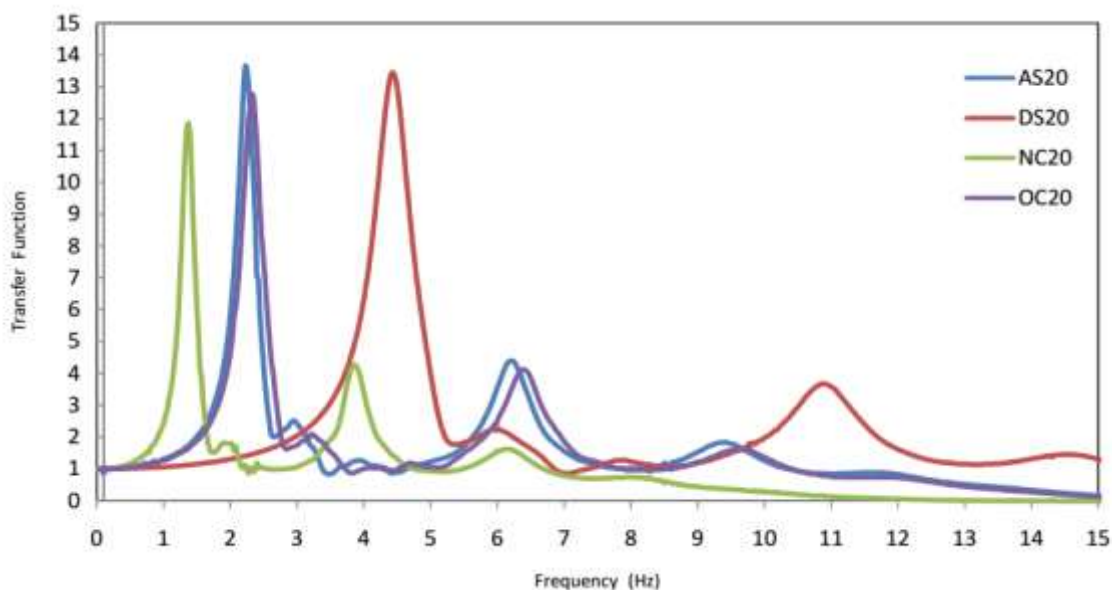
شکل ۵-۶: شتاب‌نگاشت حاصل از نتایج ABAQUS و DEEPSOIL برای انواع خاک به ضخامت ۴۰ متر

طی زلزله‌ی Loma prieta

۵-۳- مقادیر تابع تبدیل بر حسب جنس خاک و ضخامت‌های ۲۰ و ۴۰ متر

۵-۳-۱- لایه های خاکی با ضخامت ۲۰ متر

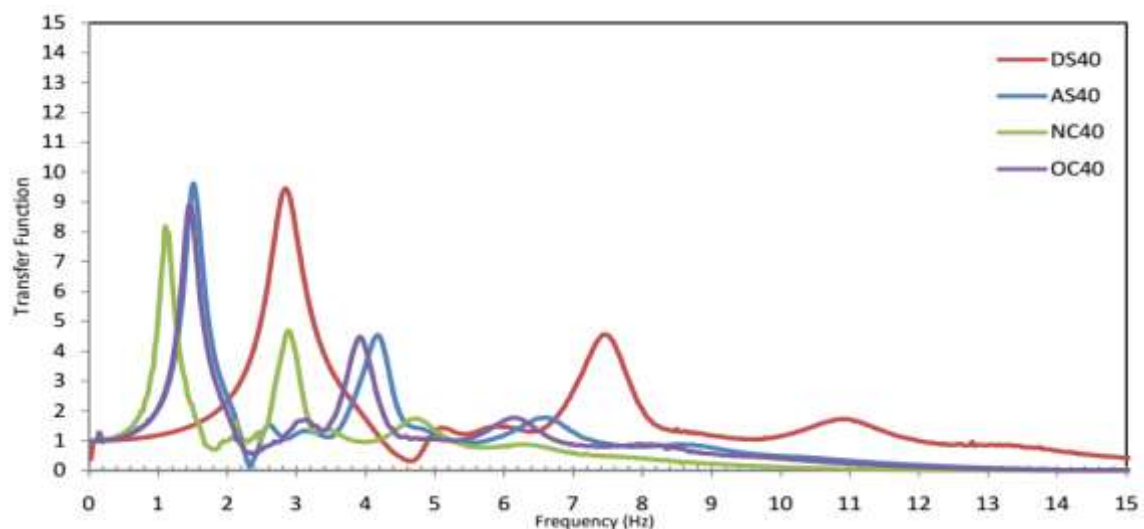
- در خصوص فرکانس تشدید، بیشترین فرکانس مربوط به لایه خاک DS20، با توجه به بالا بودن مدول برشی و در نهایت سرعت موج برشی می‌باشد. (شکل ۷-۵)
- نتایج نشان می‌دهد دامنه فرکانس تشدید در خاک NC20 و OC20 نسبت به DS20 و AS20 کمتر می‌باشد (شکل ۷-۵)؛ که دلیل آن را می‌توان در مدول برشی پایین و در نهایت کرنش‌هایی به نسبت بیشتر با توجه به نسبت پواسن در راستای اتلاف انرژی موج برشی دانست.



شکل ۷-۵: تابع تبدیل مدل‌های خاکی با ضخامت ۲۰ متر

۵-۳-۲- لایه های خاکی با ضخامت ۴۰ متر

- با توجه به افزایش ضخامت لایه های خاک نسبت به لایه ی ۲۰ متری، فرکانس تشدید به سمت فرکانس کمتر حرکت کرده است تا امواجی با طول موج بالا را تشدید کند. (شکل ۸-۵)
- در خصوص دامنه، با افزایش ضخامت روند کاهش دامنه با توجه به مدول برشی در تمامی خاک مانند لایه ۲۰ متری صادق است، ولی با توجه به روند کاهشی دامنه، کاهش دامنه در لایه ۴۰ متری نسبت به لایه ۲۰ متری نیز وجود دارد که علت را می توان به میرایی شعاعی نسبت داد به طوری که انرژی واحد بر حجم به خاطر شعاع انتشار بالا باعث کاهش دامنه در تمامی لایه های خاکی نسبت به لایه ۲۰ متری گردیده است. (شکل ۸-۵)



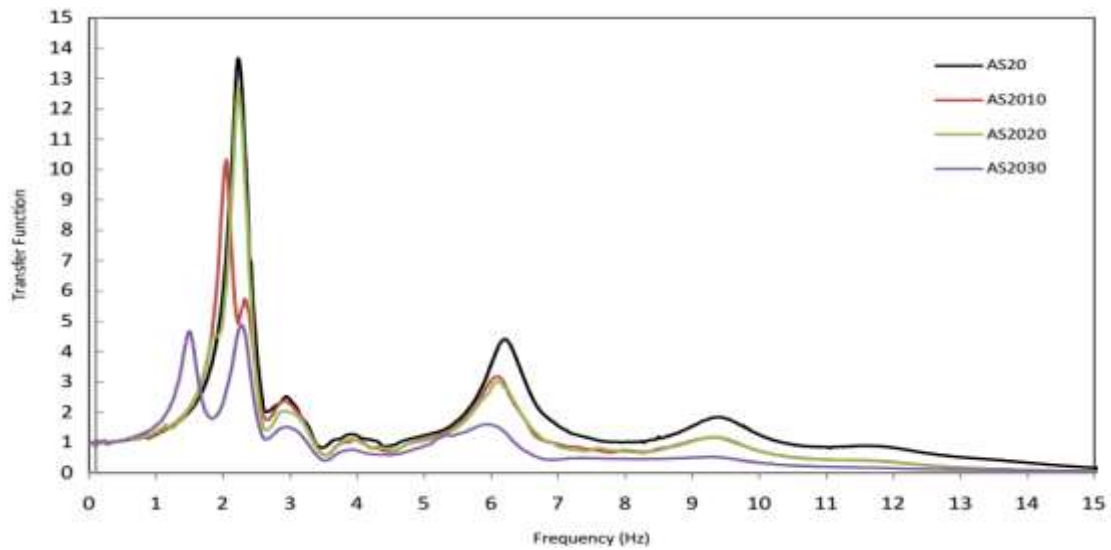
شکل ۸-۵: تابع تبدیل مدل های خاکی با ضخامت ۴۰ متر

۵-۴- مقادیر تابع تبدیل بر حسب جنس، ضخامت و نوع سازه‌های موجود بر روی آن

۵-۴-۱- لایه های خاک با ضخامت ۲۰ متری

۵-۴-۱-۱- خاک AS

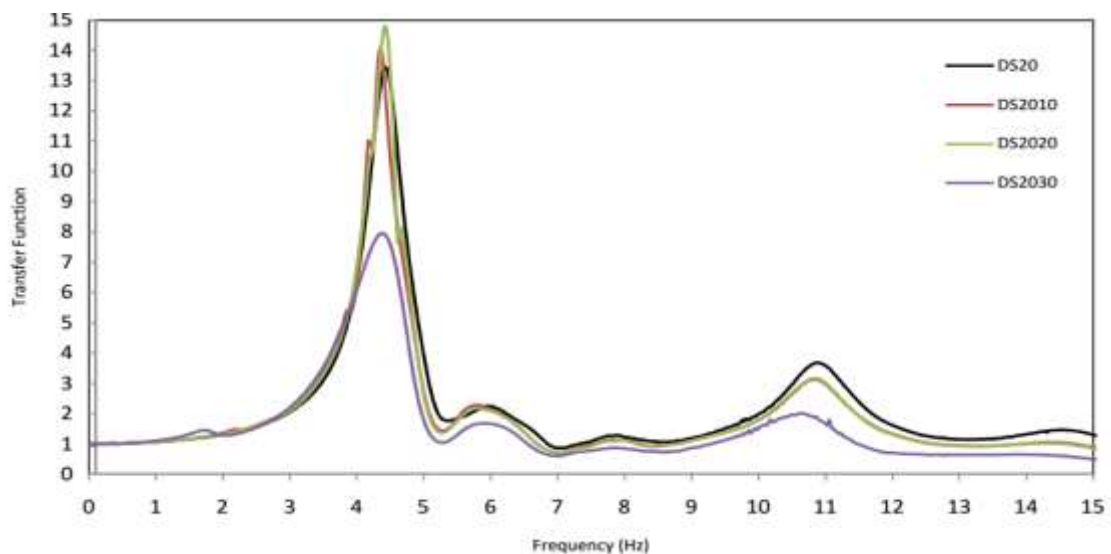
- با توجه به اینکه مود اول فرکانسی در خاک بیشترین حجم انرژی موج را دارا می‌باشد، در سازه ۱۰ طبقه، پهنای فرکانس مود اول دارای یک شکستگی کوچک می‌باشد که در یک فرکانس خاص باعث افت انرژی موج برشی گردیده است که در نهایت باعث کاهش سطح دامنه فرکانس شده است که علت را می‌توان به اتلاف انرژی جهت مقابله با نیروی اینرسی سازه در مود ارتعاشی مربوطه دانست یا به عبارتی ساده تر انرژی موج تبدیل به انرژی جنبشی سازه در مود ارتعاشی مربوطه گشته است. (شکل ۵-۹)
- در سازه ۲۰ طبقه، هیچ‌گونه شکستگی پهنای موج وجود ندارد و تنها سطح دامنه فرکانس مقداری کاهش پیدا کرده است که ناشی از جذب اندک انرژی توسط سازه در محدوده فرکانس غالب شده است. سازه ۳۰ طبقه، محدوده فرکانس دارای یک شکستگی متقارن می‌باشد و باعث کاهش چشمگیر دامنه مود اول شده است، و این اخلاف فاز مربوطه را می‌توان به پاسخ فرکانسی توام خاک و سازه در محدوده فرکانسی مورد نظر دانست. (شکل ۵-۹)
- در مود دوم فرکانس، در تمامی مدل‌ها، سازه باعث کاهش دامنه فرکانس ارتعاش شده است، با توجه به اینکه مود دوم ارتعاش خاک با مود ارتعاش سازه‌ها فاصله داشته و نیز در یک سازه در فرکانس‌های بالا اثر جرم مدی ارتعاش کاهش یافته و جذب انرژی موج به سختی سازه مرتبط می‌شود. یعنی هرچه سازه شکل پذیرتر باشد جذب انرژی بالایی به صورت نسبی خواهد داشت، که با توجه به سختی نسبی بالای سازه ۱۰ طبقه، کمترین جذب انرژی و سازه ۳۰ طبقه با سختی نسبی کم، بیشترین جذب انرژی موج برشی را در پی خواهد داشت. (شکل ۵-۹)



شکل ۹-۵: تغییرات توابع تبدیل با حضور سازه ۱۰، ۲۰ و ۳۰ طبقه در مدل خاکی AS20

۵-۴-۱-۲ - خاک DS

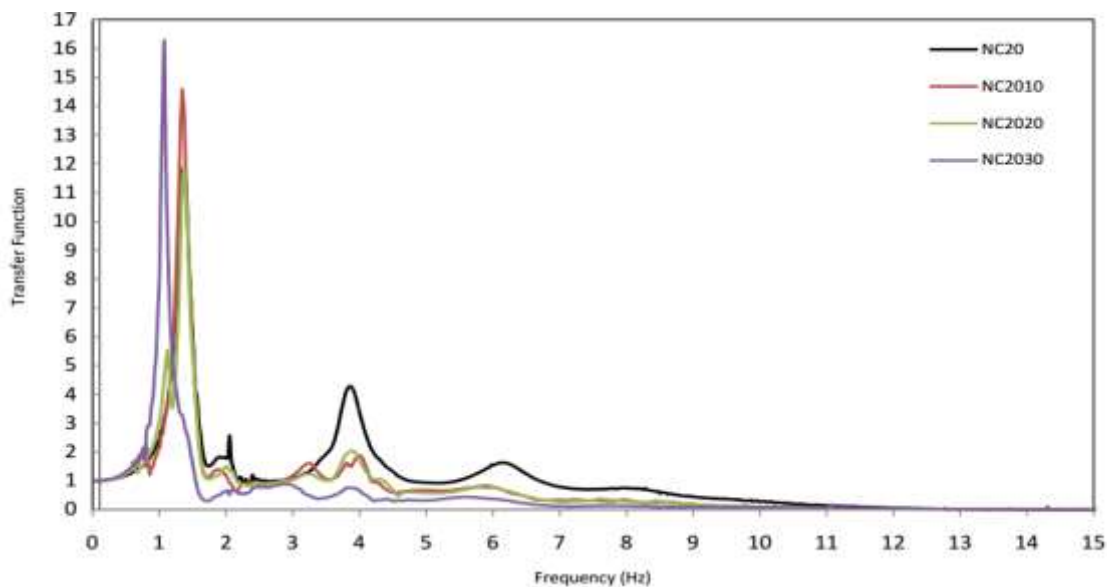
- با توجه به ضخامت کم لایه و موج برشی بالا این نوع خاک محدوده فرکانس غالب به سمت فرکانس بالا می باشد که از مود اصلی ارتعاش سازه ها فاصله دارد. و تنها در سازه ۱۰ طبقه با توجه به پرپود پایین سازه، در بخش کوچکی از دامنه در محدوده فرکانس غالب شکستگی اندکی رخ داده است. در سازه ۲۰ طبقه دامنه موج افزایش پیدا کرده است که نشان از تشدید فرکانس نوسان سازه با فرکانس غالب خاک می باشد. (شکل ۵-۱۰)



شکل ۵-۱۰: تغییرات توابع تبدیل با حضور سازه ۱۰، ۲۰ و ۳۰ طبقه در مدل خاکی DS20

۵-۴-۱-۳- خاک NC

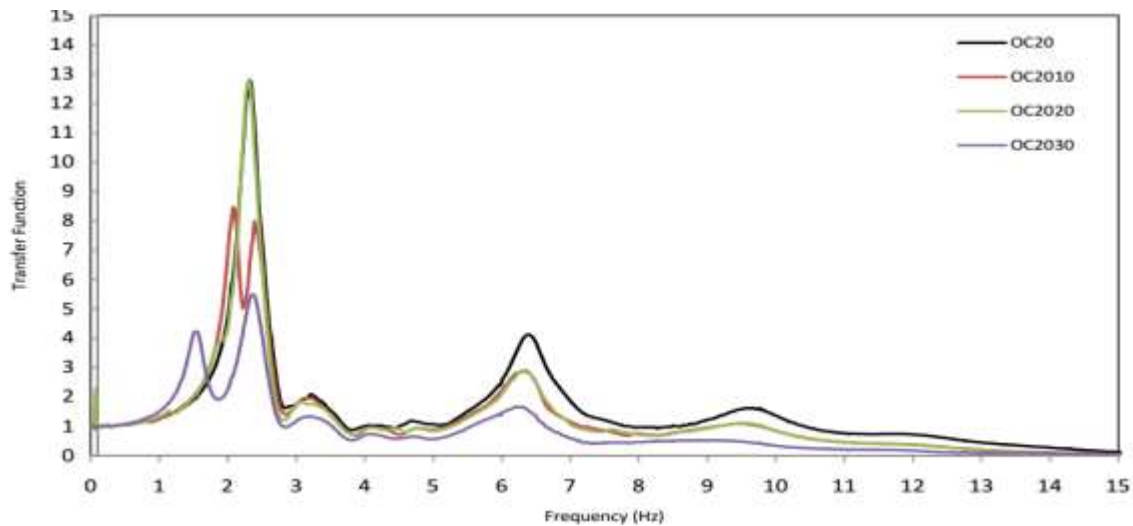
- در سازه ۱۰ طبقه، (شکل ۵-۱۱)، با توجه به همپوشانی فرکانس مود ارتعاش سازه با فرکانس غالب دامنه تشدید افزایش پیدا کرده است.
- در سازه ۲۰ طبقه، (شکل ۵-۱۱)، با توجه به محدوده پریود سازه با فرکانس غالب، تغییر چندانی در دامنه تشدید به وجود نیامده است.
- در سازه ۳۰ طبقه، (شکل ۵-۱۱)، با توجه به محدوده پایین فرکانسی ارتعاش سازه و هم فاز بودن حرکت، افزایش دامنه در سطح انرژی موج به وجود آمده است و با توجه به نسبت پوآسن بالا و چگالی پایین این نوع خاک شامل اثرات اندرکنشی اینرسی گردیده و سازه فرکانس اساسی خاک را کمی پایین آورده است.



شکل ۵-۱۱: تغییرات توابع تبدیل با حضور سازه ۱۰، ۲۰ و ۳۰ طبقه در مدل خاکی NC20

۵-۴-۱-۴- OC خاک

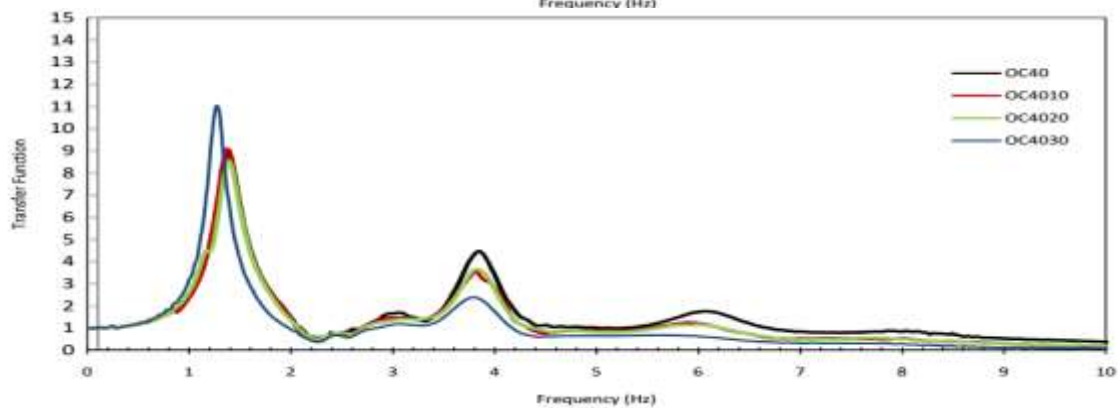
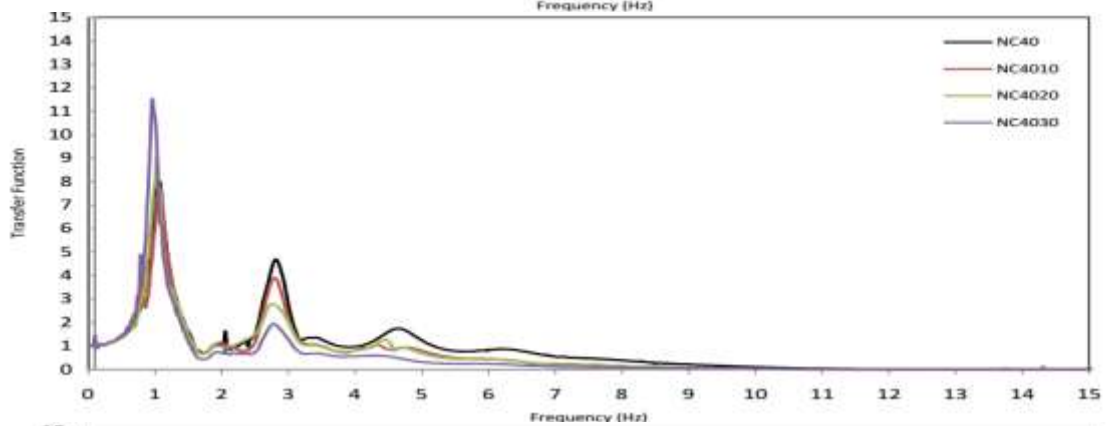
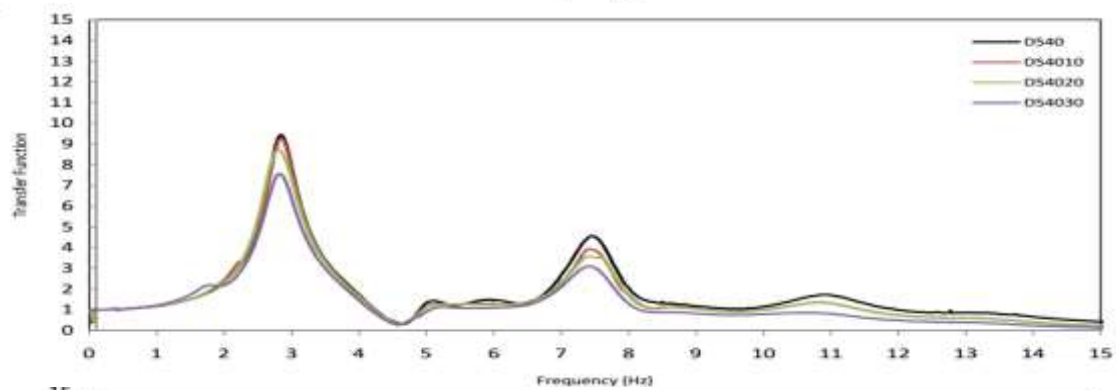
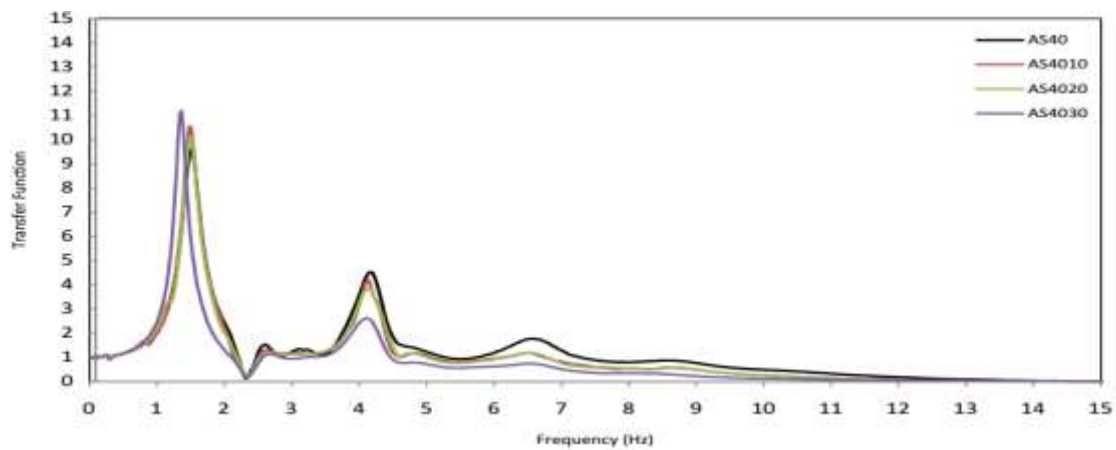
- با توجه به مشخصات دینامیکی این خاک با خاک AS20، (شکل ۵-۱۲) و مشابه بودن فرکانس غالب این خاک ها، توابع تبدیل با اختلاف بسیار جزئی، رفتاری تقریباً شبیه به هم دارند.



شکل ۵-۱۲: تغییرات توابع تبدیل با حضور سازه ۱۰، ۲۰ و ۳۰ طبقه در مدل خاکی OC20

۵-۴-۲- لایه های خاک با ضخامت ۴۰ متری

- در خصوص سطح دامنه تشدید، با توجه به افزایش ضخامت نسبت به لایه ۲۰ متری و بدست آمدن فرکانس غالب پایین و همپوشانی این فرکانس با فرکانس مود اساسی سازه ۳۰ طبقه، بیشترین تاثیر در تشدید پاسخ را این سازه ایفا نموده است جز در DS40، (شکل ۵-۱۳)، به خاطر داشتن فرکانس غالب بالاتر از مود ارتعاش اصلی این سازه.
- در این لایه (شکل ۵-۱۳)، به خاطر وزن بالای سازه ۳۰ طبقه و افزایش جرم واحد بر سطح توزیع اضافه تنش در عمق، با توجه به افزایش ضخامت مدل خاکی، مود اول که نقش مد جرمی را ایفا می کند، فرکانس غالب خاک اندکی کم شده است و دامنه آن با توجه به پیوند بالای سازه ۳۰ طبقه و هم فازی حرکت سازه در فرکانس مورد نظر (فرکانس های پایین) افزایش پیدا کرده است. در مدل DS40، (شکل ۵-۱۳)، با توجه به سختی بالای خاک تغییر فرکانس مود اول نامحسوس بوده و دامنه کاهش پیدا کرده است.



شکل ۵-۱۳: تغییرات توابع تبدیل با حضور سازه ۱۰، ۲۰ و ۳۰ طبقه در مدل‌های خاکی ۴۰ متر

۵-۵ - بررسی مقادیر شتاب حداکثر بر حسب نوع حرکت لرزه ای، جنس خاک، ضخامت

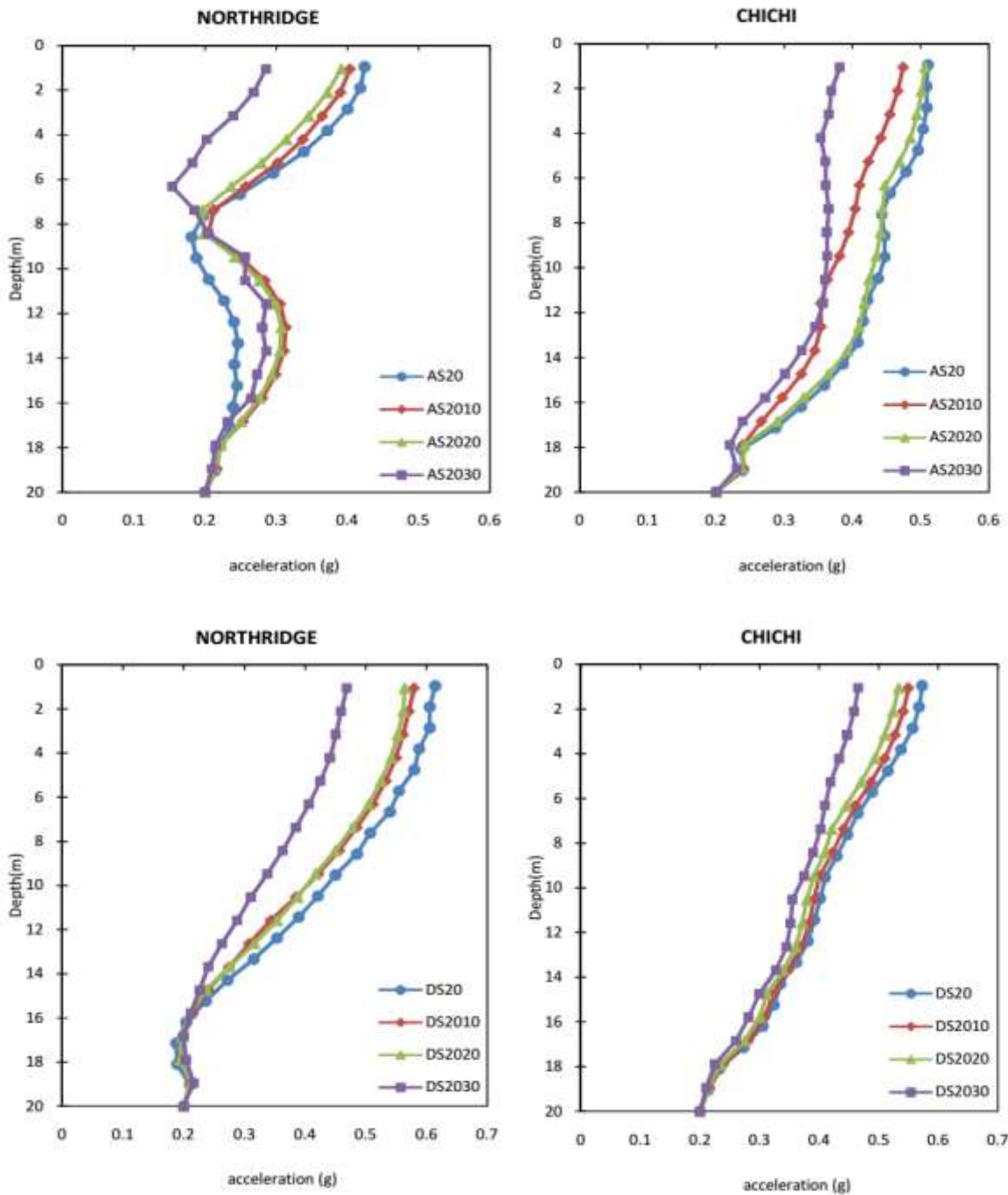
و سازه های موجود بر روی آن بر حسب عمق

همان طور که در فصل قبل عنوان گردید، زلزله ی Chichi، دارای محتوای فرکانسی پایین و طیف پاسخ همواری می باشد، (شکل ۵-۸)، که در محدوده فرکانسی ۴ تا ۵ و ۱/۴ تا ۱/۶ هرتز بیشترین پاسخ شتاب را دارد، در زلزله ی Northridge محتوای فرکانسی بالا و بیشینه ی شتاب طیف پاسخ، در محدوده ی ۵ تا ۵/۵ هرتز می باشد، (شکل ۵-۷)، که با توجه به فرکانس تشدید لایه های مختلف و مدل های خاکی گوناگون هم پوشانی این محدوده ی فرکانسی با فرکانس تشدید هر یک از مدل ها، در بیشینه شتاب تاثیر به سزایی داشته که اثرات ساختگاهی را با توجه به عمق و جنس خاک می توان درک کرد. همچنین در خصوص سازه های مستقر، همچنان که در بخش قبلی توابع تشدید بررسی گردید ارتعاشات و دامنه حرکت سازه ها با توجه به مشخصات دینامیکی آنها در جذب انرژی موج برشی، می توان چگونگی تغییر پاسخ در بیشینه شتاب را توضیح داد، به طوری که ملاحظه می شود، سازه ۳۰ طبقه به خاطر داشتن جرم بالا و سختی پایین و شکل پذیری بالا، باعث کاهش شتاب ماکزیمم خاک جهت مقابله با نیروی اینرسی خود گردیده است.

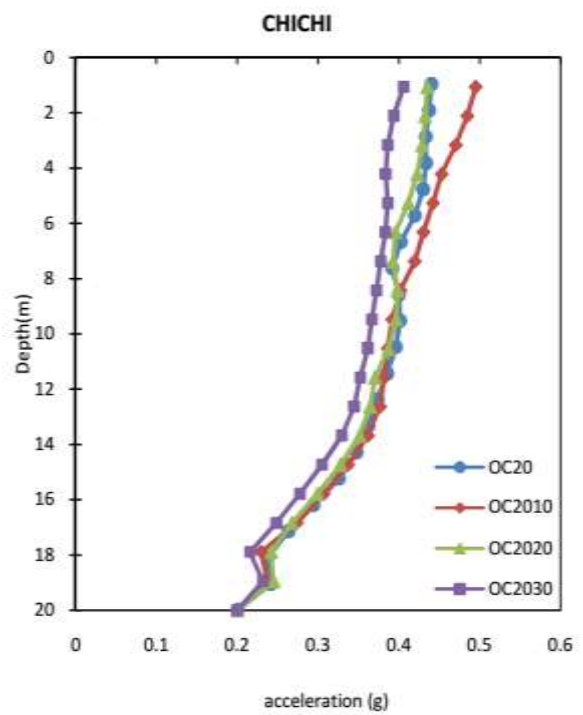
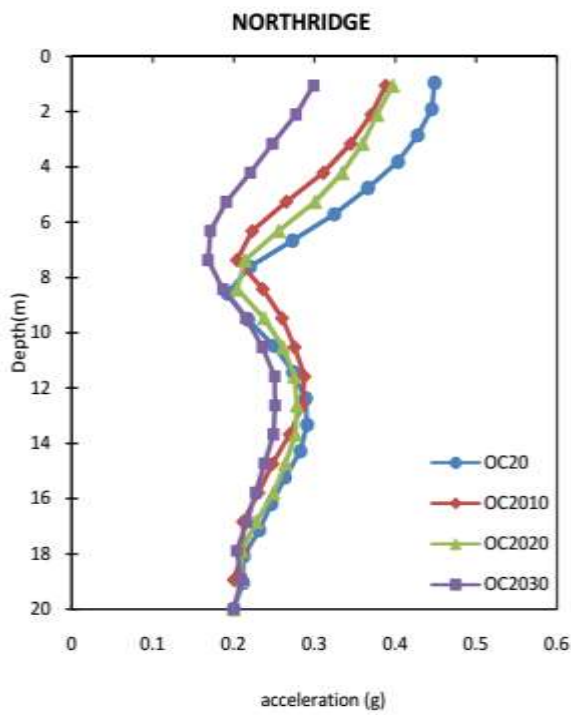
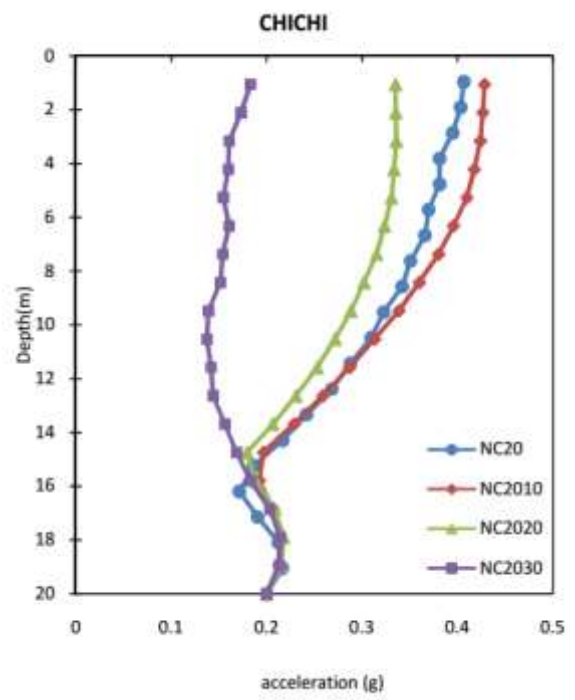
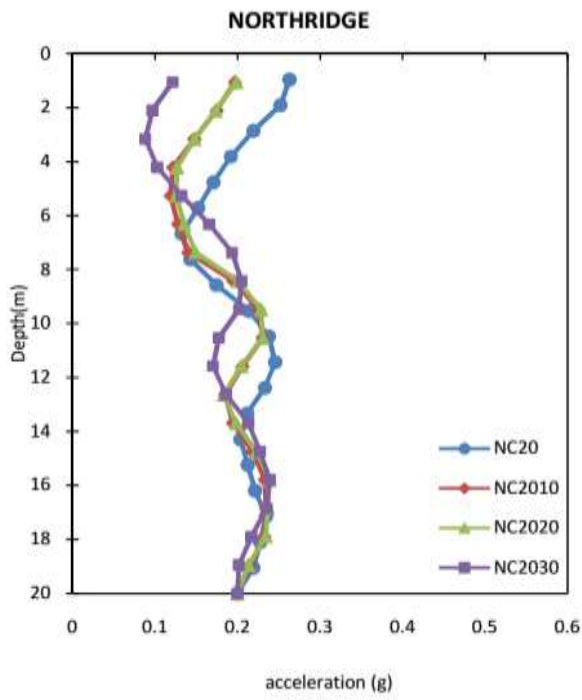
بیشینه شتاب در عمق لایه خاک مخصوصاً در لایه های نرم متناسب با فرکانس بارگذاری زلزله می باشد، به طوری که در زلزله Northridge با فرکانس بالا و همپوشانی آن با فرکانس تشدید خاک با توجه به عمق، این مقادیر متغیر می باشند که این تغییرات مربوط به طول موج عبوری حاصل از بارگذاری در عمق لایه خاکی می باشد، با توجه به تغییر فرکانس تشدید در مدل های خاکی به جز مدل DS با حضور سازه ۳۰ طبقه، مقادیر شتاب در عمق لایه نسبت به مدل های خاکی بدون حضور سازه دچار تغییراتی شده است (شکل ۵-۱۴ و شکل ۵-۱۵) که علت آن تغییر طول موج فرکانس تشدید می باشد. نمونه قابل محسوس آن را می توان در مدل OC40 و OC4030، (شکل ۵-۱۵)، NC20 و

Northridge زلزله (شکل ۵-۱۴) و همچنین NC40 و NC4030، (شکل ۵-۱۵)، در زلزله Northridge

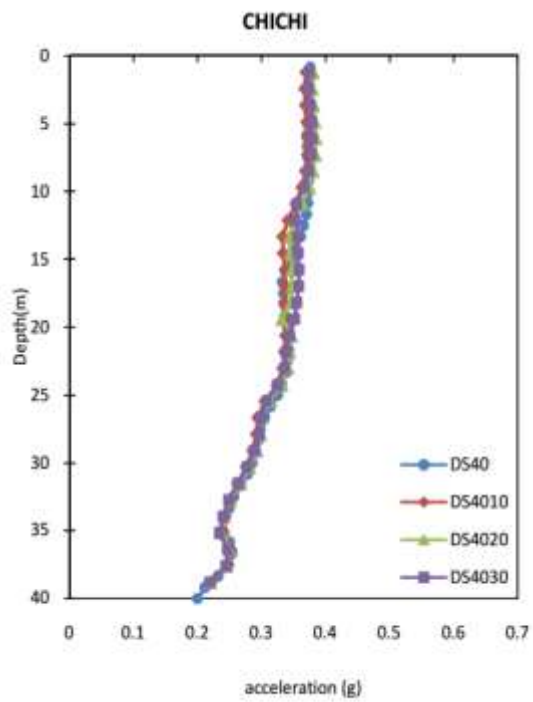
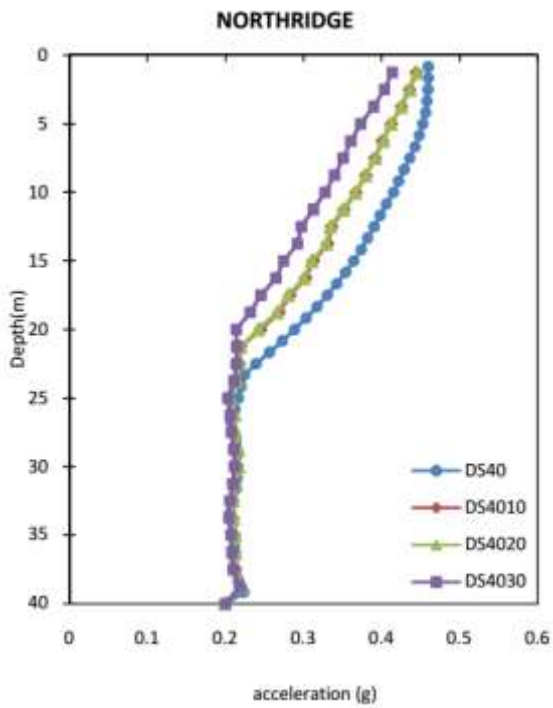
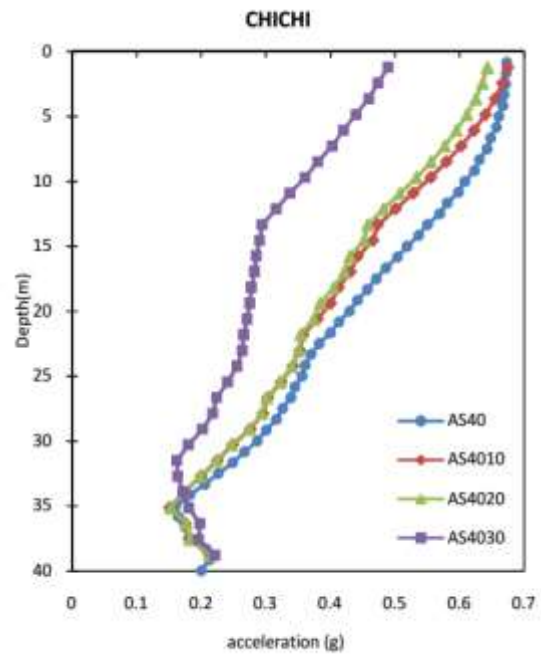
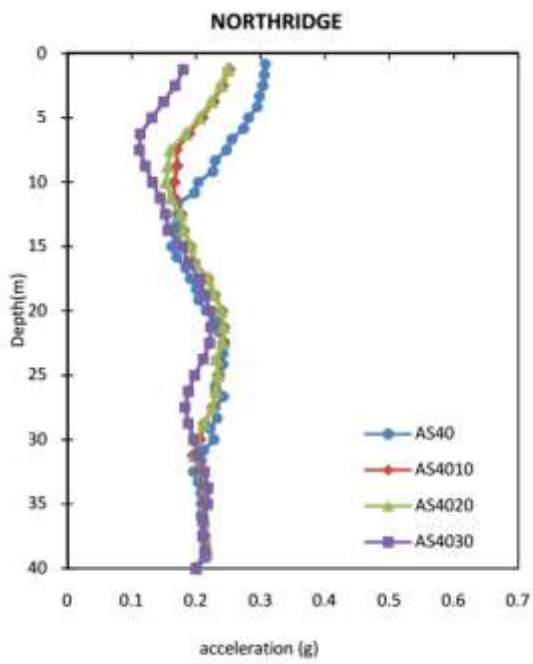
مشاهده نمود.



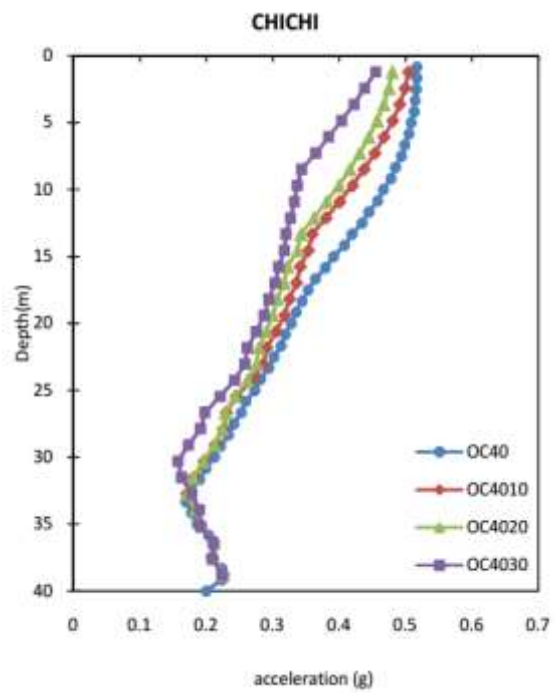
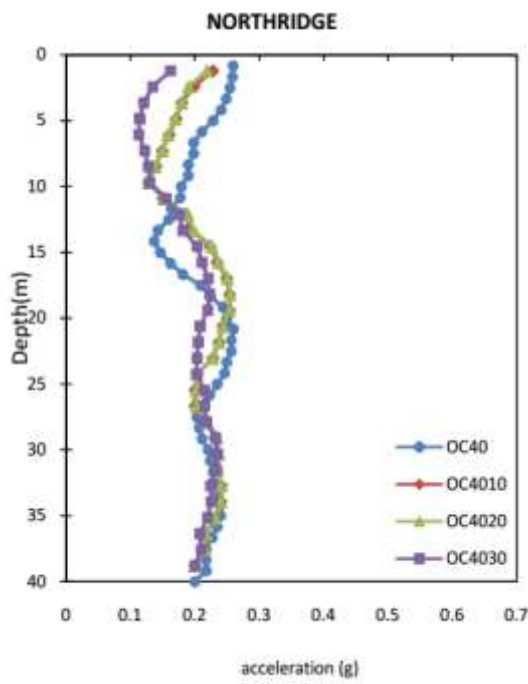
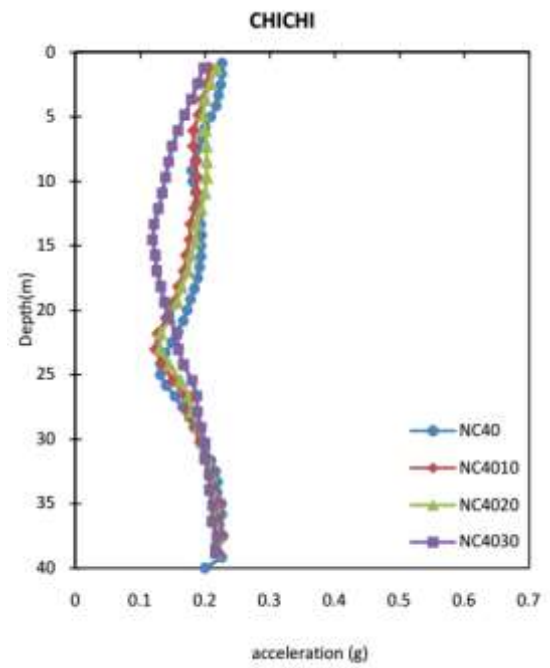
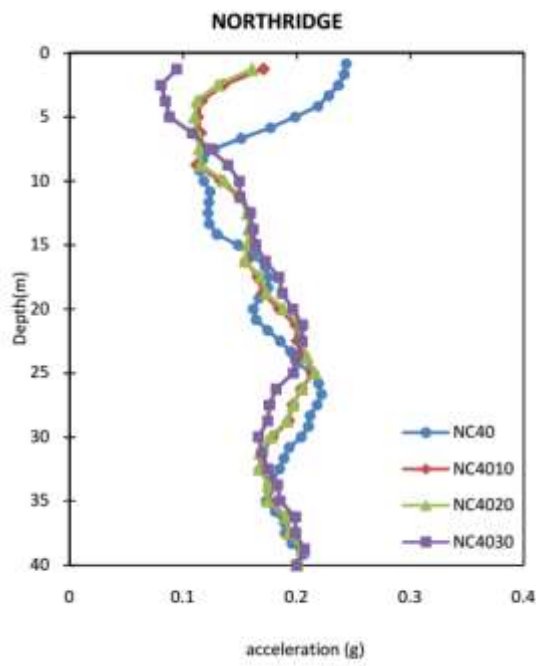
شکل ۵-۱۴: بیشینه‌ی شتاب در راستای عمق در مدل‌های خاکی ۲۰ متر طی زلزله‌های Northridge و Chichi



شکل ۵-۱۴ : (ادامه)



شکل ۵-۱۵: بیشینه‌ی شتاب در راستای عمق در مدل‌های خاکی ۴۰ متر طی زلزله‌های Northridge و Chichi



شکل ۵-۱۵ : (ادامه)

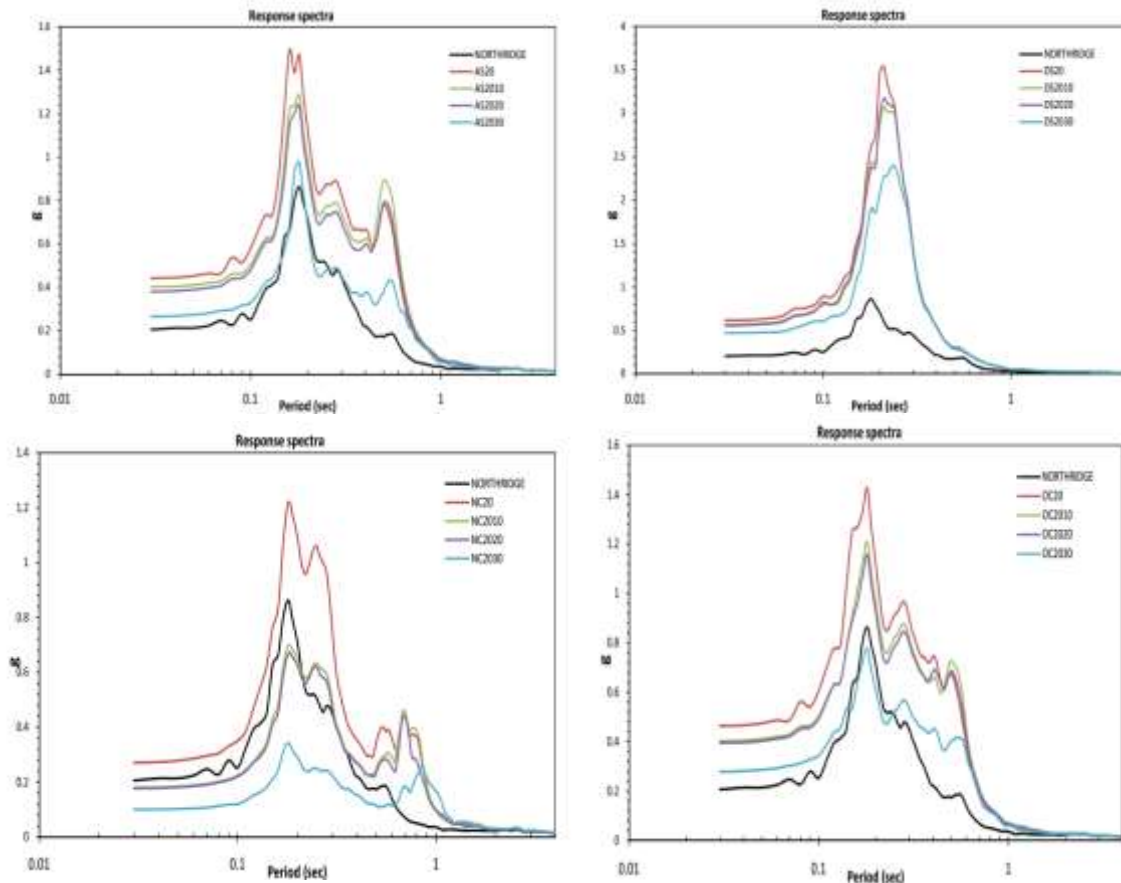
۵-۶- بررسی مقادیر پاسخ شتاب بر حسب نوع حرکت لرزه‌ای، جنس خاک، ضخامت و

سازه‌های موجود بر روی آن بر حسب عمق:

۵-۶-۱- لایه ۲۰ متری

۵-۶-۱-۱- زلزله Northridge

- در مدل AS20، (شکل ۵-۱۶)، علاوه بر تشدید پریود غالب، باعث افزایش پاسخ در پریودهای بالا شده است و با حضور سازه این پاسخ‌ها کاهش پیدا کرده، که با وجود سازه ۳۰ طبقه به کمترین حد خود رسیده است، در پریودهای بالا، سازه ۱۰ طبقه بیشتر از سایر سازه‌ها باعث افزایش دامنه پاسخ شده است که در بخش‌های قبل به مسئله حضور سازه با توجه به مشخصات دینامیکی در کاهش و افزایش دامنه پاسخ توضیحات ارائه شده است.
- مدل DS20، (شکل ۵-۱۶)، باعث افزایش پاسخ در پریود غالب بارگذاری شده است که حضور سازه باعث کاهش دامنه این تشدید گردیده است.
- مدل NC20، (شکل ۵-۱۶)، باعث افزایش پاسخ در پریود غالب بارگذاری و کمی در پریودهای بالا گردیده که حضور سازه در طبقات ۱۰ و ۲۰ در پریود بالا باعث افزایش دامنه و در سازه ۳۰ طبقه دامنه تشدید کاهش و به سمت پریودهای بالا میل کرده است.
- مدل OC20، (شکل ۵-۱۶)، افزایش پاسخ در پریود غالب بارگذاری و کمی در پریودهای بالا گردیده که حضور سازه در طبقات ۱۰ و ۲۰ در پریود بالا باعث افزایش دامنه در این محدوده گردیده است.

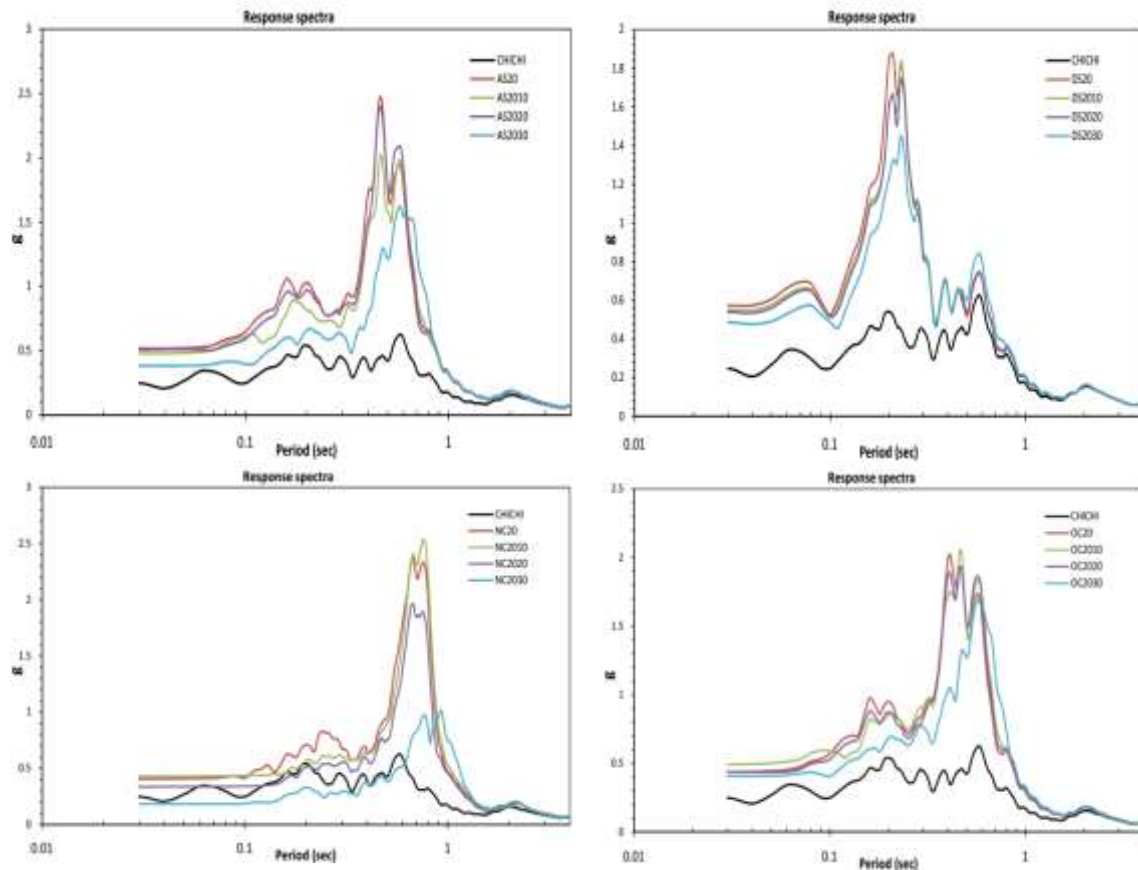


شکل ۵-۱۶: نمودار طیف پاسخ در مدل های خاکی ۲۰ متر طی زلزله ی Northridge

۵-۱-۶-۲ - زلزله Chichi

- در مدل AS20، (شکل ۵-۱۷)، باعث افزایش دامنه پاسخ در پریودهای بالا شده است، که حضور سازه ۳۰ طبقه کاهش چشمگیری در پاسخ این بارگذاری شده است.
- مدل DS20، (شکل ۵-۱۷)، باعث افزایش پاسخ در پریودهای کوتاه شده است که حضور سازه نقش خیلی کمی در کاهش دامنه پاسخ داشته است.
- مدل NC20، (شکل ۵-۱۷)، باعث افزایش پاسخ در پریودهای بالا گردیده است که در سازه ۱۰ طبقه با تاثیر بسیار اندک باعث افزایش پاسخ نسبت به سازه ۲۰ طبقه داشته است ولی با حضور سازه ۳۰ طبقه کاهش این دامنه بسیار بالا می باشد.

- مدل OC20، (شکل ۵-۱۷)، در این مدل با افزایش سطح دامنه پاسخ در پریودهای پایین کاهش سطح دامنه پاسخ با حضور سازه ۱۰ و ۲۰ طبقه بسیار جزئی می باشد ولی در سازه ۳۰ طبقه علاوه بر انتقال بیشینه پاسخ به سمت پریودهای بالا کمی سطح پاسخ را نیز کاهش داده است.



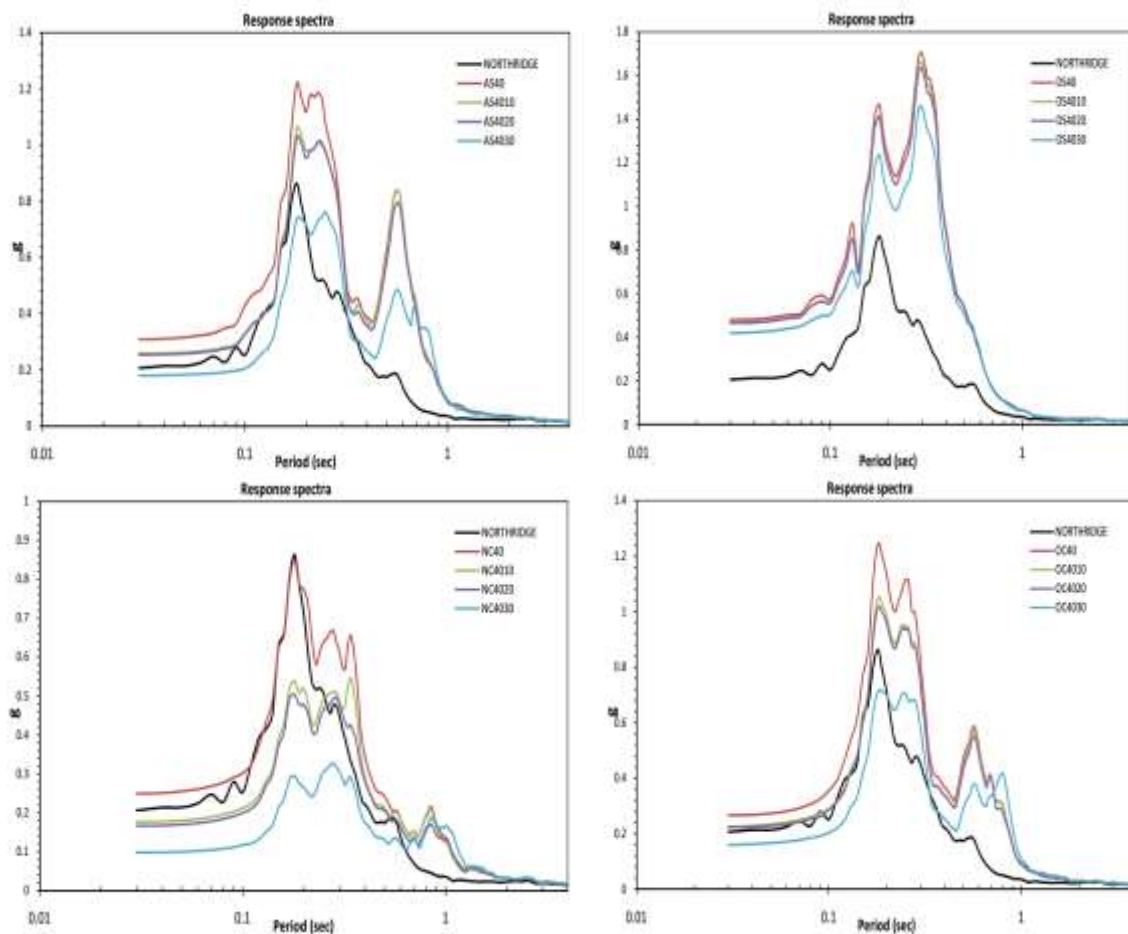
شکل ۵-۱۷: نمودار طیف پاسخ در مدل های خاکی ۲۰ متر طی زلزله ی Chichi

۵-۶-۲- لایه ۴۰ متری

۵-۶-۲-۱- زلزله Northridge

- مدل AS40، (شکل ۵-۱۸)، باعث افزایش پاسخ در پریود غالب بارگذاری و پریود های بالا شده است که حضور سازه باعث کاهش دامنه این تشدید گردیده است. که سازه ۳۰ طبقه باعث کاهش پاسخ کمتر از پاسخ بارگذاری گردیده است.

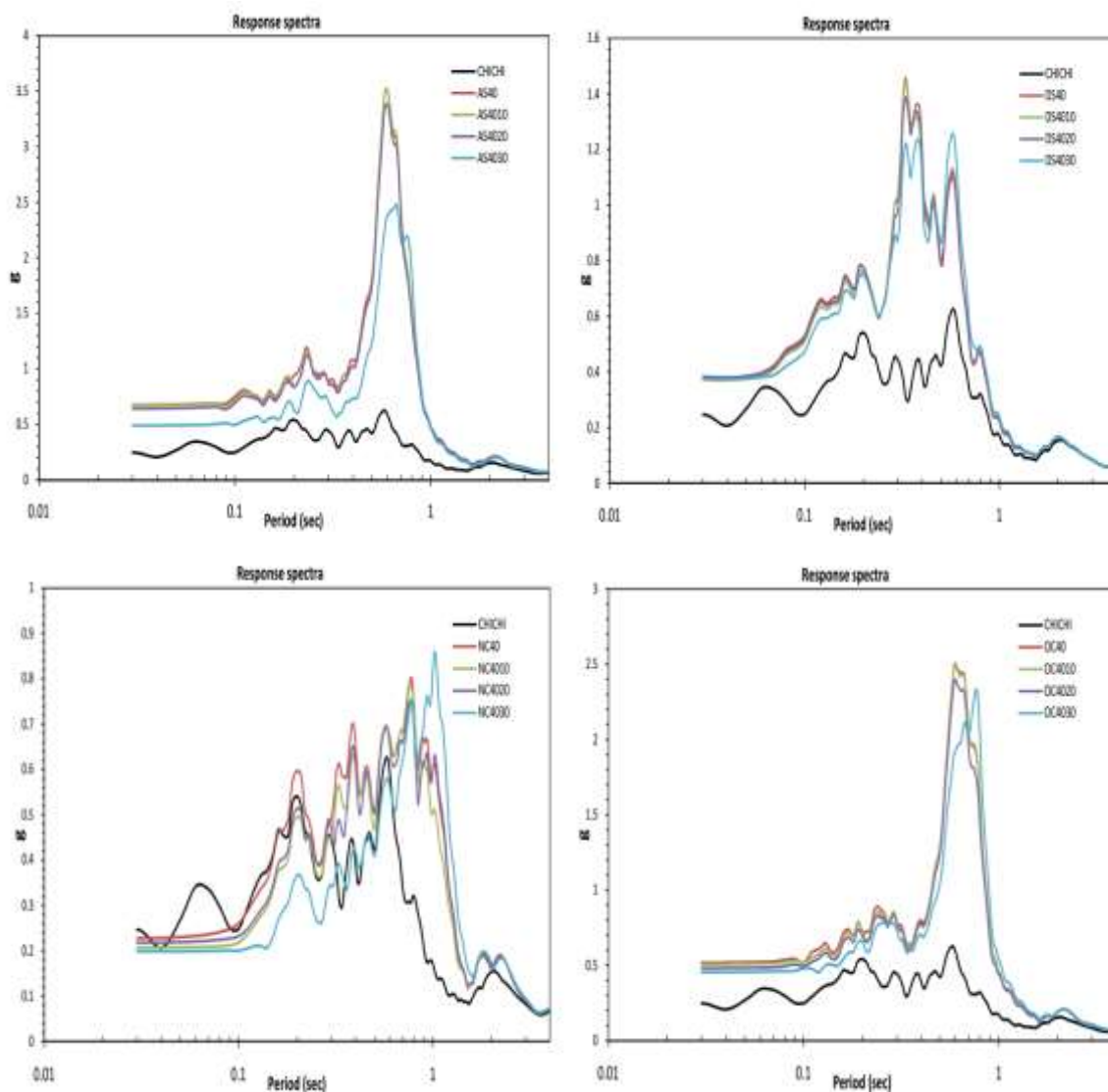
- مدل DS40، (شکل ۵-۱۸)، در این مدل علاوه بر تشدید پریود غالب زلزله پریودهای بالا نیز دارای بیشینه پاسخ گردیده اند.
- مدل NC40، (شکل ۵-۱۸)، این مدل پاسخ بارگذاری زلزله را کاملا کاهش داده و پریودهای بالا نیز با افزایش پاسخ همراه بوده است. که حضور سازه باعث کاهش این پاسخ ها گردیده است. که این اثر کاهش در پریودهای بالا بسیار ناچیز می باشد.
- مدل OC40، (شکل ۵-۱۸)، در این مدل ما شاهد افزایش پاسخ بارگذاری در سطح آزاد و حضور سازه ۱۰ و ۲۰ طبقه در پریود غالب بارگذاری و همچنین در پریودهای بالا بوده ولی در سازه ۳۰ طبقه کاهش چشمگیر پاسخ بارگذاری در پریود غالب بارگذاری می باشیم.



شکل ۵-۱۸: نمودار طیف پاسخ در مدل های خاکی ۴۰ متر طی زلزله ی Northridge

۵-۶-۲-۲- زلزله Chichi

- در مدل AS40، (شکل ۵-۱۹)، باعث افزایش دامنه پاسخ در پریودهای بالا شده است ولی حضور سازه ۱۰ و ۲۰ طبقه تاخیر چندانی در کاهش سطح پاسخ نداشته است ولی حضور سازه ۳۰ طبقه کاهش در پاسخ این بارگذاری شده است.
- مدل DS40، (شکل ۵-۱۹)، باعث افزایش پاسخ در دو محدوده فرکانسی شده است. که حضور سازه بر روی مدل در سازه ۳۰ طبقه باعث کاهش جزئی پاسخ در محدوده پایین و افزایش آن در محدوده پریود بالا گردیده است.
- مدل NC40، (شکل ۵-۱۹)، در این مدل افزایش چندانی در بیشینه پاسخ در بارگذاری این زلزله وجود نداشته و پریودهای بالا با افزایش کمی تشدید شده و در سازه ۳۰ طبقه سطح این پاسخ در این محدوده افزایش یافته است.
- مدل OC40، (شکل ۵-۱۹)، با توجه به افزایش پاسخ در یک محدوده فرکانسی، حضور سازه تاثیر چندانی در کاهش این سطح پاسخ نداشته ولی سازه ۳۰ طبقه این فرکانس را به سمت فرکانس کم انتقال داده است.



شکل ۵-۱۹: نمودار طیف پاسخ در مدل های خاکی ۲۰ متر طی زلزله ی Chichi

فصل ششم

نتیجه گیری و ارائه پیشنهاد

۶-۱- نتیجه گیری:

- در صحت سنجی‌های انجام شده، تنها در ماسه متراکم، مقدار فرکانس تشدید با اختلاف اندکی بیشتر از نتایج حاصل از نرم افزار DEEPSOIL، گردید که لازم است این اختلاف جهت تحلیل پاسخ زمین با نرم افزار DEEPSOIL، در خاک‌هایی با مدول برشی بالا در نظر گرفته شود. با افزایش ضخامت مدل‌های خاکی و تاثیرات میرایی شعاعی سطح دامنه تشدید کاهش پیدا کرده که در نرم افزار DEEPSOIL، این کاهش دامنه وجود ندارد و پاسخ سطح آزاد زمین با تحلیل‌های انجام شده با نرم افزار ABAQUS، تفاوت دارد.
- در یک ضخامت یکسان از مدل‌های خاکی بیشترین مقدار فرکانس تشدید مربوط به ماسه متراکم و کمترین آن مربوط به رس عادی تحکیم یافته می باشد.
- با افزایش ضخامت خاک (یک خاک مشابه)، در هر یک از مدل‌های خاکی مقدار و سطح دامنه فرکانس تشدید کاهش پیدا می کند که در تحلیل‌های لرزه‌ای با توجه به گودبرداری و خاکریزی ساختگاه می تواند حایز اهمیت باشد.
- در خصوص سطح دامنه فرکانس تشدید در یک ضخامت یکسان، کمترین مقدار مربوط به رس عادی تحکیم یافته می باشد که با بالا بردن نسبت پیش تحکیمی می توان مقدار فرکانس تشدید را به سمت فرکانس‌های بالا هدایت کرد.
- حضور سازه بر روی خاک می تواند پاسخی متفاوت از نظر حرکت نسبت به پاسخ سطح آزاد زمین در تحلیل دینامیکی خاک ایجاد کند. این تغییرات به خاطر اثرات اینرسی و سختی سازه که در تغییرات محتوای فرکانسی ارتعاش سازه نقش به سزایی را ایفا می کند. به طوری که سازه ۳۰ طبقه بیشترین تاثیر را در مقدار و دامنه فرکانس تشدید داشته است.
- سازه ۳۰ طبقه بر روی ماسه متراکم کمترین تاثیر در مقدار فرکانس تشدید نسبت به حالت بدون بار و بیشترین کاهش دامنه فرکانس تشدید در لایه ۲۰ متری داشته است.

- هر یک از سازه ها دارای فرکانس های ارتعاشی متفاوتی می باشند به طوری که سازه های کوتاه پریود کوتاه و سازه های بلند پریود بالایی دارند، که با توجه به جرم، سختی و شکل پذیری آنها در انواع موده های ارتعاشی در تابع تشدید خاک دچار تغییراتی می نمایند که این تغییرات متناسب با جرم و سختی سازه و فرکانس غالب خاک می باشد. که در لایه های ۴۰ متری سازه ۳۰ طبقه در همه مدل های خاکی به غیر از ماسه متراکم مقدار فرکانس تشدید را کاهش داده است.
- حضور سازه در تمامی مدل های خاکی باعث کاهش سطح دامنه مود دوم فرکانس تشدید گردید.
- در تمامی موارد حضور سازه بیشینه شتاب را در سطح زمین کاهش داده که برآورد میزان نیروی برش در تحلیل استاتیکی معادل می تواند مورد توجه قرار گیرد و علت نیز مقاومت سازه در برابر حرکت سطح آزاد با توجه به نیروی اینرسی سازه می باشد.
- در لایه های نرم با کاهش مقدار فرکانس غالب با توجه به وزن سازه ۳۰ طبقه، الگو شتاب ماکزیمم در عمق دچار تغییرات می شود که این تاثیر در سازه های زیر زمینی مانند تونل و لوله های مدفون می تواند حایز اهمیت باشد.
- وزن بالای سازه های بلند باعث تغییرات مشخصات دینامیکی خاک می شود می تواند توابع تشدید خاک را دچار تغییرات نماید و در تعیین پاسخ زمین مهم باشد.
- در بررسی های انجام شده مشخص شد با توجه به همپایه کردن شتابها، محتوای فرکانس متفاوت زلزله های طرح، شتاب های ماکزیمم متفاوتی در عمق لایه خاکی ایجاد می کند که می تواند اثرات غیرخطی خاک را در کاهش پاسخ لرزه ای خاک تحت شعاع قرار دهد. محتوای فرکانسی زلزله با توجه به فاصله از گسل و بزرگای زلزله و نیز ضریب V_{max}/a_{max} که تاثیر به سزایی در محتوای فرکانسی دارد، در استاندارد ۲۸۰۰ (آیین نامه طراحی لرزه ای ساختمان) لحاظ نشده است.

۶-۲- پیشنهادات

- با توجه به اهمیت طراحی لرزه ای سازه‌ها، تعیین پاسخ لرزه ای سطح خاک توام با حضور سازه با توجه به ویژگی دینامیکی سازه (اندرکنش خاک و سازه) انجام پذیرد.
- تهیه یک پهنه‌بندی لرزه‌ای فرکانسی برحسب فرکانس غالب با توجه به مطالعات گسل شناسی و فاصله ساختگاه از گسل و نیز استفاده از روابط کاهندگی و ضریب V_{max}/a_{max} جهت تعیین فرکانس غالب
- بهسازی خاک جهت تغییر فرکانس غالب خاک با توجه به مطالعات فرکانسی زلزله های طرح
- تغییر محتوای فرکانسی سازه‌ها با استفاده از سیستم‌های رایج جذب انرژی و کاهش پریود سازه با توجه به فرکانس زلزله‌های طرح و فرکانس غالب خاک
- همچنین جهت مطالعات آتی پیشنهاد می‌گردد، اثر سازه های زیرزمینی با و بدون حضور سازه بر توابع تشدید خاک، همچنین اثر دو سازه بلند مجاور هم و بررسی توابع تشدید بین دو سازه و در نهایت اثر سازه با و بدون حضور جداگر لرزه‌ای در توابع تشدید خاک مورد مطالعه و بررسی قرار گیرد.

فهرست مراجع

- [1]. Boussinesq, J. (1885). Application des potentiels à l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides élastiques, Paris: Gauthier-Villars,
- [2] Westergaard, H.M (1938). A Problem of Elasticity Suggested by a Problem in Soil Mechanics, "Contributions to Mechanics of Solids, Timoschenko 60th Anniversary Vol., The MacMillan Co., New York, N.Y.
- [3]. Dobry, R. and Vucetic, M. (1987). "Dynamic properties and seismic response of soft clay deposits", Proceedings, International Symposium on Geotechnical Engineering of Soft Soils, Mexico City, Vol. 2, pp. 51-87.
- [4]. Ishibashi, I. (1992). Discussion to "Effect of soil plasticity on cyclic response," by M. Vucetic and R. Dobry, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 118, No. 5, pp. 830-832.
- [5]. Vucetic, M. and Dobry, R. (1991). "Effect of soil plasticity on cyclic response," Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 117, No. 1, pp. 89-107.
- [6]. Kramer, S.L. (1996). Geotechnical Earthquake Engineering, Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jersey, 653 pp.
- [7]. Wolf, J. P (1985) Dynamic Soil Structure Interaction, Prentice-Hall. Englewood Cliffs, NJ
- [8]. Clough RW and Penzien J (1993) Dynamics of Structures, 2nd Ed., McGraw-Hill Book Company, New York
- [9]. Dickenson, S.E, (1994) "The dynamic response of soft and deep cohesive soils during the Loma Prieta earthquake of October 17, 1989", Ph.D. Dissertation, Univ. of California, Berkeley
- [10]. Chang, S.W. "Seismic response of deep stiff soil deposits", Ph.D. Dissertation, Univ. of California, Berkeley, 1996.
- [11]. Chang, S.W., Bray, J.D., and Seed, R.B. (1996) "Engineering implications of ground motions from the Northridge earthquake", Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 86, pp. 270-288.
- [12]. Stone WC, Yokel FY, Celebi M, Hanks T, Leyendecker EV (1987) Engineering aspects of the September 19, 1985 Mexico earthquake. NBS Building Science Series 165, National Bureau of Standards, Washington, D.C. 207
- [13] Seed, R.B., Dickenson, S.E., Reimer, M.F., Bray, J.D., Sitar, N., Mitchell, J.K., Idriss, I.M., Kayen, R.E., Kropp, A., Harder, L.F., And Power, M.S. Preliminary report on the principal geotechnical aspects of the October 17, 1989 Loma Prieta Earthquake- Re`prt ICB/EERC-90/05. Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 137 pp, 1990.
- [14] Idriss, I. M., and Seed, H. B., 1968, Analysis of ground motions during the 1957 San Francisco earthquake: Seismol. Soc. America Bull., v. 58, p. 2013-2032.
- [15] Romo, M. P. and H. B. Seed (1986). Analytical modeling of dynamic soil response in the Mexico earthquake of September 19, 1985. Proc. International Conference on the 1985 Mexico earthquakes, Mexico.
- [16] Seed, R.B., S.E. Dickenson, et al. 1990. "Preliminary Report on the Principal Geotechnical Aspects of the October 17, 1989 Loma Prieta Earthquake," Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, p. 137.
- [17] Seed, H.B., Ugas, C., and Lysmer, J. "Site dependent spectra for earthquake-resistant design", Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 66, No. 4, pp. 1323-1342, 1976.
- [18]. Seed H. B., Idriss I. M., "Influence of soil conditions on ground motions during earthquakes", University of California, Institute of Transportation and Traffic Engineering, Soil Mechanics Laboratory (1969).
- [19]. Hardin B. O., Drnevich, V. P., "Shear modulus and damping in soils: Measurement and parameter effects (Terzaghi Lecture)", Journal of the soil mechanics and foundations division, 98(6) (1972) 603-624.
- [20]. Idriss I. M., Seed H. B., "An analysis of ground motions during the 1957

- San Francisco earthquake", *Bulletin of the Seismological Society of America*, 58(6) (1968) 2013-2032.
- [21]. Chin B. H., Aki K., "Simultaneous study of the source, path, and site effects on strong ground motion during the 1989 Loma Prieta earthquake: a preliminary result on pervasive nonlinear site effects", *Bulletin of the Seismological Society of America*, 81(5) (1991) 1859-1884.
- [22]. Beresnev, I. A., "Nonlinearity at California generic soil sites from modeling recent strong-motion data", *Bulletin of the Seismological Society of America*, 92 (2) (2002) 863-870.
- [23]. Schaff D. P., Beroza G. C., "Coseismic and postseismic velocity changes measured by repeating earthquakes", *Journal of Geophysical Research: Solid Earth (1978–2012)* (2004) 109(B10).
- [24]. Bardet J. P., Kapuskar M., "Liquefaction sand boils in San Francisco during 1989 Loma Prieta earthquake", *Journal of geotechnical engineering*, 119(3) (1993) 543-562.
- [25]. Wen K. L., "Nonlinear soil response in ground motions", *Earthquake engineering & structural dynamics*, 23(6) (1994) 599-608.
- [26]. Beresnev I. A., Wen K. L., Yeh Y. T., "Nonlinear soil amplification: its corroboration in Taiwan", *Bulletin of the Seismological Society of America*, 85(2) (1995) 496-515.
- [27]. Field E. H., Johnson P. A., Beresnev I. A., Zeng Y., "Nonlinear ground motion amplification by sediments during the 1994 Northridge earthquake", *Nature*, 390 (6660) (1997) 599-602.
- [28]. Borja R. I., Chao H. Y., Montáns F. J., Lin C. H., "Nonlinear ground response at Lotung LSST site", *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 125 (3) (1999) 187-197.
- [29]. Abrahamson N. A., Bolt B. A., Darragh R. B., Penzien J., Tsai Y. B., "The SMART I accelerograph array (1980-1987): a review", *Earthquake spectra*, 3(2) (1987) 263-287.
- [30]. Aki K., "A perspective on the history of strong motion seismology", *Physics of the Earth and Planetary Interiors*, 137(1) (2003) 5-11.
- [31]. Chang C. Y., Power M. S., Tang Y. K., Mok C. M., "Evidence of nonlinear soil response during a moderate earthquake. In Proc. 12th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 3 (1989, August) 1-4.
- [32]. Elgamal A., Yan L., Yang Z., Conte J. P., "Three-dimensional seismic response of Humboldt Bay bridge-foundation-ground system", *Journal of structural engineering*, 134 (7) (2008) 1165-1176.
- [33]. Zeghal M., Elgamal A. W., Tang H. T., Stepp J. C., "Lotung downhole array. II: Evaluation of soil nonlinear properties", *Journal of Geotechnical Engineering*, 121(4) (1995) 363-378.
- [34]. Field E. H., Kramer S., Elgamal A. W., Bray J. D., Matasovic N., Johnson P. A., Anderson J. G., "Nonlinear Site Response: Where We're At (A report from a SCEC/PEER seminar and workshop)", *Seismological Research Letters*, 69(3) (1998) 230-234.
- [35]. Schnabel, P.B., Lysmer, J., Seed, H.B., 1972. SHAKE: A Computer Program for Earthquake Ground Response Analysis for Horizontally Layered Sites. Report No: EERC 72-12. Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Berkeley, CA.
- [36]. Bardet J. P., Ichii K., Lin C. H., "EERA: a computer program for equivalent-linear earthquake site response analyses of layered soil deposits", University of Southern California, Department of Civil Engineering (2000).
- [37]. Streeter V., Wylie, E., Richart F., "Soil motion computations by characteristics method: 12F, 16R. J. GEOTECH. ENGN. DIV. V100, N. GT3, MAR. 1974, P247–263", In *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, Vol.11, No.8, (1974, August) A164, Pergamon.
- [38]. Liam Finn W. D., Martin G. R., Lee M. K. W., "Comparison of Dynamic Analyses for Saturated Sands", In *Volume I of Earthquake Engineering and Soil Dynamics-Proceedings of the ASCE Geotechnical Engineering Division Specialty Conference, June 19-21, 1978, Pasadena, California, Sponsored by Geotechnical Engineering Division of ASCE in cooperation with: (No. Proceeding) (1978, June).*
- [39]. Tsuda K., Steidl J., Archuleta R., Assimaki D., "Site-response estimation for the 2003 Miyagi-Oki earthquake sequence considering nonlinear site response", *Bulletin of the Seismological Society of America*, 96 (4A) (2006) 1474-1482.

- [40] Idriss, I.M., Seed, H.B., 1967. Response of Horizontal Soil Layers During Earthquakes Soil Mechanics and Bituminous Materials Research Laboratory, University of California, Berkeley, Berkeley, CA.
- [41]. Idriss, I.M., Sun, J.I., 1992. User's Manual for SHAKE91: A Computer Program for Conducting Equivalent Linear Seismic Response Analyses of Horizontally Layered Soil Deposits.
- [42]. Dickenson, S.E., "The dynamic response of soft and deep cohesive soils during the Loma Prieta earthquake of October 17, 1989", Ph.D. Dissertation, Univ. of California, Berkeley, 1994.
- [43]. Yoshida, N. "Applicability of conventional computer code SHAKE to nonlinear problem", Proc. of the Symposium on Amplification of Ground Shaking in Soft Ground, JSSMFE, p.p. 14-31, 1994.
- [44]. Youshida, N., Kobayashi, S., Suetomi, I. and Miura, K. "Unified Equivalent linear method considering frequency dependent characteristics of stiffness and damping", Soil Dynamics and Earthquake Eng., Vol. 22, pp. 205-222, 2002
- [45]. Presti, L. Diego, C. F. Lai, C. G. Puci, I., (2006), "ONDA: Computer code for nonlinear seismic response analysis of soil deposits", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 132(2): 223-236.
- [46]. Schnabel, P.B., Lysmer, J., Seed, H.B., 2012. Computer Program SHAKE: A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites. University of California, Berkeley, California.
- [47]. Hashash, Y.M.A., Groholski, D.R., Phillips, C.A., Park, D., Musgrove, M., 2011. DEEPSOIL5.0 User Manual and Tutorial, 107 p.
- [48]. Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M.H., Fenves, G.L., 2009. Computer Program OpenSees: Open System for Earthquake Engineering Simulation. Pacific Earth quake Engineering Research Center (PEER), University of California, Berkeley, California.
- [49]. McKenna, F., and Fenves, G. L. (2001). "The OpenSees Command Language Manual: version 1.2." PEER Center, University of California at Berkely.
- [50] Karatzetou A, Fotopoulou S, Riga E, Karapetrou S, Tsinidis G, Garini E, Pitilakis K, Nikos Gerolymos N and Gazetas G. (2014), "A comparative study of elastic and nonlinear soil response analyses", second European conference on earthquake engineering and seismology, Istanbul, AUG 25-29, 2014
- [51]. Dassault Systèmes, 2005. Computer Program ABAQUS – Finite Element Analysis Software. Dassault Systèmes, Providence, Rhode Island.
- [52]. Anastasopoulos I, Gelagoti F, Kourkoulis R, Gazetas G (2011) Simplified constitutive model for simulation of cyclic response of shallow foundations: validation against laboratory tests. J Geotech Geoenviron Eng 137(12):1154–1168
- [53]. Gerolymos N., Gazetas G. (2006), "Static and Dynamic Response of Massive Caisson Foundations with Soil and Interface Nonlinearities–Validation and Results", Soil Dynamics & Earthquake Engineering, 26(5), 377-394.
- [54]. Armstrong, P. J., and Frederick, C. O. (1966). "A mathematical representation of the multiaxial bausinger effect." CEGB Rep. No. RD/B/N731.
- [55]. Budhu, M. (2007). Soil Mechanics and Foundations. 2nd ed., Wiley, Hoboken, NJ.
- [56]. Dobry, R., Oweis, I. and Uzura, A. "Simple Procedures for Estimating the Fundamental Period of a Soil Profile". Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 66, pp. 1293-1321, 1976.
- [57]. Elhmedi, K. and Heidebrecht, A.C. A Proposed Dynamic Foundation Factor for the National Building Code of Canada, Canadian Journal of Civil Engineering. vol. 18, pp. 974-984, 1991.
- [58]. Rahgozar M.A (1993). Seismic soil-structure interaction analysis of structural base shear amplification. M.Eng. Thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, Carleton University, Ottawa, Ontario, Canada.
- [59]. مقررات ملی ساختمان ایران مبحث ششم: بارهای وارد بر ساختمان، نشر توسعه ایران، تهران ۱۳۹۲
- [60]. McGuire, K.R. 1995. Probabilistic Seismic Hazard Analysis and Design Earthquakes: Closing the loop. BSSA. (85)5:1275-1284.
- [61]. آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله، استاندارد ۲۸۰۰، ویرایش چهارم، مرکز تحقیقات مسکن، تهران
- [62]. Rayleigh JWS, Lindsay RB. The theory of sound. 1st American ed.. New York: Dover Publications; 1945.

- [63]. Wolf J.P (1997). Spring-Dashpot-Mass models for foundation vibration. Earthquake engineering and structural dynamics. Vol.26, pp 931-949.
- [64]. Lysmer, J., Udaka,T., Tsai, C.-F. and Seed, H.B. (1975), "FLUSH a computer program for approximate 3-D analysis of soil-structure interaction problems", EERC,75-30.
- [65]. Hashash Y. M. A., Groholski D. R., Phillips C. A., Park D., Musgrove M., "DEEPSOIL 5.0. User Manual and Tutorial", (2011).

Abstract

What it makes the presence of a soil layers more important during earthquake, is the capability of amplification of seismic waves by that layer, which is defined to as site effect. Free ground response analysis states the amplification of earthquake waves, which is very important in geotechnical earthquake engineering. Determination of site effects is one of the most important challenges in many projects and researches. But since in reality, there are loads like high-rise building on the ground, ground response is affected by these loads. The presence of high-rise buildings on the site can be very important in consideration of amplification functions and evaluation of acceleration distribution in soil depth and in determination of shear forces exerted to the structure. In order to study the effect of the high-rise buildings. In amplification functions of soil, 10, 20 and 30 storey concrete buildings on several types of sand and clay in different depth of bed rock are analyzed under earthquakes with different frequency contents which are performed using ABAQUS a finite element based program. Effect of high-rise buildings on horizontal component of the bedrock motion to free ground motion with estimate common geotechnical earthquake parameters such as amplitude and frequency of amplification function and response spectra in frequency domain, and maximum acceleration distribution in soil depth was studied in time domain. In the frequency domain, results show that variations of amplitude and value of amplification function, according to vibrational characteristics of structure and dominant frequency of soil, strongly under the influence presence of building, so that construct 30 story had greatest influence on these variations. In addition, in the time domain, all models, mass of structures causes reduction of the pick acceleration on the soil surface and pattern of the maximum acceleration distribution of soil per depth has been changed than nonexistence of structure in soil profiles. Totally, it was shown that high-rise buildings can change frequency content of the ground motions strongly. So it is necessary to consider frequency content of earthquake in site effect studied in code 2800 when there are high-rise buildings.

Keywords: amplification function, ground response, high-rise building, site effect



Faculty of Civil Engineering
M.Sc. Thesis in Geotechnical Engineering

**Effects of high-rise building construction on
soil's amplification functions**

By: Seyed Mohammad Hosseinibay

Supervisor

Dr. Amir Bazrafshan Moghaddam

September 2016