



دانشکده مهندسی عمران

پایاننامه ارشد مهندسی ژئوتکنیک

استفاده از روش PFA در تخمین پایداری دیوار حائل در هنگام وقوع زلزله

نگارنده: رامین بهنام سارنگ

استاد راهنما

دكتر امير بذرافشان مقدم

شهريور ماه ۹۸

any to dese

مدير بت ل

فرم شماره (3) صورتجلسه نهایی دفاع از پایان نامه دوره کارشناسی ارشد

سعدتعال

با نام و یاد خداوند متعال. ارزیابی جلسه دفاع از پایان نامه کارشناسی ارشد آقای رامین بهنام سارنگ با شمار. دانشجویی ۹۴۰۳۹۹۴ رشته عمران گرایش ژنوتکنیک تحت عنوان استفاده از روش PFA در نحمین پایداری دیوار حائل در هنگام وقوع زلزله که در تاریخ ۱۳۹۸٬۶۶/۱۲ یا حضور هیأت محترم داوران در دانشگاه صنعتی شاهرود برگزار گردید به شرح ذیل اعلام میگردد:

] مردود 🗌	فبول (با درجه: فيل خص)
		عملی 🗌	وع تحليق: الظرى 🗌
	مرتبة علمي	نام ونام خانوادگی	عشو هیات داور ان
\subseteq	ل	دکتر امیر بذرافشان مقدم	۱ استادراهنمای اول
r r			۲- استادراهنعای دوم
$I_{E_{i}} = \delta I_{i}$	1		۳ - استاد مشاور
. el	استادیل -	دکتر ایسان آقایش	۲- نماینده تحصیلات تگمیلی
A'	اسناديار	دكتر محسن كرامتى	۵- استاد ممتحن اول
-AS	استادیز و	دکثر حسین قاسم زاده طهرانی	۶ استاد ممنحن دوم

••• للاکم به: • •

بدرم که صبروسکیبایی را به من آموخت

مادرم که محبت کردن بی منت را از او آموختم

سمر وقدرداني

به پاس قدردانی از تامی عزیزانی که مرا از ابتدا پاکنون پاری رسانده اند پابتوانم در این راه قدمی هرچند کوچک بردارم. امیداست بتوانم جسرانی بر زحات ہمہ این عزیزان داشتہ باشم. تمچنین از جناب آقای . دکتر بذرافثان مقدم کال مشکر را داشته که در این راه بمواره چراغ راه بوده و از کوچکترین را بهمایی در بغ

نداشتاند.

تعهدنامه

اینجانب رامین بهنام سارنگ دانشجوی دوره کارشناسی ارشد رشته ژئوتکنیک دانشکده مهندسی عمران دانشگاه صنعتی شاهرود نویسنده پایاننامه استفاده از روش PFA در تخمین پایداری دیوار حائل در هنگام وقوع زلزله تحت راهنمائی دکتر امیر بذرافشان مقدم متعهد می شوم.

- تحقیقات در این پایان نامه توسط اینجانب انجام شده است و از صحت و اصالت برخوردار است .
 - در استفاده از نتایج پژوهشهای محققان دیگر به مرجع مورد استفاده استناد شده است .
- مطالب مندرج در پایاننامه 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 میباشد 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 نتایح اصلی پایاننامه تأثیر گذار بوده اند در مقالات مستخرج از پایاننامه رعایت می گردد.
- در کلیه مراحل انجام این پایاننامه ، در مواردی که از موجود زنده (یا بافتهای آنها) استفاده شده است ضوابط
 و اصول اخلاقی رعایت شده است .
 - در کلیه مراحل انجام این پایاننامه، در مواردی که به حوزه اطلاعات شخصی افراد دسترسی یافته یا استفاده شده است اصل رازداری ، ضوابط و اصول اخلاق انسانی رعایت شده است .

تاريخ

امضای دانشجو

مالكيت نتايج 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 میباشد . این مطلب باید به نحو مقتضی در تولیدات علمی مربوطه ذکر شود . استفاده از اطلاعات و نتایج موجود در پایاننامه بدون ذکر مرجع مجاز نمیباشد.

افزایش گود برداریهای عظیم در مناطق شهری و همچنین ساخت اسکلهها در مناطق ساحلی، اهمیت استفاده از دیوارهای حائل را دوچندان ساخته است. از طرفی زلزلههای سالهای اخیر محققان را بر آن داشته تا به صورت عمیقتری رفتار دینامیکی این نوع سازهها را بررسی نمایند تا به روش-هایی برای تخمین پایداری لرزهای این سازهها دست پابند. در این پایاننامه نیز تلاش شده است تا روشی تحت عنوان شتاب حداکثر فیلتر شده (PFA) جهت تخمین پایداری لرزهای دیوار حائل مورد بررسی قرار گیرد. در روش PFA ابتدا مدل مورد تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA)^۲ قرار می گیرد و با رسم منحنی شتاب خرابی حاصل از این تحلیل و منحنی پوشاور^T حاصل از تحلیل استاتیکی</sup> غیرخطی و مرتبط ساختن این دو با یکدیگر ، محدودهای از فرکانس ها که احتمال خرابی سازه در آنها بیشتر است، مشخص می گردد. با مشخص شدن محدوده بحرانی، برای کنترل خرابی تحت یک شتاب نگاشت مشخص، می توان به جای تحلیل های دینامیکی پیچیده و زمان بر از فیلتری مشخص تحت عنوان باترورث، با مرتبه و فرکانس قطع⁶ مناسب استفاده نمود و با سرعت بیشتری به نتیجه تحلیل پی برد. با توجه به شتابنگاشتهای بررسی شده در این پژوهش، روش PFA در صورتی نتایج مطلوب به دنبال خواهد داشت که مقدار ماکزیمم دامنه در طیف فوریه شتابنگاشت مورد استفاده، در محدوده بالاتر از فرکانس غالب سازه شتاب بالایی داشته باشد. روش ذکر شده بر روی گودی ۹ متری دارای مهار و در نرم افزار SAP2000 مورد بررسی قرار گرفته است و برای اطمینان از صحت نتایج تحلیل، مدل در نرم افزار PLAXIS 2D نیز کنترل گردیده است.

کلمات کلیدی: دیوار حائل، شتاب حداکثر فیلتر شده ، تحلیل دینامیکی افزایشی، ، فیلتر باترورث، فرکانس قطع

¹ Peak Filtered Accelaration

^r Incremantal Dynamic Analysis

^r Pushover Curve

^{*} Butterworth

^a Cutoff Frequency

فهرست مطالب

J	فهرست جداول
م	فهرست اشكال
١	فصل۱: کلیات
۲	۱–۱ مقدمه
۲	۲-۱ اهداف پژوهش
۳	۱–۳ ضرورت انجام پژوهش
۳	۱-۴ محدوده کاربرد پژوهش
٣	۱ –۵ معرفی فصلهای پایاننامه
۵	فصل۲ : مروری بر ادبیات فنی و پژوهشهای انجام شده
۶	۱-۲ مقدمه
۶	۲-۲ کلیاتی پیرامون دیوار حائل
۷	۲-۲ سپرها
۷	۲-۳-۱ کلیاتی پیرامون سپرها
۱۰	۲-۳-۲ اصول تحلیل و طراحی سپر
١٢	۲-۳-۳ معیارهای خرابی سپر
۱۵	۲-۴ خصوصیات حرکات زمین (شتاب نگاشت)
۱۵	۲-۴-۲ کلیات
۱۷	۲-۴-۲ دامنه
۱۷	۲-۴-۲ محتوی فرکانسی

۲۳	۲–۴–۲ مدت
74	۲-۵ خصوصیات مدلهای پیشبینی خرابی
74	۲–۵–۱ نحوه معرفی سازه
۲۵	۲-۵-۲ معیار شدت حرکت زمین
75	۲-۵-۲ روش آنالیز
۲۷	۲-۶ روش PFA
۲۷	۲-۶-۲ کلیات روش PFA
۳۲	۲-۶-۲ نحوه تعیین پارامترهای روش PFA
۳۷	۲-۷ اندرکنش خاک و سازه
۳۷	۲-۷-۱ تاریخچه اندرکنش خاک و سازه
۳۸	۲-۷-۲ ساز و کار اندرکنش خاک و سازه
۴۰	۲-۷-۲ روشهای تحلیل اندرکنش خاک و سازه
۴۱	۲-۷-۴ تاثیرات اندرکنش خاک و سازه بر رفتار لرزهای
40	فصل۳ : روش انجام پژوهش
48	۱–۳ مقدمه
۴۶	۲-۳ معرفی نرم افزار SAP2000
۴۷	۳-۳ روشهای تحلیل مورد استفاده
۴۷	۴-۳ مراحل حل مسئله در SAP2000
۴۷	۳-۴-۴ فرضیات کلی در مدلسازی
۴۸	۳-۴-۳ هندسه مدل
۴۹	۳-۴-۳ نحوه مدلسازی سیستم
۶۳	۳-۴-۴ میرایی خاک

۶۸	۳–۴–۵ میرایی سازه
۷۱	۳-۴-۶ مشخصات مفاصل پلاستیک
۷۳	۳-۵ مراحل حل در روش PFA
۷۳	۳-۵-۱ رسم منحنی شتاب خرابی
٧۴	۳–۵–۲ رسم منحنی پوشاور
۷۵	۳-۵-۳ محاسبه فرکانس قطع
٧۶	۳–۵-۴ محاسبه شتاب حداکثر فیلتر شده (PFA)
Υλ	۳-۵-۵ پیشبینی خرابی
٧٩	فصل۴ : تفسير نتايج
٨٠	۴–۱ صحت سنجی مدل
λ۲	۴-۲ مقايسه نتايج تحليل دو نرمافزار SAP2000 و PLAXIS
λ۳	۴-۳ بررسی منحنی شتاب خرابی
λ۳	۴-۳-۱ نحوه تعیین مرز خرابی
٨۴	۴–۳–۲ بررسی اثر میرایی
٨۴	۴-۴ بررسی عملکرد روش PFA تحت انواع شتابنگاشت
۹۵	فصل۵ : نتیجه گیری و پیشنهادات
٩۶	۵–۱ مقدمه
٩۶	۵-۲ نتیجهگیری
٩٧	۵–۳ پیشنهادات

٩٨	پيوست
1	مراجع

فهرست جداول

جدول۲-۱. شرط خرابی بر اساس عملکرد برای سپر (معیار جابجایی)
جدول۲-۲. شرط خرابی بر اساس عملکرد برای سپر (معیار تنش)
جدول۲-۳. مقادیر نمونه برای تابع دانسیته قدرت طیفی Kanani-Tajimi
جدول ۲-۴. مقادیر Vmax/amax پیشنهاد شده توسط (Seed & Idriss (1982)
جدول ۲-۵. مشخصات ساختمانهای مورد استفاده توسط (Song S. (2014
جدول ۲-۶. مرتبه و معیارشدت برای انواع حرکت
جدول ۳-۱. ضرایب ظرفیت باربری خاک
جدول۳-۲. پارامترهای مورکلمب برای رس بانکوک
جدول۳-۳. میزان 50_٤٪ برای مقادیر مختلف مقاومت برشی زهکشی نشده
جدول۳-۴ نسبت p/p_u به y/y_c برای عمقهای مختلف در بارگذاری چرخه ای
جدول۳-۵. شتابنگاشتهای انتخابی از PEER
جدول۳-۶. معیارهای پذیرش و پارامترهای مدلسازی در روشهای غیرخطی
جدول۴-۱. مقايسه نتايج تحليل (Bowles J. (1996 يا نرم افزار SAP2000
جدول ۴-۲. مقایسه نتایج پیش پنی خرابی ناشی از زلزله در SAP2000 و PLAXIS
حدول۴-۳. کنترل شروط خرابی
جدول ۴-۴. مقایسه نتایج تحلیل تاریخچه زمانی در نرم افزار SAP2000 با روش PFA

فهرست اشكال

۷	شكل٢-١. انواع ديوار حائل
۷	شکل۲-۲. سپر فولادی مورد استفاده در سواحل ارسشت بلژیک
λ	شکل۲-۳. سپر فولادی مورد استفاده در مترو کوپنهاک جهت نگهداری گود
٨	شکل۲-۴. نحوه کوبش سپر فولادی و جزئیات مقطع سپر
۹	شکل۲-۵. سپر فولادی به همراه مهار
۹	شکل۲-۶. خرابی بندرگاهها در زلزلههای هوکادیت و آکیتا
۱۰	شکل۲-۷. خرابی سپرهای فلزی در زلزله توکاچی– اوکی
۱۴	شکل۲-۸. معیار خرابی نسبت به جابجایی در PIANC
۱۵	شکل۲-۹. معیار خرابی نسبت به تنش در PIANC
١۶	شکل۲-۱۰. شتاب نگاشت در دو ساختگاه در خلال زلزله لوما پریتا سال ۱۹۸۹
۱۸	شکل۲-۱۱. نمونهای از طیف فوریه Gilroy
۱۹	شکل۲-۱۲. طیف دامنه ایدهآل و هموار شده فوریه
۲۰	شکل۲-۱۳. طیف پاسخ حرکات قوی مربوط به Gilroy1 (سنگ) و Gilroy2 (خاک)
۲۰	شكل۲-۱۴ طيف پاسخ غير الاستيك براي مولفه N-S ال سنترو
۲۱	شکل۲-۱۵. طیف دامنه فوریه با پریود غالب یکسان اما محتوی فرکانسی متفاوت
۲۲	شكل۲-۱۶. تابع دانسيته قدرت طيفي Kanani-Tajimi
۲۸	شكل۲-۱۷-تعريف شكل پذيري
۲۹	شکل۲-۱۸. رویه مدل پیشبینی خرابی PFA
۳۰	شکل۲-۱۹. رویه تعیین حداقل شتاب زمین که منجر به خرابی میشود
۳۱	شکل۲-۲۰. حداقل پریود خرابی برای ساختمان U6P
۳۱	شكل۲-۲۱. حداقل پريود خرابی برای ساختمانU20B
۳۱	شکل۲-۲۲. حداقل پریود خرابی برای ساختمان ID1011
۳۲	شکل۲-۲۳. مدل رگرسیون خطی، پریود قطع نسبت به شکل پذیری
۳۴	شكل۲-۲۴. طيف پاسخ حركات رمپ پالس گونه
۳۴	شكل۲-۲۵. حركات رمپ پالس گونه
۳۴	شکل۲-۲۶. طیف پاسخ حرکات با پریود طولانی
۳۵	شکل۲-۲۷. حرکات با پریود طولانی
۳۵	شكل۲-۲۸. طيف پاسخ حركت با پريود كوتاه
۳۵	شکل۲-۲۹. حرکات با پریود کوتاه

۳۶	شکل۲-۳۰. مقایسه پارامترهای مختلف حاصل از شتابنگاشت و تحلیل سازه
۳۷	شکل۲-۳۱. حداقل شتاب فیلتر شده و فیلتر نشده لحظه خرابی برای ۱۵۰ رکورد زلزله
۳۸	شکل۲-۳۲. مشخصات هندسی اندرکنش خاک و سازه
۳۹	شکل۲-۳۳. اندر کنش جنبشی
۳۹	شکل۲-۳۴. اندر کنش جنبشی در شالوده مدفون
۳۹	شکل۲-۳۵. اندر کنش اینرسی
۴۰	شکل۲-۳۶. تصویری شماتیک از سیستم خاک و سازه در روش مستقیم
۴۱	شکل۲-۳۷. جداسازی زیرسازهها به منظور ساده نمودن محاسبات
۴۸	شکل۳-۱. پروفیل عرضی گود ۹ متری
۴٩	شکل۳-۲. کنترل مراحل اجرا در نرم افزار PLAXIS 2D نسخه ۸٫۵
۵۰	شکل۳-۳. معیار گسیختگی مور-کولمب
۵۱	شکل ۳-۴. الف) فشار جانبی ب) نیروی جانبی پ)پروفیل نیروها در مدل گود مورد بررسی
۵۲	شکل۳-۵. درجات آزادی المان تیر
۵۳	شکل۳-۶. پروفیل محل معرفی فنرهای جایگزین خاک در مدل اجزا محدود
۵۴	شکل۳-۷. الف)رابطه بین q و δ ب) نواحی خطی و غیر خطی
۵۶	شکل۳-۸. رابطه بین نیرو و کرنش در عمقهای مختلف در حالت الاستیک
۵۷	شکل۳-۹. نمودار ایده دو خط مستقیم تنش برشی و کرنش برشی
۵۸	شکل۳-۱۰. نمونه منحنی مدول برشی نسبت به کرنش برشی
۵۸	شكلBackbone Curve .۱۱-۳ گل بندرگاه سانفرانسيسكو
۵۹	شکل۳-۱۲. نمونهای از نحوه اختصاص مشخصات خطی و غیرخطی خاک در SAP2000
۶۱	شکل۳-۱۳ نمونهای از منحنی p-y محاسبه شده بر اساس روش API
۶۲	شکل۳-۱۴. نمونهای از بار دینامیکی سینوسی تعریف شده در نرم افزار SAP2000
۶۳	شکل۳-۱۵. نمونه منحنی ضریب میرایی نسبت به کرنش برشی
۶۴	شکل۳-۱۶. الف) تنش برشی در برابر کرنش برشی ب) تعیین میرایی برای حلقه هیسترسیس
۶۵	شکل۳-۱۷. منحنی هایپربولیک
<i>99</i>	شکل۳-۱۸ منحنی مدول برشی در برابر کرنش برشی خاک مرجع
۶۷	شکل۳-۱۹ منحنی میرایی در برابر کرنش برشی خاک مرجع
۶۸	شکل۳-۲۰. رابطه بین نسبت میرایی و فرکانس در میرایی رایلی
۶٩	شکل ۳-۲۱. مود اول سپر در نرم افزار SAP2000 از تحلیل مودال
٧٠	شکل۳-۲۲. مود سوم سپر در نرم افزار SAP2000 از تحلیل مودال
۷۱	شكل٣-٢٣. مفهوم سطوح عملكرد
۷۲	شكل٣-٢۴. نحوه تخصيص مشخصات مفصل پلاستيك در نرم افزار SAP2000

۷۳	شکل۳-۲۵. معیار خرابی سپر بر اساس نوع مفصل تشکیل شده در تحلیل
۷۴	شکل۳-۲۶. منحنی حداقل شتاب ماکزیمم در لحظه خرابی برای پریودهای ۲٫۰ تا ۴٫۵ ثانیه
۷۴	شکل۳-۲۷. منحنی اصلاح شده شتاب لحظه خرابی
۷۵	شکل۳-۲۸. منحنی پوشاور برای جابجایی بالای سپر نسبت به برش پایین سپر
۷۵	شکل۳-۲۹. منحنی پوشاور اصلاح شده
٧۶	شکل۳-۳۰. رفتار منحنی شتاب خرابی محاسبه شده توسط (Song S. (2014)
٧۶	شكل٣-٣١. تعيين فركانس قطع
٧٧	شکل۳-۳۲. تعیین فرکانس قطع و مرتبه در نرم افزار سایزموسیگنال
٧٧	شكل٣-٣٣. نمونه طيف شتاب فيلتر نشده
٧٧	شكل٣-٣۴. نمونه طيف شتاب فيلتر شده با فيلتر پايينگذر باترورث
۷۸	شکل۳-۳۵.تعیین خرابی به کمک روش PFA
٨٠	شکل۴-۱. منحنی تغییر مکان، برش و لنگر محاسبه شده توسط (Bowles J. (1996 سیسیسی
٨٠	شکل۴-۲. منحنی تغییر مکان گود ۹ متری درمدل SAP2000
۸۱	شکل۴-۳. منحنی برش گود ۹ متری درمدل SAP2000
۸۱	شکل۴-۴. منحنی لنگر گود ۹ متری درمدل SAP2000
٨۴	شکل ۴-۵. اثر میرایی بر طیف شتاب خرابی
٨۵	شکل۴-۶. شتاب نگاشت فیلتر شده زلزله (Izmit (1999) بر حسب فرکانس
٨۵	شکل۴-۷. شتاب نگاشت فیلتر شده زلزله (Chi-Chi (1999 بر حسب فرکانس
۸۵	شکل۴-۸. شتاب نگاشت فیلتر شده زلزله (Tabas(1978 بر حسب فرکانس
٨۶	شکل ۴-۹. شتاب نگاشت فیلتر شده زلزله (Sansalvador (1986) بر حسب فرکانس
٨۶	شکل۴-۱۰. شتاب نگاشت فیلتر شده زلزله (Landers (1992) در حسب فرکانس
٨۶	شکل۴-۱۱. شتاب نگاشت فیلتر شده زلزله(Irpinia (1980) Irpinia بر حسب فرکانس
٨٧	شکل۴-۱۲. شتاب نگاشت فیلتر شده زلزله (Sanfernando (1971) بر حسب فرکانس
٨٧	شکل۴-۱۳. شتاب نگاشت فیلتر شده زلزله (California Lake (1941) بر حسب فرکانس
٨٧	شکل۴-۱۴. شتاب نگاشت فیلتر شده زلزله (Kobe (1995) مر حسب فرکانس
٨٨	شکل۴-۱۵. شتاب نگاشت فیلتر شده زلزله (Coyoto (1979) مر حسب فرکانس
٨٩	شکل۴-۱۶. طیف پاسخ چهار شتابنگاشت مورد بررسی
٩٠	شکل۴-۱۷. شتاب نگاشت زلزله Tabas-1978 مناسب برای روش PFA
٩٠	شکل۴-۱۸. شتاب نگاشت زلزله Kobe-1995 نامناسب برای روش PFA
٩٠	شکل۴-۱۹. شتاب نگاشت زلزله Sansalvador-1986 نامناسب برای روش PFA
٩٠	شکلُ F-۰۲. شتاب نگاشت زلزله Coyoto-1979 نامناسب برای روش PFA
۹۱	شكلَّ + ۲۱- طيف فوريه شتابنگاشت زلزله Tabas-1978

۹١		زلزله ة	شتابنگاشت	فوريه	طيف	.۲۲-۴	شكل
٩٢	Sansalvador-1986	زلزله	شتابنگاشت	فوريه	طيف	.۲۳-۴	شكل
٩٢	Coyoto-1979	زلزله (شتابنگاشت	فوريه	طيف	.۲۴-۴	شكل

. فسل **ا : کلیات**

۱-۱ مقدمه

علم، تجربه و تاریخ ثابت کردهاند که هیچ نقطهای بر روی کره زمین به ویژه مناطق زلزلهخیز از گزند زلزله مصون نیست. زلزله وحشتناک ارمنستان، زلزله شدید سانفراسیسکو، زلزلههای ویران گر مکزیک و فیلیپین گواه این سخن است [۱]. برای مقابله با خطرات ناشی از زلزله نیاز است تا مهندسین به درک صحیحی از رفتار سازههای پر اهمیت در مقابل این پدیده دست یابند که این مهم با بررسی روشهای پیشبینی خرابی ممکن می شود. لذا در این پژوهش به بررسی یکی از این روشها موسوم به روش شتاب حداکثر فیلتر شده پرداخته شده است.

۱-۲ اهداف پژوهش

به جهت لرزه خیزی کشور عزیزمان ایران، اهمیت پرداختن به مسائل طراحی لرزهای سازههای مهم و روش های پیش بینی خرابی ناشی از وقوع زمین لرزه برکسی پوشیده نیست. لذا در این پایان نامه سعی شده است تا در راستای این موضوع روشی جهت تخمین پایداری لرزهای دیوار حائل و به طور خاص سپرهای فلزی دارای مهار مورد بررسی و تجزیه تحلیل قرار گیرد. روش شتاب حداکثر فیلتر شده برای اولین بار بر روی ساختمان های فولادی و بتنی اعمال گردیده است و در این پژوهش تلاش شده است تا این روش در حوزه مهندسی ژئوتکنیک نیز مورد استفاده قرار گیرد.

از آنجا که یکی از موضوعات حیاتی در مهندسی ژئوتکنیک لرزهای جهت طراحی دیوار زیر زمینها، کوله یا پایههای کناری پلها، دیواره تونلها و مجراهای زیرزمینی، دیوار مخازن زیرزمینی آب و مواد نفتی، ایستگاههای زیرزمینی قطار شهری و نهایتا اسکلههای موازی ساحل موضوع تاثیر فشار جانبی خاک در هنگام وقوع زلزله و اندرکنش خاک و سازه است [۲]. در این پایاننامه نیز به صورت مفصل به مدل پیشبینی خرابی در یکی از انواع این سازهها تحت عنوان دیوار حائل که تحت تاثیر مستقیم فشار جانبی خاک قرار دارد پرداخته میشود. طبق تعاریف اشاره شده در کتب مختلف، دیوار حائل دیواری است که فشار ناشی از وضعیت موجود در اختلاف تراز به وجود آمده به علت خاکریزی، خاکبرداری و یا عوامل طبیعی را به صورت پایدار حفظ نماید [۳].

با توجه به گستردگی و تنوع دیوارهای حائل که در بخش بعدی به آن پرداخته شده است، در این پژوهش به بررسی مدل پیشبینی خرابی در نوع خاصی از دیوار حائل موسوم به سپرهای فولادی انعطاف پذیر و مهار شده پرداخته می شود. در حقیقت هدف اصلی، تعیین روشی مناسب برای تخمین پایداری سپرهای فولادی مهار شده در هنگام وقوع زلزله است که در عین سرعت بالا دارای دقت کافی نیز باشد تا به این ترتیب بتوان به کمک آن در مورد سپرهای اجرا شده در مناطق مختلف برآورد مناسبی ازنحوه عملکرد آنها در زلزلههای پیش رو بدست آورد.

۱-۳ ضرورت انجام پژوهش

پیرو توضیحات داده شده در مقدمه، به نظر می رسد با توجه به عدم توانایی بشر در پیشبینی زلزله بهترین راه برای مقابله با این پدیده طبیعی آمادگی در مقابل آن است. که این آمادگی خود به دو بخش کلی تقسیم می شود. اول ساخت سازه های مقاوم در برابر زلزله و دوم پیشبینی احتمال خرابی سازه های موجود در اثر وقوع زلزله. در مورد بخش اول پژوهش های متعدد سال های اخیر بیان گر نقش آیین نامه ها در طراحی مقاوم سازه ها در برابر زلزله است. که اهمیت به روز رسانی و انجام پژوه شهای مختلف جهت بهبود آیین نامه ها را روشن می سازد [۱].

بخش دوم نیز مبین نقش پر رنگ مدلهای پیشبینی خرابی است. مدلی که در عین داشتن دقت کافی، کاربردی باشد و نیاز به حداقل تخصص جهت استفاده را داشته باشد [۴]. در این پایاننامه نیز تلاش شده است مدلی جهت پیشبینی خرابی در اثر وقوع زلزله که دارای ویژگیهای اشاره شده است مورد بررسی و تجزیه تحلیل قرار گیرد.

۱-۴ محدوده کاربرد پژوهش

با توجه به پژوهشهای پیشین، روش شتاب حداکثر فیلتر شده برای شتاب نگاشتهایی قابل استفاده است که شتاب حداکثر آنها در محدوده فرکانسهای نیم تا یک برابر فرکانس غالب سازه رخ دهد. همچنین نحوه پاسخ سازه به شتابهای گوناگون و در واقع ویژگیهای منحنی شتاب خرابی سازه در امکان یا عدم امکان اعمال این روش برای پیشبینی خرابی سازه انتخابی موثر خواهد بود.

۱-۵ معرفی فصلهای پایاننامه

مطالب این پایاننامه در پنج فصل ارائه گردیده است. فصل اول به بیان کلیات پژوهش و ضرورت لازم جهت بررسی موضوع میپردازد. فصل دوم شامل مروری بر ادبیات فنی و پژوهشهای انجام شده میباشد. در این فصل تاریخچه روشهای پیشبینی خرابی بررسی میگردد و به طور خاص روش مورد استفاده در این پژوهش توضیح و بسط داده میشود. همچنین سازه مورد استفاده در تحلیل به طور مفصل تشریح میگردد و خصوصیات و روش طراحی این سازه در آییننامهها به بحث گذاشته میشود و نهایتا به بیان مفاهیم مربوط به اندرکنش خاک و سازه و تاثیرات آن بر رفتار لرزهای سازه پرداخته میشود. در فصل سوم روش انجام پژوهش و جزئیات مدلسازی بیان میگردد و روش حل مساله در میشود. در فصل سوم روش انجام پژوهش و جزئیات مدلسازی بیان میگردد و روش حل مساله در مدل پیشبینی خرابی مورد استفاده، تشریح میشود. در فصل چهارم ابتدا مدل مورد استفاده صحت مختلف مورد ارزیابی قرار میگیرد و نهایتا در فصل پنجم پیشنهاداتی برای پژوهشهای آینده ارائه شده و نتایج بدست آمده شرح داده میشود.

قسل ۲ : مروری برادبیات فنی و پژو مش ای

انجام شدہ

۲-۱ مقدمه

کشور ما در منطقهای از کره زمین قرار دارد که از نگاه زمین ساختی (تکتونیکی) و لرزهخیزی، بسیار ناآرام و پر تکاپو است. از آنجا که در مورد طرحهای بزرگ عمرانی و صنعتی همانند سدها، نیروگاهها، پالایشگاهها و غیره، خسارتهای ایجاد شده علاوه بر جنبه اقتصادی، دارای اثرات اجتماعی، بهداشتی و حتی سیاسی است [۱]. بنابراین لزوم انجام پژوهش بر روی روشهای پیشبینی خرابی با توجه به توضیحات داده شده کاملا حیاتی است. در ادامه به تشریح خصوصیات این روشها پرداخته خواهد شد اما ابتدا کلیاتی پیرامون سازه مورد بررسی ارائه می گردد.

۲-۲ کلیاتی پیرامون دیوار حائل

دیوارهای حائل مطابق شکل۲-۱ انواع گوناگونی دارند. این دیوارها را میتوان از نظر مصالح، روش اجرا، کاربری و عملکرد رده بندی کرد. از لحاظ عملکرد سازهای، این دیوارها به دو گروه صلب و انعطاف پذیر^۲ تقسیم بندی میشوند. دیوارهای صلب خود را با نشست محیط میزبان هماهنگ نمی-نمایند و انواع متداول آنها عبارتند از [۲]:

- دیوارهای حائل وزنی (بنایی و بتنی)
- دیوارهای حائل غیر وزنی (طره ای و پشت بنددار و)
 - دیوارهای حائل عمیق^۳ (سپرهای بتنی)

دیوارهای حائل انعطاف پذیر خود را با نشستهای محیط میزبان هماهنگ مینمایند و انواع متداول آن عبارتند از [۲]:

- دیوارهای خاک مسلح با تسمه های فولادی
- دیوارهای خاک مسلح با شبکههای پلیمری[†]
 - دیوارهای حائل توری سنگی^۵
 - دیوارهای قفسهای²
 - سپرهای فولادی^۲

^r Embeded

^{&#}x27; Rigid

^r Flexible

^{*} Geogrid

^a Gabbion

[°] Crib

^v Sheet pile



شکل ۲-۱. انواع دیوار حائل [۵]

۲-۳ سپرها

۲–۳–۱ کلیاتی پیرامون سپرها گستردگی و تنوع دیوارهای حائل از یک سو و محدودیتهای روش شتاب حداکثر فیلتر شده از سوی دیگر، سبب شد تا در این پژوهش دایره بررسی محدودتر گردد و فقط سپرهای فلزی مهار شده مورد بررسی قرار گیرد. سپرها نوعی دیوار حائل هستند که اغلب برای احداث اسکلهها و دیوارهای ساحلی مطابق شکل۲-۲ و یا سازههای موقت (نظیر مهاربندی ترانشهها) مطابق شکل۲-۳ مورد استفاده قرار می گیرند. مزیت سپر بر سایر دیوارهای حائل عدم نیاز به تمهیدات خاص در محل اجراست و سپرها حتی در داخل آب هم قابل اجرا هستند.



شکل۲-۲. سپر فولادی مورد استفاده در سواحل ارسشت بلژیک [۶]



شکل۲-۳. سپر فولادی مورد استفاده در مترو کوپنهاک جهت نگهداری گود [۶]

این سپرها همانند تیر آهن و دیگر پروفیلهای فولادی در کارخانههای نورد فولاد با طولهای مشخص تولید میشوند و مقطع سپرها همانند تیر آهنها با شماره دسته بندی میشود. شکل۲-۴ مقطع این سپرها را نشان میدهد. در مورد روش طراحی این سپرها باید گفت، همان گونه که در خصوص طراحی مقاطع فولادی رایج است، نخست محاسبات تحلیل سازه انجام و ویژگیهای مقطع فولادی مورد نیاز از نظر سطح مقطع، مقاومت خمشی و برشی تعیین و بعد با مراجعه به جدول، مقطع مناسب انتخاب میشود. برای سپرها نیز جدول مشخصات مقاطع تولید شده در هر کارخانه مثل تنش نهایی گسیختگی، تنش الاستیک و ابعاد مقاطع در اختیار طراح قرار می گیرد. مقاطع سپرها مطابق شکل۲-۴، در ابتدا و انتها دارای زائدههایی است که در طول آنها ادامه دارد. این زائدهها باعث اتصال قطعات مختلف به یکدیگر در طول دیوار میشوند. این اتصال نه تنها باعث عملکرد یکپارچه سپرها در زمان بهره برداری میشود، بلکه در زمان اجرا نیز مفید است. شکل۲-۴، کوبش سپرها در یک ردیف با استفاده از چکش شمع کوبی و جرثقیل را نیز نشان میدهد [۳].

همچنین این سپرها ممکن است مطابق شکل۲-۵ با میل مهار به خاک پشت دوخته شوند. اگر سپر دارای میل مهار در پشت باشد، به آن سپر مهار شده می گویند. اگر تعداد میل مهارها کافی باشد و هریک از این میل مهارها به مقدار کافی پیش تنیده شده باشند، خاک پشت سپر تغییر شکل جانبی نمی دهد و فشار جانبی حالت سکون در آن حفظ می شود [۳].



شکل۲-۴. نحوه کوبش سپر فولادی و جزئیات مقطع سپر [۶]



شکل۲-۵. سپر فولادی به همراه مهار [۶]

با توجه به کاربردی بودن این سپرها بدیهی است که بهبود طراحی لرزهای و یا تخمین پایداری آنها در هنگام وقوع زلزله از جمله نیازهای طراحان در این بخش میباشد. اگرچه آییننامههایی همچون آییننامه انجمن بینالمللی زیرساختهای حمل و نقل دریایی (PIANC)^۱ در این زمینه، پیاپی در حال به روز رسانی است اما برخی از سپرها مطابق شکل۲-۶ و شکل۲-۷ بر اثر وقوع زلزلههایی نظیر آکیتا^۲ (۱۹۸۳) ، هوکادیت^۳ (۱۹۹۳) ، چی چی^۶ (۱۹۹۹) ، توکاچی– اوکی^۵ (۲۰۰۳) و نیگاتاکن-چوئتسو⁶ (۲۰۰۴) دچار آسیب شدهاند، که این موضوع اهمیت پرداختن به اصول طراحی لرزهای این سپرها را نشان میدهد [۷].



شکل۲-۶. خرابی بندرگاهها در زلزلههای هوکادیت و آکیتا [۷]

- " Hokadate
- [†] Chi-Chi
- ^a Tokachi-Oki
- ' Nigataken-Chuetsu

¹ Permanent International Association Of Navigation Congresses

^r Akita



شکل۲-۷. خرابی سپرهای فلزی در زلزله توکاچی- اوکی [۷]

۲-۳-۲ اصول تحلیل و طراحی سپر

روشهای تحلیل برای طراحی لرزهای سپرها شامل سه دسته روشهای ساده شبه استاتیکی، روشهای شبه دینامیکی و روشهای تحلیل دینامیکی کامل میباشند. روشهای شبه استاتیکی به دلیل سادگی و کاربرد فراوان در طراحی، به طور مبسوط در آییننامههای مختلف از جمله آییننامه طراحی لرزهای اسکلهها تشریح شده است. روشهای شبه دینامیکی نیز به لحاظ سادگی و امکان محاسبه تغییر مکانها از جایگاه و اهمیت خاصی برخوردارند. اما انجام تحلیلهای دینامیکی کامل مستلزم استفاده از نرم افزارهای پیشرفته است. این امر خصوصا در مورد مسائل ژئوتکنیکی دارای پیچیدگیهایی میباشد که از جمله آنها دسترسی به مدلهای ریاضی تایید شده با امکان تحلیل تنش موثر و امکان محاسبه تغییر شکلهای بزرگ را میتوان نام برد [۸].

در طی سالهای اخیر، روشهای متفاوتی برای ارزیابی رفتار لرزهای سیستمهای خاک و سازه با استفاده از تحلیلهای دینامیکی گسترش یافته است. تحلیل دینامیکی این سازهها عموما با استفاده از روشهای عددی نظیر المان محدود و تفاضل محدود و با در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه انجام میپذیرد. مزایای تحلیلهای دینامیکی عددی را در سازههای بندری میتوان به صورت زیر خلاصه نمود [۸]:

۱- شکلهای هندسی پیچیده قابل مدلسازی میباشند.
 ۲- تحلیلهای حساسیت برای تعیین میزان تاثیر متغیرهای مختلف به سادگی قابل انجام است.
 ۳- رفتار دینامیکی خاک به طور واقع بینانهتری مورد بررسی قرار می گیرد.
 ۴- تحلیلهای کوپل برای تعیین اضافه فشار آب حفرهای و مطالعه پدیده روانگرایی امکانپذیر میباشند.

۵- اندر کنش خاک و سازه و تغییر شکل دائمی سیستم خاک و سازه قابل محاسبه میباشند.

در یک طبقهبندی کلی و بسته به تراز کرنش مورد انتظار از خاک، مدلسازی ژئوتکنیکی خاک اطراف سازه، میتواند به صورت خطی و یا غیرخطی انجام گیرد. همچنین باید اشاره شود در تحلیل تنش کل، با خاک به صورت محیط تک فازی برخورد شده و تخمین پاسخ قسمت سیال خاک و به عبارت دیگر تغییر در فشارهای آب حفرهای به صورت صریح امکان پذیر نمی باشد. در مقابل در تحلیل تنش موثر، خاک به صورت محیط دوفازی مدل سازی می گردد و پاسخ هر دو فاز به طور همزمان بدست می آید. هر دو روش خطی و غیر خطی قابل انجام در فضای تنش کل و تنش موثر می باشند [۸].

روش تحلیل خطی معادل به طور گستردهای در مسائل ژئوتکنیکی مورد استفاده قرار گرفته است. در این تحلیل، مدول برشی و میرایی با تراز کرنش تغییر داده می شود و در هر مرحله یک تحلیل خطی صورت می پذیرد. محدودیت های اساسی روش خطی معادل عبارتند از [۸]:

- ۱- تغییر مکانهای پسماند سیستم خاک و سازه محاسبه نمیشوند.
- ۲- صحت مدلسازی رفتار خاک در کرنشهای بالاتر از یک درصد، سوال برانگیز است.
- ۳- تحلیلهای خطی معادل میتوانند منجر به تشدیدهای مصنوعی شوند که دور از واقعیت میباشند.

البته برای فائق آمدن بر این مشکلات و محدودیتهای روش خطی معادل، تغییراتی در تحلیل تنش کل به وجود آمده است به طوری که میتوان با در نظر گرفتن تاثیر افزایشی فشار آب حفرهای، مدول برشی خاک را در تحلیل خطی معادل کاهش داد و یا این که مقاومت خاک را در یک تحلیل غیرخطی تنش کل تغییر داد. حتی با اعمال موارد ذکر شده نیز هنوز نقصان وجود دارد و آن هم اثرات افزایش تجمعی فشار آب حفرهای میباشد. لذا تحلیل غیرخطی تنش موثر تنها تحلیلی است که بر مشکلات ذکر شده فائق میآید [۸].

روش غیرخطی در واقع، تحلیل غیرخطی واقعی توده خاک با بهره گیری از انتگرال گیری مستقیم عددی در حوزه زمان میباشد. با انتگرال گیری از معادله حرکت در گامهای زمانی کوچک، هر مدل تنش – کرنش خطی یا غیرخطی و یا مدلهای رفتاری پیچیدهای را میتوان برای مدلسازی رفتار خاک به کار برد. در ابتدای هر گام زمانی با استفاده از رابطه تنش – کرنش خصوصیات مناسبی از خاک که بایستی در آن گام زمانی به کار رود مشخص می گردد [۸].

تحلیل غیرخطی را میتوان در فضای تنش کل و یا تنش موثر انجام داد. اما این تحلیل غالبا در فضای تنش موثر انجام میگیرد که قادر به مدل کردن نحوه تولید، توزیع مجدد و چگونگی از بین رفتن فشار آب حفرهای خاک در خلال و پس از لرزشهای ناشی از وقوع زلزله میباشد [۸].

برای به کارگیری روشهای غیرخطی لازم است از یک رابطه تنش – کرنش منطقی و یا یک مدل رفتاری قابل اعتماد که مبتنی بر تئوری پلاستیسیته در خاکها باشد، در مدلسازی رفتار خاک مورد تحلیل استفاده گردد. تحلیل غیرخطی تنش موثر به دو صورت کاملا کوپل و شبه کوپل صورت می گیرد. تحلیل کوپل کامل بسیار پیچیده است اما در تحلیل شبه کوپل، الگوریتم حل به طور مستقیم اندرکنش دو فاز جامد و سیال خاک را بر قرار نمی کند و ساده سازیهایی صورت می گیرد. به

طور مثال در بعضی از این نوع روشها، ابتدا معادلات تعادل مکانیکی حل میشوند و سپس کرنش حجمی پلاستیک با استفاده از یک رابطه تجربی توسط کرنش برشی تخمین زده شده در مرحله اول محاسبه میشود. کرنش حجمی پلاستیک دوباره بر سیستم اعمال میشود تا منجر به افزایش فشار آب حفرهای گردد. این مرحله از محاسبات در هر گام زمانی به تعداد لازم تکرار می گردد. در این نوع حلیل برای مدلسازی رفتار تنش – کرنش خاک از مدلهای رفتاری سادهتر مانند مدل رفتاری موهر – کولمب و یا مدلهای غیرخطی تناوبی که غالبا رفتار تنش – کرنش آنها هذلولی میباشد، استفاده میشود. مدلهای غیرخطی تناوبی که غالبا رفتار تنش – کرنش آنها هذلولی میباشد، استفاده میشود. مدلهای غیرخطی تناوبی متعددی ارائه شدهاند که در همه آنها یک منحنی اصلی و مجموعهای از قوانین مشتمل بر رفتار باربرداری – بارگذاری، تغییرات سختی و سایر موارد به چشم میخورد. سادهترین مدلها دارای منحنیهای اصلی نسبتا ساده و دارای تنها چند قانون مبنا میباشند. مدلهای پیچیدهتر ممکن است دارای قوانین اضافه زیادی باشند که اجازه میدهند تا مدل میباشد. اثرات بارگذاری غیرمنظم، متراکم شدن، تولید اضافه فشار آب حفرهای و سایر عوامل را بهتر بیان کند. لازم به ذکر است مدلهای رفتاری ساده و مدلهای غیرخطی تناوبی به تنهایی قادر به تخمین اضافه فشار آب حفرهای نیستند و لازم است یک مدل مناسب گسترش اضافه فشار آب حفرهای به همراه مدل تنش–کرنش ذکر شده به کار رود [۸].

۲-۳-۳ معیارهای خرابی سپر

در بررسی معیار خرابی سپر دو پارامتر نقش اساسی دارد. اول نوع بارگذاری و دوم کنترل ضوابط پایداری. الف) حالت R1 – بارهای عادی

در این حالت خاک پشت دیوار تا تراز نهایی در نظر گرفته می شود. اگر سربار وجود داشته باشد، پایداری باید با اعمال سربار و هم بدون آن کنترل گردد. در صورت وجود هر نوع فشار جانبی یا برخاست (بر کنش) به علت فشار آب، خاک پشت دیوار به دو صورت خشک و مستغرق با تراز آب در حالت بهره برداری در نظر گرفته می شود. ب) حالت R2 – بارهای غیر عادی

این حالت بارگذاری شبیه حالت R1 میباشد. با این تفاوت که تراز آب در پشت دیوار در بالاترین سطح محتمل منظور می شود. همچنین در این حالت بارهای آنی نظیر باد شدید، سربار تجهیزات در حین اجرا و هرنوع سربار موقت در ترکیب بار در نظر گرفته می شوند.

حال که حالات بارگذاری ارائه گردید، در ادامه به اختصار، معیارهای پایداری در آییننامه طراحی سازههای ساحلی ایران بیان میشود. ضوابط پایداری سپرها بر اساس آییننامه طراحی سازههای ساحلی ایران (نشریه ۶۳۷) برای تمام شرایط بارگذاری به این شرح است:

- دیوار باید در مقابل لغزش پایه (شالوده) در داخل هر یک از لایه های خاک زیر بستر ایمن باشد.
 - ديوار بايد در مقابل واژگوني نسبت به پايه خود ايمن باشد.
- دیوار باید در مقابل گسیختگی زمین بستر و نشست های نامتقارن بیش از حد شالوده ایمن باشد.
 - دیوار باید در مقابل گسیختگی خمشی ایمن باشد.
 - مهار دیوار باید در مقابل گسیختگی ایمن باشد.

در آییننامه انجمن جهانی زیرساختهای حمل و نقل آبی (PIANC) نیز معیارهای خرابی مطابق شکل۲-۸ و شکل۲-۹ تعیین شده است. بر اساس این آییننامه میزان جابجایی افقی در تمامی نقاط باید کمتر از ۱٫۵ درصد ارتفاع سپر باشد که در آییننامه طراحی لرزهای اسکله ایران هم مطابق جدول۲-۱ به این موضوع اشاره شده است. همچنین در جدول۲-۲ معیار خرابی بر اساس تنش از این آییننامه آورده شده است. البته به منظور تعیین معیارهای خرابی بر اساس عملکرد از آییننامه بهسازی لرزهای بهره گرفته شده است چرا که مشخصات مفاصل پلاستیک مطابق این آییننامه و برای یک مقطع معادل به صورت دقیق و مطمئن قابل تعریف است و به این ترتیب احتمال وقوع خطا در تعریف این مفاهیم کاهش خواهد یافت که در فصل سوم نحوه استفاده از این آییننامه تشریح خواهد

درجه ۴	درجه ۳	درجه ۲	درجه ۱	متغير				
غير قابل اعمال	غير قابل اعمال	غير قابل اعمال	کمتر از ۱٫۵ درصد	جابجایی افقی ماندگار (نرمال شدہ)d/H	دیوار سپری			
غير قابل اعمال	غير قابل اعمال	غير قابل اعمال	کمتر از ۳ درجه	کج شدگی ماندگار				
غير قابل اعمال	غير قابل اعمال	غیر قابل اعمال	کمتر از ۰,۰۳ تا ۰٫۱ متر	اختلاف نشست روى عرشه		جابجایی ماندگار		
غير قابل اعمال	غير قابل اعمال	غير قابل اعمال	کمتر از ۰٫۳ تا ۰٫۷ متر	اختلاف نشست بين عرشه و غير عرشه	عرشه اسکله			
غير قابل اعمال	غير قابل اعمال	غير قابل اعمال	کمتر از ۲ تا ۳ درجه	کج شدگی ماندگار به سمت دریا				

جدول ۲-۱. شرط خرابی بر اساس عملکرد برای سپر (معیار جابجایی) [۹]

درجه ۴	درجه ۳	درجه ۲	درجه ۱	متغير				
پلاستیک (بیشتر از نسبت ضریب شکل پذیری کرنش حدی بالای تراز لایروبی)	پلاستیک (کمتر از نسبت ضریب شکل پذیری کرنش حدی بالای تراز لایروبی)	پلاستیک(کمتر از نسبت ضریب شکل پذیری حد کرنش بالای تراز لایروبی)	الاستيک	بالای تراز لایروبی	د بین ایس	جابجايى		
پلاستیک (بیشتر از نسبت ضریب شکل پذیری کرنش حدی پایین تراز لایروبی)	پلاستیک (کمتر از نسبت ضریب شکل پذیری کرنش حدی برای پایین تراز لایروبی)	الاستيک	الاستيک	پايين تراز لايروبي	ديوار سپري	ماندگار		

جدول۲-۲. شرط خرابی بر اساس عملکرد برای سپر (معیار تنش) [۹]



شکل۲-۸. معیار خرابی نسبت به جابجایی در PIANC [۷]





شکل۲-۹. معیار خرابی نسبت به تنش در PIANC [۷]

۲-۴ خصوصیات حرکات زمین (شتاب نگاشت)

۲-۴-۲ کلیات

زمین تقریبا به صورت پیوسته در محدوده پریودهای چند میلیثانیه تا چند روز و دامنههای چند نانومتر تا چند متر ارتعاش میکند. بیشتر این ارتعاشات به اندازهای ضعیف هستند که احساس نمی شوند و حتی بدون دستگاههای اندازه گیری قابل ردیابی نمی باشند. چنین فعالیتهای ریزلرزهای بیشتر مورد توجه زمین شناسان است و اساسا حرکات نیرومند زمین هستند که مورد توجه مهندسین زلزله است. حرکات زمین ناشی از زلزله بسیار پیچیده هستند و در یک نقطه مشخص با سه مولفه تغییر مکان و سه مولفه دوران تعریف می شوند. در عمل معمولا از مولفه های دوران صرف نظر می شود و تنها سه مولفه عمود بر هم تغییر مکان اندازه گیری می گردد. معمولا گزارش های تیپ حرکات زمین به صورت شتاب نگاشت می باشند که در شکل ۲-۱۰ نمایش داده شده است و شامل مقادیر زیادی اطلاعات می باشند. جهت بیان کل این مطالب به طور دقیق هر حرکت و چرخش در هر تسلیم بایستی توصیف شود. حرکات نشان داده شده در شکل ۲-۱۰ به عنوان نمونه از ۲۰۰۰ مقدار شتاب اندازه گیری شده در فواصل زمانی ۲۰۰۲ ثانیه تعیین شده است. این حجم زیاد دادهها توصیف دقیق حرکات زمین



شکل۲-۱۰. شتاب نگاشت در دو ساختگاه در خلال زلزله لوما پریتا سال ۱۹۸۹ [۱۱]

خوشبختانه، به منظور توصیف حرکت زمین جهت کاربردهای مهندسی، لزومی به بازسازی کاملا دقیق شتاب نگاشتها نمیباشد. اما به هر حال جهت تشریح خصوصیات مهم حرکت زمین از دیدگاه مهندسی، لازم است تعدادی از پارامترهای حرکت زمین که این خصوصیات را تعریف مینمایند تشخیص داده شود. تعداد زیادی از پارامترهای مختلف حرکت زمین پیشنهاد شده است که هرکدام اطلاعاتی در خصوص یک یا چند مشخصه فوق ارائه میدهند. در عمل، معمولا لازم است که بیش از یکی از این پارامترها جهت تعیین خصوصیات حرکت زمین به طور مناسب به کار برده شود. جهت کاربردهای مهندسی سه خصوصیت اصلی حرکت زمین از اهمیت ویژهای برخوردار هستند که عبارتند از [۱۱]:

- دامنه
- محتوى فركانسى
 - مدت حرکت

پارامترهای حرکات زمین اساس تشریح خصوصیات حرکت نیرومند زمین به صورت فشرده و کیفی میباشند. پارامترهای بسیاری جهت مشخص نمودن دامنه، محتوی فرکانسی و مدت حرکات زمین پیشنهاد شدهاند که برخی از آنها فقط یکی از خصوصیات را تشریح میکنند. البته اشاره به این موضوع نیز ضروری است که به علت پیچیدگی حرکات زمین در زلزله تعریف یک پارامتر منفرد که دقیقا کلیه خصوصیات مهم حرکت زمین را توصیف کند غیر ممکن میباشد. متداول ترین روش تشریح حرکات زمین بهره گیری از تاریخچه زمانی است که در آن پارامترهای حرکت، شامل شتاب، سرعت، جابجایی و یا هر سه میباشند. معمولا یکی از این پارامترها به صورت مستقیم اندازه گیری می شود و دیگر پارامترها با انتگرال گیری یا دیفرانسیل گیری محاسبه می شوند. در ادامه به توضیحی مختصر پیرامون این پارامترها بسنده شده است. [۱۱].

۲-۴-۲ دامنه

مرسومترین معیار دامنه در حرکت زمین شتاب افقی ماکزیمم است که برای یک مولفه حرکت، بزرگترین مقدار شتاب افقی بدست آمده از آن مولفه شتاب نگاشت میباشد. با جمع آوری دو مولفه عمود بر هم، برآیند ماکزیمم این شتاب بدست خواهد آمد. لازم به ذکر است که شتابهای افقی معمولا به علت رابطه طبیعی آنها با نیروهای اینرسی جهت تشریح حرکات زمین استفاده میشوند. در واقع بزرگترین نیروهای دینامیکی حاصل در انواع سازههای اصلی رابطه نزدیکی با شتاب افقی دارند. همچنین حرکات زمین با شتاب ماکزیمم بالا معمولا مخربتر از حرکات با شتاب ماکزیمم پایینتر هستند. اما شتابهای ماکزیمم خیلی بزرگ که برای فاصله بسیار کوتاهی از زمان ادامه میابند، خرابی کمتری در انواع مختلف سازه ایجاد میکنند و تاکنون تعداد زیادی زلزله با شتاب ماکزیمم بیش از 20,۰ به وقوع پیوسته که به خرابی مهمی منجر نشده است چرا که شتاب ماکزیمم با فرکانس بسیار بالا رخ داده و مدت زلزله طولانی نبوده است. اگرچه شتاب ماکزیمم پارامتر بسیار مفیدی است اما هیچ اطلاعاتی در خصوص محتوی فرکانسی یا مدت حرکت بدست نمیدهد. لذا مفیدی است اما هیچ اطلاعاتی در خصوص محتوی فرکانسی یا مدت حرکت بدست نمیدهد. لذا

۲-۴-۳ محتوی فرکانسی

(1-7)

با یک تحلیل ساده میتوان پی برد که پاسخ دینامیکی اجسام اثر پذیر مانند ساختمان، پل، شیبها یا خاکریزها به فرکانسی که بارگذاری شدهاند، حساس است. محتوی فرکانسی نحوه توزیع دامنه حرکات زمین را در فرکانسهای مختلف مشخص میکند. چون محتوی فرکانسی حرکات زلزله شدیدا تحت تاثیر اثرات آن حرکات میباشد، لذا تعیین خصوصیات آن حرکت بدون در نظر گرفتن محتوی فرکانسی آن امکانپذیر نیست. یکی از راههای تعیین محتوی فرکانسی بررسی طیف حرکت زمین است که مشخصا طیف فوریه و طیف قدرت معروفترین انواع این طیفها است. هر تابع پریودیک (یعنی هر تابعی که در فواصل زمانی ثابت عینا تکرار شود) را میتوان با بهره گیری از تحلیل فوریه به صورت مجموع یک سری از عبارات هارمونیک ساده با فرکانس، دامنه و فاز مختلف بیان نمود. با استفاده از سری فوریه یک تابع پریودیک را میتوان به صورت زیر نوشت [۱۱]:

$$x(t) = C_n \sin(\omega_n t + \varphi_n)$$

در این رابطه φ_n و C_n به ترتیب دامنه و زاویه فاز n امین هارمونی سری فوریه میباشند. سری فوریه توصیف کاملی از حرکات زمین را ارائه می کند. زیرا امکان بازیابی کامل حرکت با تبدیل فوریه وجود دارد. رسم تغییرات دامنه فوریه در مقابل فرکانس به طیف دامنه فوریه و رسم تغییرات زاویه فاز

فوریه در مقابل فرکانس به طیف فاز فوریه معروف است. طیف دامنه فوریه یک حرکت نیرومند زمین، نحوه توزیع دامنه را با فرکانس (یا پریود) نشان داده و محتوی فرکانسی حرکت را بسیار واضح ترسیم مینماید. طیف دامنه فوریه ممکن است باریک یا پهن باشد. یک طیف باریک نشان میدهد که حرکت دارای یک فرکانس (پریود) غالب است که میتواند یک تاریخچه زمانی (شتابنگاشت) تقریبا سینوسی و هموار را ایجاد نماید. یک طیف پهن متناظر با حرکتی است که شامل فرکانسهای مختلف بوده و Gilroy E- نماین نامنظم و ناهموارتری ایجاد مینماید. طیف دامنه فوریه برای مولفه حرکت -3 W شماره ۱ مربوط به سنگ و شماره ۲ مربوط به خاک در شکل ۲-۱۱ نشان داده شده است. شکل ناهموار طیف از نوعی است که برای حرکات منفرد زمین قابل مشاهده میباشد. شکل طیفها بسیار متفاوت میباشند، به عنوان نمونه طیف Gilroy شماره ۱ (سنگ) در پریودهای کوتاه (فرکانسهای متفاوت میباشد، به عنوان نمونه طیف Gilroy شماره ۲ (سنگ) در پریودهای کوتاه (فرکانسهای مالا) قویتر است. در حالی که رکورد Gilroy شماره ۲ (خاک) برعکس این موضوع را نشان میدهد.

هنگامی که طیف دامنه فوریه یک زلزله واقعی هموار شده در مقیاس لگاریتمی رسم شود، خصوصیات شکل مشهودتر است. همانطور که در شکل۲-۱۲ نشان داده شده است. دامنههای شتاب فوریه در محدوده متوسطی از فرکانسها که بین دو مقدار فرکانس گوشه، f_c (بین دو قسمت پایینی و فرکانس جدایی) و f_{max} در قسمت بالایی محصور میباشند، بیشترین مقدار خود را خواهند داشت. به صورت تئوریک میتوان نشان داد که فرکانس گوشه تناسب معکوس با ریشه سوم گشتاور لرزهای دارد. این نتیجه نشان میدهد که زلزلههای بزرگ، حرکات بزرگتری با فرکانس پایین نسبت به زلزلههای کوچک ایجاد مینمایند. فرکانس جدایی به خوبی شناخته نشده است. این فرکانس هم به عنوان یک اثر نزدیک ساختگاه و هم اثر منبع تعریف شده و معمولا برای یک محدوده جغرافیایی ثابت در نظر گرفته میشود [۱۱].



شکل۲-۱۱. نمونهای از طیف فوریه Gilroy [۱۱]



شکل۲-۱۲. طیف دامنه ایده آل و هموار شده فوریه [۱۱]

محتوی فرکانسی حرکت زمین را همچنین میتوان با یک طیف قدرت یا تابع دانسیته طیفی تشریح نمود. تابع دانسیته طیفی قدرت را میتوان جهت تعیین خصوصیات آماری حرکت زمین و محاسبه احتمالی پاسخ با بهره گیری از روشهای ارتعاش تصادفی به کار برد [۱۱].

طیف پاسخ نیز طیف دیگری است که در پروژههای مهندسی زلزله کاربرد وسیعی دارد. این طیف پاسخ ماکزیمم سیستمی با یک درجه آزادی (SDOF) در مقابل یک حرکت ورودی خاص به صورت تابعی از فرکانس طبیعی و ضریب میرایی، را تشریح میکند. طیف پاسخ محاسبه شده برای رکورد Gilroy شماره (سنگ) و Gilroy شماره (خاک) در شکل ۲-۱۳ نشان داده شده است. محتوی فرکانسی دو حرکت در طیف پاسخ منعکس است. حرکت gilroy شماره ۱ به عنوان مثال شتابهای طیفی بالاتری در پریودهای کوتاه ایجاد میکند در حالی که Gilroy شماره ۲ به عنوان مثال شتابهای کمتری در پریود بلند تولید میکند. محتوی پریود- بلند بزرگتر در حرکت gilroy شماره ۲ شاب های طیفی سرعت و تغییر مکان بالایی نسبت به Gilroy شماره ۱ ایجاد میکند. طیفهای پاسخ ممکن است با مقیاسهای حسابی به صورت منفرد رسم شده و یا با استفاده از خاصیت روابط معادله ۲-۱ به صورت منحنیهای سه جانبه ترسیم گردند. منحنی سه جانبه، سرعت طیفی را روی محور قائم، فرکانس

هنگامی که مقادیر طیفی جابجایی فرکانس طبیعی بر حسب پریود طبیعی ترسیم شوند، محورهای شتاب تغییر مکان معکوس می گردند. اشکال طیفهای پاسخ نمونه نشان میدهند که مقادیر شتاب، سرعت و جابجایی ماکزیمم به فرکانسهای مختلف وابسته میباشند. در فرکانسهای پایین، متوسط جابجایی طیفی تقریبا ثابت میباشد. در حالی که در فرکانسهای بالا متوسط شتاب طیفی نسبتا ثابت است و محدوده بین این فرکانسها سرعت طیفی تقریبا ثابت میماند. این رفتار سبب میشود که اغلب طیفهای پاسخ به بخشهای شتاب کنترل شده در فرکانسهای بالا، سرعت کنترل شده در فرکانسهای متوسط و جابجایی کنترل شده در فرکانسهای پایین تقسیم شوند [۱۱].



شکل۲-۱۳. طیف پاسخ حرکات قوی مربوط به Gilroy1 (سنگ) و Gilroy2 (خاک) [۱۱]


طیف پاسخ خصوصیات حرکات نیرومند زمین را به صورت غیر مستقیم منعکس میکند. زیرا این حرکات با پاسخ یک سازه یک درجه آزادی فیلتر میشوند. دامنه، محتوی فرکانسی و مدت حرکت ورودی همگی بر مقادیر طیفی تاثیر میگذارند. تفاوت محتوی فرکانسی در ایستگاه Gilroy شماره ۱ (سنگ) و Gilroy شماره ۲ (خاک) با توجه به شکل طیف پاسخ آنها در شکل۲-۱۳ مشهود میباشد. توجه به این نکته حائز اهمیت است که طیف پاسخ تنها حداکثر پاسخ سازههای مختلف را نشان میدهد و از مفیدترین و پراهمیت ترین ابزار شناخت خصوصیات حرکت نیرومند زمین است. هریک از طیفهای اشاره شده یک تابع پیچیده بوده و مشابه تاریخچه زمانی (شتاب نگاشت) نیاز به دادههای بسیاری جهت تشریح آنها میباشد. در ادامه تعدادی از پارامترهای طیفی جهت برداشت بخشهای مهمی از این اطلاعات از هر طیف پیشنهاد شده است [۱۱].

۲-۴-۳ پريود غالب

یکی از پارامترهای مستقل که گرچه مقداری خام میباشد ولی محتوی فرکانسی حرکت زمین را مطابق شکل۲-۱۵ نشان میدهد، پریود غالب (T_P) است. پریود غالب در واقع پریود ارتعاش متناظر با ماکزیمم دامنه طیف فوریه میباشد. برای پرهیز از اثرات نامطلوب تک قلههای طیف دامنه فوریه، غالبا پریود غالب از روی طیف هموار شده فوریه بدست میآید. با آن که پریود غالب اطلاعاتی در خصوص محتوی فرکانسی در اختیار می گذارد اما به وضوح دیده میشود که حرکات با محتوی فرکانسی کاملا متفاوت دارای پریود غالب یکسانی هستند [۱۱].



شکل۲-۱۵. طیف دامنه فوریه با پریود غالب یکسان اما محتوی فرکانسی متفاوت [۱۱]

۲-۴-۳ یهنای باند

از پریود غالب می توان موقعیت ماکزیمم طیف دامنه فوریه را بدست آورد، اما این موضوع هیچ گونه اطلاعاتی در باب نحوه پراکندگی دامنههای طیفی حول پریود غالب بدست نمی دهد. پهنای باند طیف دامنه فوریه، محدوده فرکانسی است که در فرکانسهای بالاتر از آن دامنه فوریه افزایش می یابد. پهنای باند معمولا در ترازی که قدرت طیف ۵,۰ میباشد و دارای ماکزیمم مقدار است اندازه گیری میشود که متناظر با $\frac{1}{\sqrt{2}}$ برابر دامنه فوریه ماکزیمم است. شکل نامنظم طیف دامنه فوریه منفرد غالبا ارزیابی پهنای باند را با مشکل مواجه میسازد. تعیین پهنای باند برای طیفهای هموار شده بسیار سادهتر خواهد بود [۱۱].

Kanani-Tajimi پارامترهای ۳-۳-۴

گرچه توابع دانسیته قدرت طیفی منفرد ممکن است اشکال کاملا نامنظمی داشته باشند، اما با معدل گیری از تعدادی توابع دانسیته قدرت طیفی نرمال شده برای حرکات نیرومند مشابه، میتوان به شکلی با خصوصیات هموار رسید. (Kanani(1975 و Tajimi(1960) از تعداد محدودی رکورد حرکات نیرومند زمین به منظور پیشنهاد یک مدل سه پارامتری برای دانسیته قدرت طیفی استفاده کردند [۱۱]:

$$G(\omega) = G_0 \frac{1 + \left[2\xi_g\left(\frac{\omega}{\omega_g}\right)\right]^2}{\left[1 - \left(\frac{\omega}{\omega_g}\right)^2\right]^2 + \left[2\xi_g\left(\frac{\omega}{\omega_g}\right)\right]}$$
(Y-Y)

در فرمول فوق پارامترهای G_0 ، G_0 و g_g شکل تابع را تعیین مینمایند. پاسخ جابجایی یک سیستم یک درجه آزادی با فرکانس g_g و ضریب میرایی ξ_g در مقابل حرکت پایه به وسیله تابع دانسیته قدرت طیفی مطابق شکل۲-۱۶ توصیف میشود. بر این اساس مولفههای فرکانس بالای حرکت ورودی مستهلک شده و مولفهای فرکانس نزدیک ω_g تشدید خواهند شد. مقادیر نمونه پارامترهای -Kanani آورده شده است [۱۱].



شكل۲-۱۶. تابع دانسيته قدرت طيفي Kanani-Tajimi (

Ground Motion	Site Conditions	Number of Records	Ground Intensity, G_0	Ground Frequency, ω _g	Ground Damping, ξ_g
Horizontal	Alluvium	161	0.102	18.4	0.34
	Alluvium on rock	60	0.078	22.9	0.30
	Rock	26	0.070	27.0	0.34
Vertical	Alluvium	78	0.080	26.2	0.46
	Alluvium on rock	29	0.072	29.1	0.46
	Rock	13	0.053	38.8	0.46

جدول۲-۳. مقادير نمونه براي تابع دانسيته قدرت طيفي Kanani-Tajimi [11]

V_{max}/a_{max} پارامتر ۴-۳-۴-۲

از آنجایی که معمولا سرعتها و شتابهای ماکزیمم به حرکات با فرکانسهای مختلف وابستهاند، بنابراین نسبت $\frac{V_{max}}{a_{max}}$ به محتوی فرکانسی حرکت زمین بستگی خواهد داشت. به عنوان نمونه در یک حرکت هارمونیک ساده با پریود T ، $\frac{T}{2\pi} = \frac{T}{2ma}$ میباشد. برای حرکات زلزلهای که شامل فرکانسهای زیادی باشند مقدار $\left(\frac{V_{max}}{a_{max}}\right)$ به عنوان پریود معادل موج همنوا تعریف میشود. لذا شاخصی خواهد بود که معرف پریودهای مربوط به مهمترین حرکت زمین میباشد. Seed & Idriss ساخصی خواهد بود که معرف پریودهای مربوط به مهمترین حرکت زمین میباشد. (1982) مقادیر متوسط جدول ۲-۴ را برای شرایط مختلف ساختگاه تا حداکثر فاصله ۵۰ کیلومتری پیشنهاد نمودند [۱۱].

جدول ۲-۴. مقادير V_{max}/a_{max} پيشنهاد شده توسط (1982) Seed & Idriss (1982)

Site Condition	^v max [/]	a _m	ax
Rock	55 cm/sec/g	=	0.056 sec
Stiff soils (<200 ft)	110 cm/sec/g		0.112 sec
Deep stiff soils (>200 ft)	135 cm/sec/g		0.138 sec

۴-۴-۲ مدت

مدت حرکات نیرومند زمین اثر بسزایی بر خرابیهای زلزله دارد. بسیاری از فرایندهای فیزیکی مانند کاهش سختی و مقاومت و افزایش فشار آب حفرهای به وجود آمده در ماسه شل اشباع، به تعداد سیکلهای بار یا تنش که در حین زلزله به وجود میآید وابسته است. یک حرکت با مدت کوتاه حتی اگر دامنه بزرگی داشته باشد، ممکن است تعداد کافی سیکل بار، جهت رسیدن سازه به گسیختگی ایجاد ننماید. از طرف دیگر یک حرکت با دامنه متوسط اما مدت طولانی سیکلهای بارگذاری کافی جهت خرابی را در سازه تولید خواهد نمود. مدت یک حرکت نیرومند زمین به زمان لازم برای آزاد شدن انرژی کرنشی جمع شده در امتداد گسل بستگی دارد. با افزایش طول یا سطح گسیختگی گسل، زمان لازم برای گسیختگی افزایش مییابد. به عنوان یک نتیجه، زمان حرکات نیرومند با افزایش بزرگای زلزله افزوده خواهد شد. سالهای طولانی این رابطه به صورت تجربی ثابت شده و مورد استفاده قرار گرفته است و با پیشرفتهای حاصل در مدل کردن مکانیزم منبع زلزله این رابطه به صورت تئوریک هم بررسی شده و معلوم گردید که مدت حرکات زمین متناسب با ریشه سوم گشتاور لرزهای میباشد [۱۱].

۲-۵ خصوصیات مدلهای پیشبینی خرابی

به طور کلی یک مدل پیشبینی خرابی شامل سه بخش اصلی نحوه معرفی سازه، معیار شدت حرکت زمین^۱ و روش آنالیز است. در توضیح مفاهیم اشاره شده به صورت مختصر میتوان چنین گفت که معرفی سازه به معنای روش مدلسازی آن میباشد، معیار شدت حرکت زمین معرف پارامتری است که پتانسیل حرکات زمین در خرابی سازه را تعیین میکند و روش آنالیز نیز روش پیشبینی خرابی سازه را تعیین خواهد کرد. در واقع یک مدل پیشبینی، سازه و حرکات زمین را به عنوان ورودی دریافت میکند و پیشبینی خرابی خرابی خروجی آن خواهد بود [۴]. در ادامه به توضیح و تفسیر مفاهیم اشاره شده در بالا پرداخته شده است.

۲–۵–۱ نحوه معرفی سازه

در مدلهای پیشبینی خرابی سه روش ارائه سازه وجود دارد. استفاده مستقیم از سازه، مدل با یک درجه آزادی (SDOF)⁷ و مدل با چند درجه آزادی (MDOF)⁷. در روش استفاده مستقیم نیازی به مدلسازی عددی نیست و سازههای واقعی میتوانند به عنوان ورودی استفاده شوند. پارامترهای مهم در این روش، نوع سیستم سازه و ارتفاع است. در روش مدل با یک درجه آزادی، سازه با نوسانگری که یک درجه آزادی دارد معادلسازی میشود. برای شبیهسازی یک رویه خرابی غیرخطی میبایست نوسانگری به سیستم مدان گرده و نهایتا در روش مدل با یک درجه آزادی درجه آزادی میبایست در این میشود. برای شبیه از یک درجه آزادی، سازه با نوسانگری که یک درجه آزادی دارد معادلسازی میشود. برای شبیه سازی یک رویه خرابی غیرخطی میبایست نوسانگر تحت یک رابطه جابجایی- نیرو الاستوپلاستیک ارزیابی گردد و نهایتا در روش مدل سازی با سیستم چند درجه آزادی بر خلاف سیستم یک درجه آزادی، سازه با تمامی جزئیات به روش اجزا

^{&#}x27; Ground Motion Intensity Measure

^{*} .Single Degree Of Freedom

^{*} Multi Degree Of Freedom

محدود مدل می شود [۴]. در این پایان نامه نیز از روش مدل سازی با سیستم چند درجه آزادی به شیوه اجزا محدود برای مدل سازی سپرها استفاده شده است.

۲-۵-۲ معیار شدت حرکت زمین

برای تعیین معیار شدت حرکت زمین نیز دو نوع کلی را میتوان در نظر گرفت. معیارهای سنتی و معیارهای اصلاح شده. معیارهای سنتی به طور گستردهای در مهندسی زلزله مورد استفاده قرار گرفته است. اما معیارهای اصلاح شده اخیرا به منظور افزایش دقت پیشبینی خرابی مدلها توسط محققین معرفی شدهاند [۴].

مرسومترین معیار سنتی مورد استفاده روش طیف شتاب (S_a)¹ است. طیف شتاب حداکثر شتابی است که یک نوسان گر الاستیک میرا با یک درجه آزادی تجربه می کند. شتاب طیفی می تواند با درجه میرایی و پریودهای نوسان متفاوت اندازه گیری شود. در مهندسی زلزله معمولا طیف شتاب در پریود اساسی سازه و با ۵٪ میرایی بحرانی اندازه گیری می شود. اگرچه طیف شتاب با نوسان گری الاستیک اندازه گیری می گردد اما بر آورد مناسبی از پاسخ سازه ارائه می کند. استفاده آسان از روش طیف شتاب منجر شده است که محققان زیادی از این روش استفاده کنند. از طرفی هماهنگی با پریود سازه موجب دقت بالای این روش نسبت به سایر روش های سنتی گردیده است. اما ضعف بزرگ روش طیف شتاب استفاده از نوسان گر الاستیک است (برخلاف رفتار غیر خطی و پلاستیک در سازه). بنابراین به طور کلی روش طیف شتاب روش چندان دقیقی محسوب نمی شود. شتاب حداکثر زمین (PGA) معیار مرسوم دیگری است که مورد استفاده قرار می گیرد. این روش بیشتر برای سازههای با پریود اساسی کوتاه استفاده می شود [۴].

محدودیتهای ذکر شده محققین را برآن داشت تا برای بهبود عملکرد مدلهای پیش بینی خرابی به دنبال روشهای جدیدی موسوم به روشهای اصلاح شده باشند. (2000) P.P. یک معیار $S_a(T_1)$ به دنبال روشهای جدید برای شدت زمین لرزه معرفی کرد ($S_aR_{Sa}^{0.5}$). در این فرمول R_{Sa} با رابطه (T_1) $S_a(T_1)$ محاسبه می شود که در این رابطه T_1 پریود مود اول سازه و T_f پریودی طولانی تر است که مقدار بهینه آن 1,۶۵۲ محاسبه می شود که در این رابطه ا T_1 پریود مود اول سازه و T_f پریودی طولانی تر است که مقدار بهینه آن 1,۶۵۲ است (این مقدارمعرف سازه غیر الاستیک است). این معیار در واقع میانگین روزنی بین دومقدار (T_1) و (T_1) محاسبه می شود که در این رابطه را به دو مود اول سازه و مات پریودی طولانی تر است که مقدار بهینه آن 1,۶۵۲ است (این مقدارمعرف سازه غیر الاستیک است). این معیار در واقع میانگین وزنی بین دومقدار (T_1) و T_1 است (این مقدارمعرف سازه غیر الاستیک است). در نم معیار در واقع میانگین مقدار بهینه آن 1,۶۵۲ است (یال معیار معرف سازه غیر الاستیک است). در نما می معیار در واقع میانگین روزی بین دومقدار (T_1) و T_1 است (این مقدارمعرف سازه غیر الاستیک است). در واقع میانگین مقدار بهینه آن 1,۶۵۲ است (این مقدارمعرف سازه غیر الاستیک است). در واقع میانگین می روزی بین دومقدار (T_1) و T_1 (T_1) معیار در واقع میانگین مورد و بنابراین حالت که و (T_1) معال مه دو در محاسبات وارد می کند. در نهایت مطالعه روزی بین روش (2000) Nurvatio می دو کاهش سختی را در محاسبات وارد می کند. در نهایت مطالع رکوردهای زلزله مختلف کاهش می باد (T_1]. (2002) Nurvatsikos D. (2002) در روشی مشابه به جای رکوردهای زلزله مختلف کاهش می باد (T_1]. (Ose A. یو و پارامتر این دو پارامتر تشکیل در ترکیب دو پارامتر T_1 و T_1 معیار شدت برداری با این دو پارامتر تشکیل در در این (T_1). (Ose A. یو این (T_1) معیار شدت برداری معرفی کردند که از حداکثر داد (T_1). (T_1]. (T_1]. (T_1]. (T_1) معیار شدت برداری معرفی کردند که از حداکثر داد (T_1) معیار شدت مداری معرفی کردند که از حداکثر داد (T_1) معیار مداری معرفی کر داد (T_1) می داد (T_1) می داد (T_1]. (T_1) می داد (T_1] می داد (T_1) مداد مدارد کر داد (T_1) می داد (T_1) مداد (T_1)

^{&#}x27; Specteral Accelaration

^r Peak Ground Accelaration

سرعت زمین (PGV)^۱ و حداکثرجابجایی زمین (PGD)^۲ تشکیل شده است. آنها ۶۴۷۶۵ حرکت ترکیبی لرزهای زمین را جمع آوری نمودند و به ۴ سازه اسکلت فلزی اعمال کردند. سپس از روش رگرسیون برای بدست آوردن آستانه خرابی در صفحه PGV-PGD استفاده نمودند [۱۴].

با بررسی تمامی روشهای اشاره شده میتوان به این موضوع پی برد که درتمامی روشها یک ویژگی مشابه وجود دارد. همگی آنها بر بخشی از حرکت زمین تاکید دارند که دارای فرکانس کوتاهتری است. که این موضوع در روش استفاده شده در این پایاننامه تحت عنوان PFA نیز مورد توجه ویژه قرار گرفته است [۴]. در توضیح این روش باید چنین گفت که (2014) Song S. معیار پیشبینی خرابی موسوم به روش شتاب حداکثر فیلتر شده (PFA) را معرفی نموده است. وی برای انجام این کار از تعدادی ساختمان فولادی و بتنی به عنوان مدل استفاده کرد. برای پیشبینی این موضوع که آیا یک ساختمان در پاسخ به شتاب وارد شده در اثر زلزله دچار خرابی می شود یا خیر، Song S. (2014) با استفاده از یک فیلتر پایین گذر تحت عنوان باترورث اقدام به استخراج بخشهای دارای فرکانس کوتاه در حرکت زمین نمود. برای استفاده از فیلتر باترورث جهت فیلتر نمودن شتاب نگاشت مد نظر، ابتدا می بایست مرتبه و فرکانس قطع را مشخص کرد که پس از انجام بررسی های مقتضى كه به تفصيل در فصول آينده به آنها اشاره خواهد شد، (2014) .Song S به اين نتيجه رسيد که مرتبه مورد استفاده در فیلتر باترورث به خصوصیات پریودی شتابنگاشت بستگی دارد و فرکانس قطع نیز رابطه مستقیمی با شکل پذیری و پریود اساسی سازه مد نظر خواهد داشت. در ادامه او با مقایسه شتاب حداکثر فیلتر شده با مفهومی عددی که به عنوان ظرفیت سازه معرفی شده است به خرابی و یا عدم خرابی سازه در اثر اعمال شتاب نگاشت مورد استفاده پی برد [۴]. در مجموع استفاده از روش شتاب حداکثر فیلتر شده در عین دقت قابل قبول، پیچیدگیهای روشهای محاسباتی را کاهش و سرعت تخمین را افزایش میدهد که این موضوع سبب شد تا در این پایاننامه از روش مورد استفاده (2014) Song S. جهت تخمين پايداري ديوار حائل بهره گرفته شود تا به اين ترتيب اين روش در مهندسی ژئوتکنیک نیز مورد استفاده قرار گیرد.

۲-۵-۳ روش آناليز

در توضیح تاریخچه روشهای آنالیز نیز میتوان چنین گفت که روشهای گوناگونی برای آنالیز سازه وجود دارد از جمله روشهای استاتیکی خطی، غیرخطی، روش دینامیکی تاریخچه زمانی^۳ و روش دینامیکی پیش رونده¹. در روشهای استاتیکی خطی از نتایج خرابی زلزلههای گذشته استفاده می-شود. روش استاتیکی غیرخطی که به روش پوشاور معروف است در FEMA 273 معرفی شد و در

¹ Peak Ground Velocity

^{*} .Peak Ground Displacement

^{*} Time History Analysis

[†] Incremental Dynamic Analysis

^a Federal Emergency Management Agency

FEMA356 به روز رسانی گردید. در روش پوش و مدلی غیرخطی از سازه ساخته می شود سپس رابطه بین برش پایه با جابجایی جانبی بالاترین نقطه سازه با افزایش تدریجی نیرو بدست می آید. آنالیز زمانی به پایان می رسد که نقطه کنترلی به تغییر مکان هدف برسد. تغییر مکان هدف در واقع معرف حداکثر جابجایی است که سازه می تواند تحمل کند. خرابی زمانی رخ می دهد که شیب نمودار منفی شود و میزان برش پایه صفر گردد [۱۵و۵۵]. آنالیز دینامیکی تاریخچه زمانی نیز می تواند به انواع مدل های عددی از سیستم یک درجه آزادی تا مدل سه بعدی اجزا محدودی اعمال شود. در این روش از حل عددی مرحله به مرحله استفاده می شود. از آنجا که در شبیه سازی خرابی از مدل الاستوپلاستیک استفاده می شود، برای همگرایی از روش تکرار رابطه نیوتون – رافسون استفاده می-گردد. روش دینامیکی پیش رونده نیز نوع خاصی از همان تحلیل تاریخچه زمانی است که در آن به تدریج به میزان شتاب افزوده می گردد [۴] . در این پایاننامه نیز از دو روش تحلیل دینامیکی پیش رونده و پوش اور استفاده شده است.

۲-۶ روش PFA

برای توضیح روش مورد استفاده در این پایاننامه که به روش شتاب حداکثر فیلتر شده یا PFA مشهور است، ابتدا میبایست کلیاتی پیرامون این روش توضیح داده شود.

PFA كليات روش PFA

مهم ترین پارامترهای مورد استفاده در این روش عبارتند از [۴]:

- شکل پذیری کلی
 - ظرفیت جانبی
 - خرابي

شکل پذیری کلی مد نظر در این روش، پارامتری است که نشان گر ظرفیت تغییر شکل کل سازه می باشد. این پارامتر تاثیرات شکل پذیری متریال ، هندسه غیرخطی و اثر $\Delta - P$ را ترکیب می کند. شکل پذیری کلی از رابطه زیر قابل محاسبه است: (۲–۳)

$$\mu = \frac{d_{0.5}}{d_y}$$

مطابق شکل ۲-۱۷ در این رابطه d_y میزان تغییر مکان بالاترین نقطه سازه در هنگامی است که جاری شده است و $d_{0.5}$ میزان تغییر مکان سازه در هنگامی است که نیمی از ظرفیت جانبی خود را از دست داده است. ظرفیت جانبی حداکثر بار جانبی است که سازه میتواند تحمل کند. در صورت موجود بودن منحنی پوشاور، ظرفیت جانبی حداکثر برش پایه خواهد بود. از آنجا که ظرفیت جانبی

می بایست با شتاب فیلتر شده حداکثر مقایسه شود لازم است تا هم واحد گردند. در این روش ظرفیت جانبی با تقسیم شدن به وزن لرزهای سازه و ضرب نمودن g با شتاب حداکثر هم واحد شده است [۴].



شکل۲-۱۷.تعریف شکل پذیری [۴]

مدل پیشبینی خرابی مورد استفاده توسط (2014) Song S. (2014 دو نوع از ساختمانها را پوشش میدهد. ساختمان های فولادی و بتن مصلح با قاب خمشی که به صورت دو بعدی بررسی شدهاند. شتاب نگاشتهایی که در این مدل قابلیت استفاده دارند نیز سه نوع رمپ-پالس^۱، پریود بلند^۲ و پریود کوتاه^۳ هستند. برای پیشبینی این موضوع که ساختمان در معرض اعمال شتاب نگاشت مد نظر دچار خرابی میشود یا خیر، ابتدا میبایست ظرفیت جانبی حداکثر سازه محاسبه گردد پس از آن شتابنگاشت مد نظر با فیلتر پایین گذر باترورث فیلتر میشود و با مقایسه این دو به خرابی یا عدم خرابی سازه پی برده میشود. شماتیکی از روش توضیح داده شده در شکل۲-۱۸ آورده شده است. اما برای درک بهتر روش PFA در ادامه، روش کار (2014) Song S. (2014 تشریح میگردد [۴].

(2014) Song S. برای توسعه روش PFA ، ده ساختمان طراحی شده را به عنوان مدلهای روش U13B ،U13P ،U6P ،U6B با نامهای U13B ،U13P ،U6P ،U6B پیشبینی خرابیاش مورد استفاده قرار داد. این ساختمانها با نامهای ID101 ، ID1003 ،U20P ،U20B ، U20P ،U20B بامگذاری شدهاند. مشخصات این ساختمانها در جدول ۲-۵ آورده شده است.

قاعدتا برای انجام تحلیل دینامیکی (Song S. (2014) نیاز به تعدادی شتابنگاشت داشت. از آنجا که هر شتابنگاشت دارای ویژگیهای منحصر به فرد خود است وی برای پوشش دادن کلیه خصوصیات مد نظر اقدام به تولید شتاب نگاشتهای مصنوعی با موج سینوسی نمود. چرا که حرکات زمین لرزه تنوع فراوانی دارند. برخی به صورت پالس گونه هستند. برخی دیگر بیشتر حالت نویزهای

^{&#}x27; Ramp- Pulse Like

⁷ Long Period

[&]quot; Short Period

تصادفی را دارند و برخی نیز به نظر میرسد در فرکانسی خاص دچار رزونانس میشوند [۴].



شکل۲-۱۸. رویه مدل پیشبینی خرابی PFA [۴]

جدول۲-۵. مشخصات ساختمانهای مورد استفاده توسط (2014) Song S. [۴]

Model	No. of Stories	Material	T ₁ (s) ⁽¹⁾	Max Strength ⁽²⁾	Ductility ⁽³⁾	Welds
U6P	6	Steel	1.54 0.2319		6.67	Perfect
U6B	6	Steel	1.54	0.1629	7.50	Brittle
U13P	13	Stee1	2.63	0.1387	8.00	Perfect
U13B	13	Steel	2.63	0.0844	6.86	Brittle
U20P	20	Stee1	3.47	0.1060	4.25	Perfect
U20B	20	Steel	3.47	0.0630	4.50	Brittle
ID1003	4	RC	1.12	0.1472	8.50	
ID1011	8	RC	1.71	0.0800	7.40	
ID1013	12	RC	2.01	0.0748	7.55	
ID1021	20	RC	2.36	0.0880	6.80	

(1) - Fundamental period

(2) - The maximum base shear in pushover analysis, normalized by seismic weight of the building

(3) - Ductility as defined in section 2.3.1

هنگامی که یک سازه در آستانه خرابی قرار دارد رفتار آن غیرخطی است. به همین دلیل بررسی پاسخ یک سازه در اثر اعمال بار هارمونیک تا لحظه بروز خرابی میتواند بسیار آموزنده باشد. به این دلیل (2014) Song S. (2014 تعدادی موج سینوسی با پریود و مدت زمانهای مختلف برای تحلیل دینامیکی افزایشی تولید نمود و به سازه اعمال کرد تا مطابق شکل۲-۱۹ مرز خرابی تعیین شود. مرز خرابی به عنوان حداقل شتاب حداکثر زمین (MinCPGA)^۱ در لحظه خرابی تعریف شده است. این تحلیل بر روی تمامی ده مدل اشاره شده در بالا صورت پذیرفته است. پریود موجهای سینوسی تولید شده بین شده است [۴].



شکل۲-۱۹. رویه تعیین حداقل شتاب زمین که منجر به خرابی می شود [۴]

به منظور تعیین حداقل شتاب در لحظه خرابی برای هر یک از پریودها، موجهای سینوسی با ماکزیمم دامنه g تولید شده اند. به این ترتیب در هر بار تحلیل برای یک پریود زمانی خاص میتوان شتاب لحظه خرابی را با افزایش تدریجی دامنه موج، تعیین نمود. نمونهای از نتایج این تحلیلها در شکل ۲۰۰۲ تا شکل ۲-۲۲ به صورت منحنی شتاب خرابی آورده شده است. از این شکلها میتوان میتوان برداشت نمود که پریودهای بلندتری (فرکانسهای کوچکتری) برای ایجاد خرابی مورد نیاز است ابرداشت نمود که پریود زمانی خاص میتوان شتاب شکل ۲۰۰۲ تا شکل ۲-۲۲ به صورت منحنی شتاب خرابی آورده شده است. از این شکلها میتوان برداشت نمود که پریودهای بلندتری (فرکانسهای کوچکتری) برای ایجاد خرابی مورد نیاز است ($\frac{T_s}{T_1}$) و این پریودها به ظرفیت جانبی حداکثر در منحنی پوشاور نزدیک هستند. این موضوع بخشهای دهنده اهمیت بخشهای با پریود طولانیتر است. لذا از فیلتر باترورث استفاده میشود تا بخشهایی که دارای پریود کوتاه (فرکانس بلند) هستند و اهمیت کمتری در تحلیلها دارند حذف بخشهایی که دارای پریود کوتاه (فرکانس بلند) میتاد و اهمیت کمتری در تحلیلها دارند حذف بخشهایی که دارای پریود مولانیتر شدن تحلیل لرزهای میگردد. واضح است که در این بین بریودها تحربه پریودهای میدو دور دی است. لذا از فیلتر باترورث استفاده میشود تا بخشهایی که دارای پریود کوتاه (فرکانس بلند) هستند و اهمیت کمتری در تحلیل مازه تحت این بخش ای پریودها تنها منجر به طولایتر شدن تحلیل لرزهای میگردد. واضح است که در این شکلها دارند حذف میشود تا بخش از پریودها تنها منجر به خرابی میشود نسبت به $\frac{T_s}{T_1}$ رسم شده است. T_s پریود موج سینوسی و T_1

^{&#}x27;. Minimum Collapse Peak Ground Acceleration

پریود اساسی سازه میباشد [۴]. در ادامه برای درک بهتر روش شتاب حداکثر فیلتر شده (PFA) نیاز است به بررسی نحوه تعیین پارامترهای این روش پرداخته شود.



شکل۲-۲۲. حداقل پریود خرابی برای ساختمان U6P [۴]



شکل۲-۲۱. حداقل پریود خرابی برای ساختمان U20B [۴]



PFA نحوه تعیین پارامترهای روش PFA

اولین پارامترهایی که به بررسی نحوه تعیین آن پرداخته می شود مربوط به فیلتر مورد استفاده است. فیلتر پایین گذر باترورث با دو پارامتر فرکانس قطع (یا پریود قطع) و مرتبه فیلتر توصیف می شود. Song S. (2014) برای تعیین این پارامترها اقدام به یک سری بررسی ها نمود.

پریود قطع به کمک منحنی MinCPGA مطابق شکل ۲-۲۰ تا شکل ۲-۲۲ برای هر سازه محاسبه می شود، که درواقع کمترین پریودی است که طیف به یک مقدار ثابت میل می کند. این پریود لزوما پریود اساسی سازه نمی باشد و علاوه بر این به شکل پذیری سازه نیز مرتبط است. البته تعریف شکل پذیری توسط (2014) Song S. (2014 متفاوت از تعریف شکل پذیری در مباحث مهندسی سازه است و وی ضریب شکل پذیری μ را به صورت $\frac{d_{0.5}}{d_y}$ تعریف می نماید. که u معرف میزان جابجایی بالاترین نقطه سازه در لحظه ای است که شروع به جاری شدن کلی می نماید و $d_{0.5}$ معرف تغییر مکان بالاترین نقطه سازه در لحظه ای است که شروع به جاری شدن کلی می نماید و $d_{0.5}$ معرف تغییر مکان بالاترین مطابق شکل ۲۰-۲۲ استفاده است که سازه ۵۰۰ مقاومت برشی خود را از دست داده است. برای در ک رابطه مطابق شکل ۲-۲۳ استفاده شده است که در رابطه ۲-۴ نشان داده شده است [۴]:

$$c = 0.1241 \frac{a_{0.5}}{d_{\gamma}} + 0.6931$$

پس از بدست آوردن پریود قطع می بایست مرتبه فیلتر باترورث تعیین گردد. همچنین روش تعیین میزان حداکثر شتاب فیلتر شده نیز به یکی از دو مقدار حداکثر منفرد و یا میانگین دو مقدار حداکثر پیاپی باید مشخص شود. (2014) .Song S برای نظام مند کردن مطالعات خود تعداد ۱۵۰ عدد شتاب نگاشت که به سه دسته کلی تقسیم می شوند را انتخاب کرد و کلیه ده مدل خود را با این سه دسته شتاب نگاشت تحلیل دینامیکی افزایشی نمود و فرکانس لحظه خرابی را برای یک به یک آن ها تعیین کرد و به این ترتیب به مرتبه مناسب برای هرنوع شتاب نگاشت و روش تعیین حداکثر در هرکدام پی برد [۴].



شکل۲-۲۳. مدل رگرسیون خطی، پریود قطع نسبت به شکل پذیری [۴]

(2006) Kalkan & Kunnath و Champion & Liel (2012) نشان دادهاند که انواع مختلف شتاب نگاشت تاثیرات مختلفی بر پاسخ ساختمانها می گذارند [۱۸و۱۷]. (2014) Song S. نیز برای این که مدلش انواع مختلف شتاب نگاشت را پوشش دهد آنها را به سه دسته تقسیم نمود [۴]:

- ۱. رمپ پالس
- ۲. پريود بلند
- ۳. پريود کوتاه

حرکات رمپ پالس در واقع ترکیبی از دو حرکت رمپ گونه و پالس گونه است. حرکات رمپ گونه به حرکات تلنگری نیز مشهورند و نتیجه تکامل جابجاییهای پس مانده ناشی از تغییر شکلهای تکتونیکی ایجاد شده با مکانیزم گسیختگی هستند و مشخصه اصلی آنها جهش (پالس) سرعت تک جهتی و یکنواخت در جابجایی تاریخچه زمانی است. حرکات پالس گونه که مخرب شناخته شدهاند، زمانی مشاهده می شوند که گسیختگی در جهت لغزش قرار می گیرد. این نوع حرکت الگوهای شعاع هم مرکز را دنبال می کند و پالس های با پریود طولانی ، مدت زمان کم و دامنه زیاد تولید می نماید. (2014) Song S. (2014) در یک گروه دسته بندی نمود [۴].

حرکات با پریود طولانی معمولا در فرکانس مشخص رزونانس میکنند و از حوزه تقویت نتیجه میشوند. حرکات با پریود طولانی به خصوص در زلزله میشیگان^۱ (۱۹۸۵) بسیار مخرب بودهاند. حرکات با پریود کوتاه نیز شایع ترین نوع حرکات هستند. این نوع حرکات تنها دارای لرزشهای با پریود کوتاه هستند و در انواع زلزلهها موجود اند. (2014) . Song S حرکات رمپ پالس را از مطالعه انجام شده توسط (2006) Graves & Somerville و حرکات با پریود طولانی و کوتاه را از زلزله چی چی (۱۹۹۹) انتخاب نمود. مثالهایی از طیف پاسخ و حرکات گوناگون در شکل ۲-۲۴ تا شکل ۲-۲۹ آورده شده اند. (2014) . Song S بعد از مقیاس کردن همه ۱۵۰ رکورد زلزلهای که به اندازه کافی برای خرابی بلند بودند، همگی آنها را با فیلتر باترورث فیلتر کرده و میزان شتاب حداکثر فیلتر شده را استخراج نمود. این روند برای چندین بار با مرتبههای مختلف انجام شد. اگرچه مرتبه دوم برای بیشتر موارد مناسب است مرتبه چهارم برای حرکات رمپ پالس گونه مناسب تر است. در مورد معیار مقدار ماکزیمم شتاب برای حرکات با پریود طولانی مناسب تر است. در مورد معیار مقدار ماکزیمم شتاب برای حرکات با پریود طولانی مناسب تر است. در مورد میزان مقدار ماکزیمم شتاب برای حرکات با پریود طولانی مناسب تر است. در مورد معیار موداکثر بدست آمده از فیلتر مرتبه دوم با میزان شتاب طیف خطی در پریود جدایی و با ۲۰٫۷٪

' Michigan



شكل۲-۲۴. طيف پاسخ حركات رمپ پالس گونه [۴]





شکل۲-۲۶. طیف پاسخ حرکات با پریود طولانی [۴]





شکل۲-۲۸. طیف پاسخ حرکت با پریود کوتاه [۴]



شکل۲-۲۹. حرکات با پریود کوتاه [۴]

Ground Motion Set	Order of Butterworth Filter	Intensity Measure
RP	4	Half peak-to-peak acceleration
LP	2	Peak ground acceleration
SP	2	Half peak-to-peak acceleration

جدول۲-۶. مرتبه و معیارشدت برای انواع حرکت [۴]

(2014) Song S. (2014 شتاب زمین، طیف شتاب در پریود اساسی ، برش پایه مدل الاستیک اجزا محدود ، شتاب فیلتر شده ، برش پایه الاستوپلاستیک و جابجایی بالاترین نقطه را نیز مطابق شکل ۲-۳۰ کنار هم آورده است. از شکل ۲-۳۰ میتوان برداشت نمود که در محدوده جاری شدن پلاستیک، شتاب فیلتر شده به میزان نسبتا زیادی با برش پایه الاستو پلاستیک اجزا محدود که نمایان گر بخش خرابی است تطابق دارد، به خصوص زمانی که برش پایه به ظرفیت جانبی سازه نزدیک است. در شکل ۲-۳۱ نیز مقادیر حداکثر شتاب فیلتر نشده و فیلتر شده برای یک سازه مشخص شده اند. همان طور که در این شکل مشخص است با انجام فیلتر مقادیر به سمت یک مقدار ثابت میل میکنند و این مقدار ثابت با ظرفیت جانبی سازه یکسان است. دو مورد اشاره شده اخیر نشان دهنده مناسب بودن شتاب فیلتر شده به عنوان معیار مناسبی برای پیشبینی خرابی است. در ادامه بحث اندرکنش خاک و سازه به عنوان یک موضوع پر اهمیت در مهندسی ژئوتکنیک مطرح می گردد [۴].



شکل۲-۳۰. مقایسه پارامترهای مختلف حاصل از شتابنگاشت و تحلیل سازه [۴]



شکل۲-۳۱. حداقل شتاب فیلتر شده و فیلتر نشده لحظه خرابی برای ۱۵۰ رکورد زلزله [۴]

۲-۷ اندر کنش خاک و سازه

اندرکنش خاک و سازه یکی از حوزههای علوم میان رشتهای است که شامل مکانیک خاک و سازه، دینامیک خاک و سازه، مهندسی زلزله، ژئوفیزیک و ژئومکانیک، علم مواد، روشهای محاسباتی-عددی، رشتههای فنی و سایر موارد میشود. در ادامه به بررسی تاریخچه این موضوع پرداخته شده است [۱۹].

۲-۷-۲ تاریخچه اندرکنش خاک و سازه

توجه به اندرکنش خاک و سازه به عنوان پدیدهای موثر بر رفتار دینامیکی سازهها به اوایل دهه سی میلادی باز می گردد. تئوری ارائه شده برای بررسی ارتعاشات پی توسط (1936 E. (1936 قاع) میلادی بان آغازین مطالعات اندرکنش خاک و سازه است [۲۰]. پس از آن (1985 J. P. (1985) [۲۱] به بیان مبانی و اثرات اندرکنش خاک و سازه، چگونگی مدلسازی خاک و سازه، روابط معادلات حرکت و همچنین روشهای تحلیل و پاسخ آنها پرداخت. از طرفی اهمیت و اعتبار اندرکنش خاک و سازه تحت بارهای دینامیکی در طراحی پیهای سطحی برای ماشینآلات و تجهیزات مکانیکی نیز در سال ۱۹۶۰ به رسمیت شناخته شد و تحلیل اندرکنش در ارزیابی لرزهای تجهیزات انرژی هستهای مورد استفاده قرار گرفت [۲۲]. بعدها مرکز تحقیقات مهندسی زلزله اقیانوس آرام (PEER)^۱ دو گزارش مختلف اما در ارتباط با یکدیگر را با موضوع مدلسازی عددی فونداسیونهای سطحی منتشر نمود. در گزارش نخست که در سال ۲۰۰۵ منتشر گردید، چگونگی مدلسازی پی به نحوی که قادر به در نظر گرفتن رفتار غیرخطی و بلندشدگی باشد مورد توجه قرار گرفت [۳۲]. دومین گزارش که در سال ۲۰۰۸

^{&#}x27; The Pacific Earthquake Engineering Research Center

مستقل، غیرخطی و غیرارتجاعی گسترده در طول فونداسیون بود و در نظر گرفتن بلندشدگی، حرکت گهوارهای⁽، نشست و میرایی تشعشعی را امکانپذیر میساخت [۲۴و۲۴].



شکل۲-۳۲. مشخصات هندسی اندرکنش خاک و سازه [۲۶]

۲-۷-۲ ساز و کار اندرکنش خاک و سازه

۲-۷-۲ اندرکنش جنبشی

در زمین آزاد، زلزله سبب جابجایی خاک در دو جهت افقی و قائم می گردد. اگر یک شالوده بر سطح یا داخل یک لایه خاک به اندازهای سخت باشد که قادر به تحمل تغییر شکلهای زمین آزاد نباشد، حرکت آن حتی اگر جرمی هم نداشته باشد تحت تاثیر اندرکنش جنبشی^۲ قرار خواهد گرفت. به عنوان مثال سختی خمشی پی گسترده بدون جرم شکل ۲-۳۳- الف از تغییرات افقی و قائم حرکت آزاد زمین جلوگیری می نماید. همچنین صلبیت پی مدفون بدون جرم شکل ۲-۳۳- ب از پیروی مانع از گسترش حرکت افقی زمین آزاد جلوگیری میکند و سختی محوری پی در شکل ۲-۳۳- پ نیز مانع از گسترش حرکت ناپیوستهی زمین آزاد می شود. باید توجه داشت که اندرکنش جنبشی در تمام مانع از گسترش حرکت ناپیوستهی زمین آزاد می شود. باید توجه داشت که اندرکنش جنبشی در تمام موارد وجود ندارد. اگر پی سطحی شکل ۲-۳۳- الف در معرض انتشار امواج قائم S (تنها حرکت افقی زاد زمین) قرار گیرد، جابجایی خاک محدود نشده و در نتیجه اندرکنش جنبشی به وجود نمی آید. شود. اندرکنش جنبشی زمانی اتفاق می فتد که سختی سیستم مانع گسترش حرکات زمین آزاد مور مثال شالوده مدفون شکل ۲-۳۳، هنگامی که در معرض انتشار امواج قائم S با طول موجی معادل شود. اندرکنش جنبشی زمانی اتفاق می فتد که سختی سیستم مانع گسترش درکات زمین آزاد شود. اندرکنش جنبشی همچنین می تواند مودهای مختلف ار تعاشی را در یک سازه ایجاد نماید. به سور مثال شالوده مدفون شکل ۲-۴۳، هنگامی که در معرض انتشار امواج قائم S با طول موجی معادل سبب دوران آن نیز خواهد شد، با وجود این که حرکت زمین آزاد بصورت کامل انتقالی باشد [۲۵].

[\] Rocking Motion

² Kinematic interaction







پ) سختی محوری شالودہ

ب) صلبيت شالوده

الف) سختي خمشي شالوده





شکل۲-۳۴. اندرکنش جنبشی در شالوده مدفون [۲۶]

۲-۷-۲ اندرکنش اینرسی

سازه و پی دارای جرم هستند و این جرم باعث ایجاد پاسخ دینامیکی در سیستم میشود. این سازوکار اندرکنش را میتوان مطابق شکل۲-۳۵ اینطور بیان نمود که با اعمال کردن نیروهای ناشی از زلزله به سازه، نیروهای اینرسی باعث تولید لنگر خمشی و نیروی برشی در تراز پایه سازه میشوند. این نیروها و لنگرها باعث تغییر مکان پی سازه نسبت به سطح آزاد گشته و سبب حرکت متفاوتی از پی در هنگام زلزله می گردد [۲۷].



^{&#}x27;Inertial interaction

۲-۷-۲ روشهای تحلیل اندرکنش خاک و سازه

روشهای تحلیل اندرکنش خاک و سازه را میتوان به دو گروه اصلی، روش مستقیم و روش زیرسازه ٔ طبقهبندی نمود [۱۱]. همچنین میتوان روشهای زیر را جهت در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه بیان کرد [۲۸]:

- در نظر گرفتن خاک به صورت جرم، فنر و کمک فنر (میرایی) معادل در پی سازه
- در نظر گرفتن خاک به صورت تیر برشی با جرم پیوسته یا متمرکز و سختی گسترده
 - در نظر گرفتن خاک به صورت مدل نیمه بینهایت ارتجاعی

۲-۷-۳-۱ روش مستقیم

در روش مستقیم کل سیستم سازه، پی و خاک به صورت شکل۲-۳۶ مدل می شود و در یک گام منفرد تحلیل می گردد. مزیت عمده این روش امکان فرض رفتار غیرخطی برای مصالح خاک و سازه و همچنین امکان مدلسازی هندسه های پیچیده است [۲۱]. که با توجه به وجود پارامترهای بی شماری که اکثر آنها غیرخطی هستند، بررسی اندرکنش خاک و سازه به کمک مدل های غیرخطی خاک امری اجتناب ناپذیر خواهد بود. از معایب این روش می توان به حجم قابل توجه ورودی و پیچیدگی و زمان-بر بودن آن اشاره نمود [۲۹]. به طوری که در برخی از تحقیقات به زمانی بیش از ۲۰ ساعت برای تحلیل دینامیکی یک مدل اندرکنش خاک، شمع و سازه اشاره شده است [۳۰]. اگرچه در این روش امکان تحلیل مدل سه بعدی نیز وجود دارد امتا به دلیل هزینه بالا و مدت زمان تحلیل، آن را به صورت مدل دو بعدی شبیه سازی می نمایند [۵۲].



شکل۲-۳۶. تصویری شماتیک از سیستم خاک و سازه در روش مستقیم [۲۱]

' Direct Method

^{*} Multistep Method

۲-۷-۳ روش زیر سازه

در روش زیرسازه از اصل جمع آثار قوا جهت جدا کردن دو اثر ناشی از اندرکنش خاک و سازه، یعنی ناتوانی پی در تطبیق تغییرشکلهای میدان آزاد (اندرکنش جرمی) و اثر پاسخ دینامیکی سیستم سازه و پی بر حرکت خاک بستر (اندرکنش جنبشی) استفاده میشود. در این روش مسئله خطی اندرکنش خاک و سازه به مجموعهای از زیرمسئلههای سادهتر تفکیک میگردد و سپس نتایج با استفاده از اصل جمع آثار قوا با هم ترکیب میشوند. روش کار به این صورت است که کل سیستم نشان دادهشده در شکل۲-۲۳ به سه زیرسازه تفکیک میشود. زیرسازه I میدان آزاد ساختگاه، زیرسازه II شامل حجم خاک برداشته شده و زیرسازه III شامل سازه رویی و پی آن است. روش زیرسازه، یک روش خطی تحلیل اندرکنش است. برخی از محققان برای در نظر گرفتن اثرات رفتار غیرخطی خاک استفاده از روش خطی معادل را پیشنهاد نمودهاند [۳۱].



شکل۲-۳۷. جداسازی زیرسازهها به منظور ساده نمودن محاسبات [۳۱]

۲-۷-۲ تاثیرات اندرکنش خاک و سازه بر رفتار لرزهای

لحاظ نمودن انعطاف پذیری خاک زیر سازه در پاسخ دینامیکی سازه ها، متاثر از نوع خاک، رفتار خاک و زمان تناوب سازه است. برای روشن شدن بیشتر اهمیت لحاظ نمودن اثر اندرکنش خاک و سازه، نکات و نتایج حاصله از تحقیقات پیشین ارائه می گردد. بطور کلی در نظر گرفتن اثر اندرکنش باعث ایجاد نتایج قطعی از جمله افزایش زمان تناوب سازه (کاهش بسامد)، افزایش میرایی سیستم، کاهش برش پایه و افزایش سهم مود گهوارهای نسبت به پاسخ کل می گردد. امّا در مورد تغییر مکان جانبی سازه و اثر می و اثر می ازه و اثر می روژه، اظهار نظر نمود آرمان ا

۲-۷-۴-۱ اثر زمان تناوب

رابطه بین زمان تناوب اصلی سازه و خاک، یکی از عوامل موثر در پدیده اندرکنش است و در رفتار سازه تاثیر بهسزایی دارد. در زلزله ۱۹۷۰ گدیز^۲ (ترکیه)، شهری واقع در ۱۳۵ کیلومتری از کانون زلزله، هیچ خسارتی وارد نشد و تنها یک کارخانه دچار خرابی گردید. بررسیهای انجام شده نشان داد که زمان تناوب اصلی این سازه با زمان تناوب خاک زیر آن هماهنگی داشته است [۱]. زمان تناوب موثر سازه به خصوصیات خاک وابسته بوده و هر چه خاک نرمتر باشد زمان تناوب موثر سازه بیشتر خواهد بود. بنابراین بررسی اثرات اندرکنش خاک و سازه در خاکهای نرم دارای اهمیت بیشتری است [۳۲].

۲-۷-۴ اثر رفتار غیرخطی خاک

رفتار غیرخطی خاک زیر سازه ها به ویژه برای ساختمان های بلند واقع شده بر خاک نرم می تواند پاسخ دینامیکی سازه ها را به میزان قابل توجهی افزایش دهد به طوری که در برخی موارد این افزایش به حدی زیاد است که برای برآورد نیروهای طراحی لرزه ای وارده به سازه نیاز به انجام تحلیل های اندرکنش دینامیکی خاک و سازه می باشد و استفاده از نتایج حاصل از تحلیل های متداول دینامیکی سازه ها منجر به طرح غیر ایمن سازه می گردد [۳۳]. از طرفی کاهش پاسخ سازه، به دلیل پراکندگی امواج از فونداسیون و انتشار انرژی لرزه ای سازه به درون خاک است. هنگامی که خاک اطراف فونداسیون پاسخهای غیرخطی کم تا متوسط را تجربه می نماید، اندرکنش خاک و سازه باعث جذب انرژی امواج ارتعاشی شده که موجب کاهش انرژی محرک سازه می گردد. در واقع، در سازه های نرم که تحت تاثیر موج زلزله قرار می گیرند پاسخها به صورت ادامه دار بوده تا زمانی که توسط میرایی مستهلک شوند. در حالی که در سازه های که دارای صلیت زیادی هستند سختی سازه هماند یک فیلتر عمل نموده و موجها به طرف زمین بازگشت پیدا می کند. سازه در اینجا به عنوان عامل بازدارنده انتشار امواج عمل نموده و سبب کاهش پاسخهای سازه ای می گردد [۳۱].

۲-۷-۴ اثر لایههای خاک بر امواج

حضور لایهای از خاک، محتوای بسامدی حرکت زمین را دچار تغییر میکند و بسامدهای بالای آن را فیلتر مینماید. اثر لایه خاک بر روی امواج زمینلرزه نتیجه یک فرآیند پراکنش پیچیده است که میتواند به صورت بزرگنمایی یا کوچکنمایی دینامیکی در بسامدهای مختلف بروز نماید [۳۴]. آثار مخرب زلزله ۱۹۸۵ مکزیکوسیتی و بسیاری از زمینلرزههای اخیر، اهمیت تاثیر مشخصات دینامیکی خاک بر سازههای متکی بر آن را نشان میدهد. وقوع این زمینلرزهها مشخص نمود که حرکت بستر

^{&#}x27; Period

^r Gediz

سنگی در پای سازه، تا چندین برابر (حدود ۵ برابر) باعث تشدید امواج گردیده و پاسخ سازه را دستخوش تغییرات قابل توجهی مینماید [۳۵]. برای نمونه در زلزله ۱۹۶۷ کاراکاس شکل خرابی سازه ارتباط مستقیمی با عمق لایه آبرفتی داشته است. به طوریکه عمده خرابی وارد بر ساختمانهای با ارتفاع متوسط (پنج تا نه طبقه) در نواحی که سنگ بستر در عمقی کمتر از ۱۰۰ متر واقع شده بود، به وقوع پیوست. امّا در نواحی با عمق بیش از ۱۵۰ متر، خرابی عمده مربوط به ساختمانهای بلندتر (بیش از ۱۴ طبقه) بود [۱].

۲-۷-۴ اثر انعطاف پذیری خاک زیر سازه

اثرات اندرکنش خاک و سازه از انعطاف پذیری خاک زیر پی و ارتعاشات نسبی بین پی و سطح آزاد ناشی میشود [۳۶]. برای سازههای واقع بر روی خاک نرم، حرکت پی عموماً متفاوت با حرکت میدان آزاد بوده و یک مولفه دورانی ناشی از انعطافپذیری تکیهگاه بر حرکات افقی پی اضافه میشود. این مولفه دورانی برای سازههای بلند مهم بوده [۳۴] و تغییر شکلهایی که در سطح تماس خاک و فونداسیون رخ میدهد، میتواند بخش قابل توجهی از انعطاف پذیری سیستم خاک و سازه را شامل شود [۳۷]. بطور کلی اثر انعطاف پذیری در تراز پی باعث کاهش سختی سیستم و افزایش زمان تناوب سازه می گردد. اگرچه این افزایش زمان تناوب سبب کاهش نیروی جانبی زلزله و برش پایه خواهد شد امّا در اکثر اوقات افزایش تغییرمکانها را نیز در پی دارد. این موضوع سبب آسیب به اجزای دیگر سازه و اجزای غیرسازهای می گردد و احتمال واژگونی را افزایش میدهد. مشاهده بلندشدگی برجها و مخازن نفت در برخی از زلزلههای گذشته، ابتدا مهندسان را بر آن داشت که برای جلوگیری از ناپایداری سازه از بلندشدگی پی و تماس مکرر آن به زمین که به حرکت گهوارهای مشهور است جلوگیری نمایند. در حالی که حرکت گهوارهای میتواند موجب کاهش نیروها در سازه گردد [۳۸]. به طوریکه (Hosner (1963) Hosner [۳۹] در بررسی عملکرد مناسب برخی از سازهها در زلزله ۱۹۶۰ شیلی، حرکت گهوارهای را عامل اصلی کاهش نیروها دانست. در حالت سازه با پای انعطاف پذیر علاوه بر آن که یک مولفه دورانی به حرکت افقی سازه اضافه میشود، قسمتی از انرژی ارتعاشی سازه قادر است با انتقال به خاک زیر پی بر اثر میرایی تشعشعی حاصل از انتشار موج و میرایی هیسترسیس مصالح خاک تلف شود. امّا در حالت کلاسیک با صلب فرض نمودن خاک زیر سازه این اتلاف انرژی در نظر گرفته نمی شود [۳۴].

۲-۷-۴-۵ اثر مقاومت سازه

اندرکنش خاک و سازه تغییر قابل توجهی در مقاومت سازه ایجاد نمی نماید. بلکه سبب می شود در تغییر مکان های بزرگتر، سازه به این مقاومت برسد، چرا که مقاومت سازه یک پارامتر درونی است و به

خصوصیات خود سازه بستگی دارد و عوامل بیرونی مانند اندرکنش، دخالتی در میزان آن نخواهند داشت [۴۰].

۲-۷-۴-۶ اثر ناهمگونی توپوگرافی

ارتفاع و شیب توپوگرافی ساختگاه نیز از عوامل موثر بر رفتار لرزهای سازه است. بطور کلی هرگاه زلزلهای به وقوع پیوسته، سازههای مستقر در مجاورت ناهمگونیهای سطح زمین، تحت تاثیر حرکات شدیدتری قرار گرفتهاند [۴۱].

. فصل ۲ : روش انجام پژومش

۳-۱ مقدمه

در فصول گذشته روش تخمین پایداری لرزهای موسوم به PFA به طور مفصل تشریح شد و کلیاتی پیرامون سپرهای فلزی نیز مرور گشت. در این فصل به بررسی نحوه استفاده از این روش برای تخمین پایداری سپر پرداخته میشود. برای اعمال روش PFA نیاز است تا سپر در یک نرم افزار مناسب مدل شود. لذا ابتدا به معرفی نرم افزار مورد استفاده و دلیل انتخاب آن پرداخته شده است.

۲-۳ معرفی نرم افزار SAP2000

نرم افزار اجزا محدود مورد استفاده در مدلسازی این پژوهش نسخه شانزدهم SAP2000 است که به عنوان نرم افزاری پیشرفته و کاربر پسند شناخته می شود. این نرم افزار برای اولین بار در سال ۱۹۹۶ منتشر گردید. داشتن رابط گرافیکی قدرتمند موجب سهولت استفاده از این نرم افزار شده است. امکان ایجاد مدل، اصلاح آن، تجزیه و تحلیل نتایج و نیز تولید خروجی همگی این نرم افزار را به نرم افزاری کاربردی تبدیل کرده است. قابلیتهای نرم افزار SAP2000 به طور خلاصه به شرح زیر است [۴۲]:

- تحلیل استاتیکی و دینامیکی
- تحليل خطى و غير خطى شامل تحليل لرزهاى
 - تحليل A P
- تحلیل تیر ستون، خرپا و رفتار غشایی و پوستهای
 - المانهای غیرخطی فنر و اتصال
 - سیستمهای مختصات چندگانه
 - انواع مختلف تكيه گاه
 - انواع مختلف بارگذاری

امکان انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی (پوشاور) و تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی با این نرم افزار با دقت بالا از یک سو و امکان مدلسازی اندرکنش خاک و سازه از سوی دیگر سبب شد تا برای تحلیل از این نرم افزار استفاده شود.

^{&#}x27; Spring

^r Link

۳-۳ روشهای تحلیل مورد استفاده

در این پایاننامه با توجه به روش پیشبینی خرابی مورد استفاده برای انجام تحلیل از روشهای دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی و استاتیکی غیرخطی (پوش اور) استفاده شده است. تحلیل تاریخچه زمانی یک تحلیل گام به گام برای محاسبه پاسخ دینامیکی سازه به بارهای متغیر برحسب زمان میباشد. معادله دینامیکی مورد نیاز جهت رسیدن به پاسخ در این روش به صورت زیر است: $Ku(t) + C\dot{u}(t) + M\ddot{u}(t) = r(t)$

در این معادله K معرف ماتریس سختی، C معرف ماتریس میرایی و M نماینده ماتریس قطری جرم است. بدیهی است سایر مقادیر معرف جابجایی، سرعت، شتاب و بردار بار دینامیکی اعمال شده هستند. برای حل معادله بالا در نرم افزار میتوان یکی از دو روش مودال و انتگرالگیری مستقیم را انتخاب نمود [۴۲] که با توجه به امکان کنترل مفاصل پلاستیک در روش انتگرالگیری مستقیم، این روش محاسبه جهت تحلیل انتخاب گردیده است. نحوه انجام تحلیل پوشاور نیز به تفصیل در ادامه و در بخش نحوه اعمال روش تخمین پایداری لرزه ای PFA بیان خواهد گردید.

۳-۴ مراحل حل مسئله در SAP2000

۳-۴-۲ فرضیات کلی در مدلسازی

از آنجایی که در هر پژوهشی سادهسازی منطقی و علمی امری اجتناب ناپذیر است، در این پژوهش نیز به همین روش عمل گردیده که به بیان آنها پرداخته میشود.

در تعیین بارگذاری جانبی در نرم افزار SAP2000 از فرضیات آییننامهها و کتاب طراحی
 پی پیشرفته (Bowles J. (1996) استفاده شده است [۴۳].

• با توجه به استاتیکی بودن مشخصات مدل مورد بررسی (Bowles J. (1996) ، پس از صحتسنجی مدل برای یکپارچهسازی حالت استاتیکی و دینامیکی از مشخصات یک خاک مرجع تحت عنوان خاک رس بانکوک استفاده شده است. تا به این ترتیب بتوان در هردو نرم افزار SAP2000 و PLAXIS 2D مشخصات صحیح و یکپارچهای از خاک مدل نمود تا مقایسه نتایج ممکن باشد.

- به منظور مدلسازی بخشی از خاک که سپر در آن کوبیده شده است. در نرم افزار SAP2000 با توجه به توضیحات موجود در راهنمای نرم افزار از لینک المان^۱ استفاده شده است.
 - برای مدلسازی خاک از مدل مور کلمب استفاده شده است.
- با توجه به نادیده گرفته شدن فشار آب زیر زمینی در مثال مرجع مورد استفاده، در مدلسازی این پایاننامه نیز فشار آب زیر زمینی نادیده گرفته شده است.

۳-۴-۳ هندسه مدل

مطابق شکل۳-۱ برای مدلسازی از یک گود ۹ متری استفاده شده است که در آن برای پایدارسازی گود از سپر فلزی مهار شده بهره گرفته شده است. ایده استفاده از این مدل برای اعمال روش PFA بر سپرهای فلزی، از کتاب طراحی پی پیشرفته (Bowles J. (1996 شکل گرفته است.



شکل۳-۱. پروفیل عرضی گود ۹ متری [۴۳]

^{&#}x27; Link Element

توجه به این نکته ضروری است که در واقع مدل مورد استفاده برای تحلیلها، پس از اجرای کامل گود بررسی شده است و در مراحل اجرا مطابق شکل۳-۲ بررسی در نرم افزار PLAXIS 2D انجام گرفته است. در خصوص مشخصات گود مدلسازی شده، همان طور که از شکل۳-۱ مشهود است سپر مد نظر در خاک رس کوبیده شده است. خاک پشت سپر نیز خاک دانهای با مشخصات معرفی شده در شکل است و سرباری معادل ۲۵ کیلو پاسکال در بالای گود وجود دارد [۴۳].

e Edit View Calo	culate Help							
ڪ 🛃 🙆 🌑			► Output					
eneral Parameters Mult	ipliers Preview							
Phase				Calculation type				
Number / ID.:	5 Surcha	rge Applying		Plastic analysis	•			
Charl Group always								
start from phase:	4 - Excavation-9	m	–	Ad	vanced			
Log info				Comments				
Prescribed ultimate s	state fully reached		<u>^</u>					
	,							
			\sim					
			~	1				
			~	P	arameters			
			Ŷ	р р	arameters			
			~	P Next	arameters		Dele	te.
lentification	Phase no.	Start from	Calculation		arameters		(Dele	te
entification Initial chase	Phase no.	Start from	Calculation	Loading input	arameters	e Wa	Dele ater	te
Jentification Initial phase	Phase no.	Start from 0	Calculation N/A Plastic analysis	Loading input N/A Staged construction	arameters	e Wa 0	Dele oter 0	ete
Initial phase Wall Construction	Phase no. 0 1 2	Start from 0 0	Calculation N/A Plastic analysis Plastic analysis	Loading input N/A Staged construction	arameters	e Wa 0 0	Dele oter 0 1 2	te
Initial phase Wall Construction Excavation-1.2m Androe Fixen ition	Phase no. 0 1 2 3	Start from 0 1 2	Calculation N/A Plastic analysis Plastic analysis Plastic analysis	Loading input N/A Staged construction Staged construction	arameters	e Wa 0 0 0 0	Deler oter 1 2 3	te
Initial phase Wall Construction Excavation-1.2m Anchor Execution Fercavation-9m	Phase no. 0 1 2 3 4	Start from 0 1 2 3	Calculation N/A Plastic analysis Plastic analysis Plastic analysis Plastic analysis	Loading input N/A Staged construction Staged construction Staged construction	arameters	e Wa 0 0 0 0 0	Dele o 1 2 3 4	te
Initia phase Wall Construction Excavation -1.2m Anchor Execution Excavation-9m Excavation-9m	Phase no. 0 1 2 3 4 5	Start from 0 1 2 3 4	Calculation N/A Plastic analysis Plastic analysis Plastic analysis Plastic analysis	Loading input N/A Staged construction Staged construction Staged construction Staged construction	arameters Insert Tim 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0	e Wa 0 0 0 0 0	Dele oter 0 1 2 3 4 5	rte.
entification Initial phase Wall Construction Excavation-1.2m Andror Execution Excavation-9m Excavation-9m Surcharge Applying	Phase no. 0 1 2 3 4 5	Start from 0 1 2 3 4	Calculation N/A Plastic analysis Plastic analysis Plastic analysis Plastic analysis Plastic analysis	Loading input N/A Staged construction Staged construction Staged construction Staged construction Staged construction	arameters	e Wa 0 0 0 0 0 0	Dele oter 0 1 2 3 4 5	te
dentification Initial phase Wall Construction Excavation-1.2m Anchor Execution Excavation-9m Surcharge Applying	Phase no. 0 1 2 3 4 5	Start from 0 1 2 3 4	Calculation N/A Plastic analysis Plastic analysis Plastic analysis Plastic analysis Plastic analysis	Loading input N/A Staged construction Staged construction Staged construction Staged construction Staged construction	arameters	e Wa 0 0 0 0 0 0	t Dele ater 0 1 2 3 4 5	te

شکل ۳-۲. کنترل مراحل اجرا در نرم افزار PLAXIS 2D نسخه ۸٫۵

۳–۴–۳ نحوه مدلسازی سیستم

۳-۴-۳ مدل رفتاری خاک

دقت مدلسازیهای عددی به مدل رفتاری مورد استفاده و انتخاب مقادیر مناسب برای پارامترهای آن وابسته است. مدلهای رفتاری یک توصیف ریاضی از رفتار مکانیکی مصالح هستند که در برگیرنده جنبههای مهم رفتاری آنها میباشد. ازجملهی این مدلهای رفتاری، میتوان به مدلهای دراکر-پراگر^۱، مور-کولمب^۲، سخت شوندگی- نرم شوندگی کرنش^۳، کم کلی اصلاحشده¹، هوک-براون⁶ و

^{*} strain-hardening/softening

[\]Drucker-Prager

^r Mohr-Coulomb

[†] Modified Cam-clay

^{^a} Hoek-Brown

هوک- براون اصلاح شده^۱ اشاره نمود. این مدلها در چهار بخش مدلهای مکانیکی^۲، مدلهای خزش^۲، مدلهای جریان سیال[†] و مدلهای حرارتی^۵ دستهبندی میشوند. در این پژوهش از مدل مور- کولمب جهت مدلسازی خاک استفاده شده است. مدل مور- کولمب در بین مدلهای ارتجاعی خمیری کامل بیشترین استفاده را در مهندسی ژئوتکنیک دارد. این مدل رفتاری برای تعیین رفتار تنش- کرنش به پنج پارامتر ورودی نیازمند است. پارامترهای ارتجاعی مدل شامل مدول الاستیسیته (E)، نسبت پواسون (v) و پارامترهای خمیری شامل زاویه اصطکاک (ϕ)، زاویه اتساع (ψ) و چسبندگی (C) میباشند. این مدل رفتاری در عمل برای انواع خاک دانهای، چسبنده و مخلوط به کار گرفته میشود. معیار مور-کولمب مطابق رابطه ۳-۱ است: (۲-۱)

c که در آن τ تنش برشی بیشینه در صفحه تحت برش، σ_n تنش عمود بر صفحه گسیختگی، c چسبندگی و φ زاویه اصطکاک داخلی خاک است. این معیار در شکل ۳-۳ آورده شده است. این مدل به عنوان یک مدل مشخصه خمیری کامل با سطح ثابت شناخته می شود، بدین معنا که پارامترهای مدل سطح گسیختگی را به طور کامل تعریف می کنند و هم زمان با گسترش کرنشهای خمیری سطح گسیختگی تغییر نمی کند [۳۱].



شکل۳-۳. معیار گسیختگی مور -کولمب [۳۱]

۳-۴-۳-۲ نحوه بارگذاری جانبی

پروفیل فشار جانبی خاک که در شکل ۳-۴- الف مشخص است، بر اساس تئوری کولمب محاسبه گردیده است. علت استفاده از تئوری کولمب صلب نبودن سپر میباشد که منجر به ایجاد اصطکاک

^h Modified Hoek-Brown

^v Mechanical Models

[°] Creep Models

^{*} Fluid Flow Models

^{^a} Thermal Models

مابین سپر و خاک میشود و لذا تئوری کولمب به دلیل در نظر گرفتن اصطکاک در روابطش برای این مورد مناسب تر از تئوری رانکین است [۴۴]. برای تعیین نیروی وارد شده به گره شماره ۱ از طریق پروفیل فشار بدین صورت عمل می شود:

 $P(1) = \frac{7.5 * 1.2}{2} + (13.4 - 7.5) * \frac{1.2}{2} * \frac{1}{3} = 5.7 \text{KN}$ برای تعیین نیروی سایر گرەھا نیز به همین ترتیب گرە شمارە ۱ عمل شدە و پروفیل نیروهای وارد



شکل ۳-۴. الف) فشار جانبی ب) نیروی جانبی پ) پروفیل نیروها در مدل گود مورد بررسی [۴۳]

۳-۴-۳ نحوه مدلسازی سپر

در طراحیهای ژئوتکنیکی، اعضای سازهای نقش مهمی را ایفا نموده و برای پایدارسازی خاک مورد استفاده قرار می گیرند [۳۱]. مدلسازی هندسی اعضای سازهای و اختصاص ویژگی به آنها در نرمافزار SAP2000 به راحتی امکانپذیر است. نرمافزار SAP2000 قادر به مدلسازی مفاهیم عمومی مانند خصوصیات هندسی، اتصال عناصر به نقاط گرهای و به یکدیگر، گزینههایی برای تعیین شرایط در انتها و همچنین تعریف شرایط ویژه برای شروع تحلیل است. عنصر تیر از جمله مهمترین عناصر سازهای در هر نرمافزار SAP2000 میباشد. مطابق شکل۳-۵ عنصر تیر به صورت دوبعدی، با سه درجه آزادی در هر نقطه تعریف شده است. برای مدلسازی سپر با توجه به روش مدلسازی (Bowles J. (1996 از مدل تیر وینکلر^۱ استفاده شده است.



شکل۳-۵. درجات آزادی المان تیر [۳۱]

برای مدلسازی مقطع سپر با توجه به ضرورت تعریف مفاصل پلاستیک از مقطع معادل استفاده شده است تا به این ترتیب امکان تعریف مفاصل پلاستیک بر اساس آییننامه بهسازی لرزهای امکان پذیر باشد. همچنین در نرم افزار SAP2000 با استفاده از Sap2000، یک عنصر سازهای می تواند به چند بخش تقسیم شود. دلیل استفاده از این دستور، افزایش تعداد بخشهای عضو سازهای جهت تعریف مفاصل پلاستیک و در پی آن افزایش دقت مدل سازی و نتایج تحلیل می باشد. لازم به *ذکر* است که تقسیم بندی اعضای سازهای به تعداد بخشهای متعدد ، منجر به افزایش قابل توجه زمان تحلیل می شود. تعداد قطعات عنصر سازهای بر اساس نوع نیروهای داخلی مدنظر جهت بررسی، طول عضو، تعداد مفصل پلاستیک و قدرت سختافزاری سیستم مورد استفاده جهت تحلیل و مدت زمان تحلیل انتخاب می گردد [۳۱]. در این پژوهش ابعاد مختلف برای دستیابی به طول بهینه مورد مطالعه قرار گرفته است، که با توجه به بررسیها، المان تیر مورد استفاده در این پژوهش به ۱۲۰ بخش ۱۰

۳-۴-۳-۴ منبع جرم

چنانچه لحاظ شدن وزن سازه در بارگذاریهای ثقلی و دینامیکی مدنظر باشد، باید منبع جرم به عنصر سازهای اختصاص داده شود. در اختصاص این پارامتر از ضرایب آییننامهای استفاده نشده است

^{&#}x27; Winkler

^{*} Mass Source

و مقادیر واقعی با ضریب یک تعریف شدهاند، که شامل وزن المان تیر (سپر) و جرم معادل بار جانبی خاک به صورت بار نقطهای در طول سیر میباشد.

۳-۴-۳ نحوه تعريف اندركنش سير با خاك بستر كوبش (الاستيك)

ضريب واكنش بستر رابطه مفهومي بين فشار و تغيير شكل خمشي خاك است كه به وسعت در تحليل سازه اعضای پی مورد استفاده قرار می گیرد. از این ضریب برای شالودههای پیوسته، پیهای گسترده و انواع مختلف شمع کوبی استفاده می شود. در روش اجزا محدود مطابق شکل۳-۶ برای تحلیل سپر در ناحیه فشار مقاوم زیر خط لایروبی در جلو دیوار از k_s استفاده می شود. (Bowles J. (1996) نشان داده k_s است که این مدل در تحلیل دیوارهای صحرایی واقعی و تحلیل مجدد مدلهای بزرگ دیوارهای سپری که توسط (Tschebotatioff (1949 گزارش شده و مدل های کوچک مورد استفاده Rowe (1925) نسبتا صحيح بوده است. طبق رابطه ۳-۳ كه جملات آن در شكل۳-۷- الف تعريف شده است نتيجه مى شود : (۳-۳)

$$k_s = \frac{q}{\delta}$$



شکل۳-۶. پروفیل محل معرفی فنرهای جایگزین خاک در مدل اجزا محدود [۴۳]



Bowles J. (1996) در شکل ۳-۲–ب نشان داده است که k_s تا تغییر شکل خمشی X_{max} خطی در نظر گرفته شده است و پس از آن به مقداری ثابت رسیده است. (1996) J. (1996 معتقد است که می توان این منحنی را به چند بخش تقسیم نمود که شیب هر قسمت معرف ضریب واکنش بستر خواهد بود. اما به دلیل ایجاد ظرافتهای بیش از حد وی این موضوع را توصیه نمی کند [۴۴]. (1996) Bowles J. (1996) معتقد است که می تواند این منحنی را به چند بخش معاد می مواد که شیب هر قسمت معرف ضریب واکنش بستر خواهد بود. اما به دلیل ایجاد ظرافتهای بیش از حد وی این موضوع را توصیه نمی کند [۴۴]. موجود باشد (1996) معتقد است که پارامتر عمق در آن موجود باشد [۴۳].

$$k_s = A_s + B_s \tan^{-1}\left(\frac{Z}{D}\right) \tag{(f-r)}$$

پیرو رابطه ۱-۱ وی برای بدست اوردن رابطه مبتنی بر عمق ابتدا رابطه ۱-۵ را در نظر کرفت:

$$k_s = \frac{q_{ult}}{\Delta H} = \frac{1}{\Delta H} \left(cN_c + \bar{q}N_q + 0.5\gamma BN_\gamma \right)$$
(۵-۳)

Bowles J. (1996) میشود و q_{ult} ایجاد میشود و (1996) Bowles J. (1996) مقدار q_{ult} ایجاد میشود و (1996) ایت که کلیه مقدار ۰٫۰۲۵۴ متر را برای آن در نظر گرفته است. همچنین توجه به این نکته ضروری است که کلیه محاسبات برای یک متر طول از دیوار انجام شده است . برای تعیین مقادیر N_q و N_q از ضرایب محاسبات برای یک متر طول از دیوار انجام شده است . برای تعیین مقادیر Hansen یعنی سه Hansen جدول۳-۱ استفاده میشود [۴۳]. لذا با توجه به ضرایب ظرفیت باربری ۲٫۰۲۵۴ یعنی سه عدد ۸٫۳۴ و ۲٫۰ و همچنین $\varphi = 10^\circ$ نتیجه میشود:

$$A_s = 40[20 * 8.34 + 0.5(17 - 9..81)(1)(0.4)] = 6673$$

$$B_s = 40 * (7.19) * (2.5) = 719$$

ø	Nc	Nq	N _{Y(H)}	$N_{\gamma(M)}$	$N_{\gamma(V)}$	N _q /N _c	$2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2$
0	5.14*	1.0	0.0	0.0	0.0	0.195	0.000
5	6.49	1.6	0.1	0.1	0.4	0.242	0.146
10	8.34	2.5	0.4	0.4	1.2	0.296	0.241

جدول ۳-۱. ضرایب ظرفیت باربری خاک [۴۴]

با گرد کردن مقادیر، 7000 =
$$A_s = 1000$$
 و $B_s = 1000$ در نظر گرفته شده است، بنابراین:
 $k_s = 7000 + 1000 \tan^{-1}\left(\frac{Z}{D}\right)$

Bowles J. (1996) معرف عمق نفوذ و Z عمق از خط لایروبی تا گره مد نظر است. البته (Bowles J. (1996) معرف عمق نفوذ و Z مق از خط لایروبی به دلیل افت تراز خط لایروبی در دو گره ابتدایی با اعمال ضریب، مقداری از سختی را کاهش داده است. بنابراین ضرایب واکنش بستر محاسبه شده به شرح زیر است:

$$k_{s}(9) = 0.8 \left[7000 + 1000 \tan^{-1} \left(\frac{0.0}{3} \right) \right] = 5600 \frac{kN}{m^{2}} / m$$

$$k_{s}(10) = 0.9 \left[7000 + 1000 \tan^{-1} \left(\frac{0.3}{3} \right) \right] = 6389.702 \frac{kN}{m^{2}} / m$$

$$k_{s}(11) = 1 \left[7000 + 1000 \tan^{-1} \left(\frac{0.6}{3} \right) \right] = 7197.396 \frac{kN}{m^{2}} / m$$

$$k_{s}(12) = 1 \left[7000 + 1000 \tan^{-1} \left(\frac{0.9}{3} \right) \right] = 7291.457 \frac{kN}{m^{2}} / m$$

$$k_{s}(13) = 1 \left[7000 + 1000 \tan^{-1} \left(\frac{1.2}{3} \right) \right] = 7380.506 \frac{kN}{m^{2}} / m$$

$$k_{s}(14) = 1 \left[7000 + 1000 \tan^{-1} \left(\frac{1.5}{3} \right) \right] = 7463.647 \frac{kN}{m^{2}} / m$$

$$k_{s}(15) = 1 \left[7000 + 1000 \tan^{-1} \left(\frac{1.8}{3} \right) \right] = 7540.419 \frac{kN}{m^{2}} / m$$

$$k_{s}(16) = 1 \left[7000 + 1000 \tan^{-1} \left(\frac{2.4}{3} \right) \right] = 7674.741 \frac{kN}{m^{2}} / m$$

$$k_{s}(17) = 1 \left[7000 + 1000 \tan^{-1} \left(\frac{3}{3} \right) \right] = 7785.398 \frac{kN}{m^{2}} / m$$

برای تبدیل ضریب واکنش بستر به سختی معادل فنر میبایست عرض و طول بخشی از هر ناحیه که ضریب واکنش بستر برای آن در مرحله قبل محاسبه گردید در آن ضرب شود. لذا [۴۳]: $K_s(9) = 5600 * \frac{0.3}{2} * 1 * FAC = 879.485 kN/m$

$$K_{s}(10) = 6389.702 * \frac{1}{2} * 1 * FAC = 1917.810 \ kN/m$$
$$K_{s}(11) = 7197.396 * \frac{0.6}{2} * 1 * FAC = 2123.537 \ kN/m$$
$$K_{s}(12) = 7291.457 * \frac{0.6}{2} * 1 * FAC = 2187.187 \ kN/m$$

۱. ضریب به جهت نشست عمق بستر

$$K_{s}(13) = 7380.506 * \frac{0.6}{2} * 1 * FAC = 2213.857 \ kN/m$$

$$K_{s}(14) = 7463.647 * \frac{0.6}{2} * 1 * FAC = 2238.776 \ kN/m$$

$$K_{s}(15) = 7540.419 * \frac{(0.3 + 0.6)}{2} * 1 * FAC = 3402.782 \ kN/m$$

$$K_{s}(16) = 7674.741 * \frac{1.2}{2} * 1 * FAC = 4602.478 \ kN/m$$

$$K_{s}(17) = 7785.398 * \frac{0.6}{2} * 1 * FAC = 2324.554 \ kN/m$$

Bowles J. (1996) جهت تعیین نمودار نیرو نسبت به جابجایی فنرهای معادل، از نمودارهای شکل۳-۸ بهره گرفت. در این نمودارها میزان حداکثر جابجایی در گره شماره ۱۳ و پس از آن (بخش عمیقتر) ۸۰,۰۰ متر در نظر گرفته شده است و در گرههای بالاتر به نسبت از این میزان تا مقدار ۲۰,۰۰ متر در گره شماره ۹ (پای گود) کاسته شده است. بدیهی است که (1996) J. Bowles J. مقدار معدار در گره شماره ۹ (پای گود) کاسته شده است. بدیهی است که (1996) نور این پایانامه مدار این نمودار این این این این میزان تا مقدار مختی را برای حالت الاستیک و به صورت خطی تعیین نموده است و از آن جا که در این پایانامه نیاز است تا تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی انجام شود و به تبع آن احتمال ورود خاک و یا اعضای تشکیل دهنده سیستم سپر به ناحیه پلاستیک وجود دارد حیاتی است تا مشخصات پلاستیک مناسب جهت ورود به نرم افزار SAP2000 نیز تعیین گردد.



شکل۳-۸. رابطه بین نیرو و کرنش در عمقهای مختلف در حالت الاستیک [۴۳]
۳-۴-۳ نحوه تعریف اندرکنش سپر باخاک بستر کوبش (پلاستیک)

همان طور که در فصل گذشته به تفصیل اشاره شد یکی از روش های مدل سازی اندر کنش خاک و سازه، روش مدل کردن خاک با استفاده از فنر، میراگر و جرم معادل است. که با توجه به وجود تحلیل دینامیکی در این پژوهش لازم است تا در این فنرها رفتار پلاستیک خاک نیز در نظر گرفته شود. البته به دلیل نبود مشخصات دینامیکی خاک در مدل مورد بررسی، از یک نمونه خاک مرجع (خاک رس بانکوک) بهره گرفته شده است. در ادامه جهت تکمیل مباحث فصل گذشته توضیحاتی در مورد رفتار خاک در ناحیه پلاستیک و مطالعات انجام شده پیرامون این موضوع ارائه شده است تا علت انتخاب رفتار دینامیکی اعمال شده در نرم افزار SAP2000 در این پژوهش روشن گردد.

رفتار خاک در محدوده کرنش های بزرگ غیرخطی است و باربرداری مسیر تنش – کرنش دیگری را طی می کند که ایجاد لوپ هیسترسیس می نماید. در مطالعات طراحی لرزهای، ارائه رابطه غیرخطی تنش برشی نسبت به کرنش برشی مانند شکل۳-۹ به صورت دو خطی^۱ است. در این نمودار *G* مدول برشی تا محدوده کرنش γ'_{7} و *G* مدول برای کرنش بیشتر از γ'_{7} است. (1976) Seed & Dorby نیز تغییرات مدول برشی خاک را مطابق شکل۳-۱۰ به صورت غیرخطی به کمک آزمایش های برش سیکلیک بدست آوردند. همچنین آن ها با استفاده از آزمایش سه محوره سیکلیک اقدام به رسم میکلیک بدست آوردند. همچنین آن ها با استفاده از آزمایش سه محوره سیکلیک اقدام به رسم آزمایش برش ساده سیکلیک یک نمونه خاک به ارتفاع ۲۰ تا ۳۰ میلیمتر و طول ضلع ۶۰ تا ۸۰ میلیمتر تحت تاثیر یک تنش موثر عمودی *م* $\overline{\sigma}$ و یک تنش برشی سیکلیک آقرار می گیرد. نیروی افقی لازم جهت تغییر شکل نمونه به وسیله لودسل و تغییر شکل برشی نمونه به وسیله ترانسفورماتور دیفرانسیل متغیر خطی اندازه گیری می شود. مدول برشی با رابطه ۳ – ۲ تعیین می گردد.



شکل۳-۹. نمودار ایده دو خط مستقیم تنش برشی و کرنش برشی [۴۵]

^{&#}x27; Bilinear

$$G = \frac{\tau}{\sigma'}$$
(V- τ)





اما در این پایاننامه با توجه به خصوصیات نرم افزار SAP2000 نمیتوان از منحنی مدول برشی نسبت به کرنش برشی به طور مستقیم استفاده نمود و نیاز است تا مشخصات دینامیکی خاک مطابق شکل۳-۱۲ و با توجه به توضیحات موجود در راهنمای نرم افزار به صورت منحنی تغییر مکان نسبت به نیرو که به منحنی p-y مشهور است وارد گردد. برای این منظور همان طور که اشاره شد از منحنی خاک مرجع رس بانکوک جهت انجام تحلیل بهره گرفته شده است.



شکل ۳-۱۲. نمونهای از نحوه اختصاص مشخصات خطی و غیرخطی خاک در SAP2000 [۴۲]

برای رسم منحنی p-y از استاندارد نفت امریکا^۱ و آییننامه مدیریت بزرگراههای فدرال آمریکا^۲ (FHWA) استفاده شده است. منحنیهای y-y تابعی از عمق، نوع خاک، ابعاد و جنس دیوار هستند. آییننامه FHWA برای شرایط مختلف منحنیهای گوناگونی را پیشنهاد میدهد که در این پژوهش نیز متناسب با شرایط، از منحنی (1970) Matlock در حالت بارگذاری چرخهای^۲ جهت انجام مدلسازی استفاده شده است [۴۷]. روابط مربوط به منحنی به شرح زیر است [۴۸]:

$$X_R = \frac{6D}{\frac{\gamma' D}{c} + J} \tag{A-T}$$

$$p_u = 3c + \gamma' X + \frac{JcX}{D} \qquad , X < X_R$$
(9- \mathfrak{r})

$$p_u = 9c \qquad , X \ge X_R \qquad (1 \cdot - \mathfrak{V})$$

$$y_c = 2.5\varepsilon_{50}D\tag{11-7}$$

¹ American Petroleum Standard

^{*} Federal Highway Administration Research and Technology

[&]quot; Cyclic Loading

۸–۸ برای رسم منحنی y-y کافی است ابتدا میزان عمق ناحیه کاهش مقاومت⁽ (X_R) با کمک رابطه T–۸ محاسبه گردد. در این رابطه D عرض سپر برحسب میلیمتر، ' γ وزن مخصوص موثر خاک بر حسب مگانیوتون بر متر مکعب، C مقاومت برشی زهکشی نشده برای رس دست نخورده بر حسب کیلوپاسکال، که از جدولT-۲ قابل تعیین است و I ثابتی است که برای رس نرم معادل ۵٫۰ در نظر گرفته میشود. حال با کمک روابط T–۹ و T-۲ میزان مقاومت نهایی (p_u) بر حسب کیلوپاسکال که از جدولT-۲ قابل تعیین است و I ثابتی است که برای رس نرم معادل ۱٫۰ در نظر برای عمق میشود. حال با کمک روابط T–۹ و T-۲ میزان مقاومت نهایی (p_u) بر حسب کیلوپاسکال مرفته میشود. حال با کمک روابط T–۹ و T-۲ میزان مقاومت نهایی (p_u) بر حسب میلی متر معادل ۱٫۰ در نظر معاقد می است (p_u) در حسب میلی متر روابط X معرف عمق از سطح زمین بر حسب میلی متر میادان اسب اید میزان تغییر مکان جانبی (y_c) در لحظه رسیدن به ۵۰ درصد تش جانبی از رابطه T–۱۱ محاسبه شود. در این رابطه T_{50} میزان کرنش در لحظه رسیدن به ۵۰ درصد مقاومت میایی برشی است که از جدولT-۳ قابل تعیین است. در ادامه کافی است با مراجعه به جدولT-۴ میزان تنش تغییر مکان جانبی بر حسب کیلوپاسکال در تنشهای جابی (p_u) محاسبه شود. نه ۵۰ در این رابطه T-۵ میزان کرنش در لحظه رسیدن به ۵۰ درصد مقاومت میزان تنش تغییر مکان جانبی بر حسب کیلوپاسکال در تنشهای جانبی (p_i) مختلف محاسبه شود. نه بال ایرای رسم منحنی مد نظر در نرم افزار SAP2000 که مطابق شکلT-۲۱ در جداول آن تغییر مکان بر حسب نیرو است با توجه به فاصله المانهای لینک در نظر گرفته شده، تنشهای تبدیل شده مکان بر حسب نیرو است با توجه به فاصله المانهای لینک در نظر در مدهم المان لینک مد نظر). مدون تش در محاو پوشش المان لینک مد نظر).

جدول ۳-۲. پارامترهای مورکلمب برای رس بانکوک [۴۹]

Layer	Soil type	Depth (m)	$\gamma_b \ (\mathrm{kN/m^3})$	s_u (kPa)	c' (kPa)	φ' (°)	ψ (°)	E_u (MPa)	E' (MPa)	ν	Analysis type
1	MG	0-2.5	18	_	1	25	0	_	8	0.3	Drained
2a	BSC 1	2.5-7.5	16.5	20	_	_	0	10	_	0.495	Undrained
2b	BSC 2	7.5-12	16.5	39	_	_	0	20.5	_	0.495	Undrained
3	MC	12-14	17.5	55	_	_	0	27.5	_	0.495	Undrained
4	1st SC	14-20	19.5	80	_	_	0	40	_	0.495	Undrained
5	CS	20-21.5	19	_	1	27	0	_	53	0.25	Drained
6	2nd SC	21.5-26	20	120	_	_	0	72	_	0.495	Undrained
7	HC	26-45	20	240	-	_	0	240	-	0.495	Undrained

s برای مقادیر مختلف مقاومت برشی زهکشی نشده [۲۷]	ول ۲-۳. میزان 50	جدو
---	------------------	-----

Undrained Shear strength, c _u [kN/m2]	ε ₅₀ [-]
<12	0.02
12-24	0.02
24-48	0.01
48-96	0.006
96-192	0.005
>192	0.004

¹ Reduced Resistance Zone

$X > X_R$		$X \leq X_R$			
P/p_u	y/y _c	p/p _u	у/у _с		
0.00	0.0	0.00	0.0		
0.50	1.0	0.50	1.0		
0.72	3.0	0.72	3.0		
0.72	~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~	0.72 X/X _R	15.0		
		$0.72 X/X_{R}$	~		

جدول ۲-۴ نسبت p/p_u به y/y_c برای عمقهای مختلف در بارگذاری چرخه ای [۴۸]



شکل۳-۱۳ نمونهای از منحنی p-y محاسبه شده بر اساس روش API

۳-۴-۳ مشخصات تکیهگاهی

در مدل ساخته شده در نرم افزار SAP2000 مشابه مقالات موجود تکیه گاه در پایین ترین نقطه سپر و به صورت غلتکی مفصلی تعریف شده است تا سپر در جابجایی به سمت بیرون و یا داخل گود محدودیتی به جز فنرهای معادل خاک نداشته باشد و رفتار مدل تا حد امکان به واقعیت سازه نزدیک گردد [۵۰].

۳-۴-۳ نحوه بارگذاری دینامیکی

بارگذاری دینامیکی در این پژوهش به دو طریق صورت پذیرفته است. در مرحله اول برای اعمال روش PFA و رسم منحنی شتاب خرابی بر حسب پریودهای مختلف تعدادی موج مصنوعی سینوسی با مدت زمان^۱ ۲۰ ثانیه در پریودهای ۲٫۰ ثانیه تا ۴٫۵ ثانیه با گام افزایشی ۲٫۰ ثانیه و شتاب ۹٫۸۱ متر بر مجذور ثانیه مطابق شکل۳-۱۴ در نرم افزار تعریف گردیده است. بدیهی است در هر مرحله از تحلیل با بار سینوسی، درصدی از شتاب ۹٫۸۱ متر بر مجذور ثانیه به سازه اعمال و رفتار آن تحت مرابی می مرحله در مرحله می مرابی مورد شتاب ۱٫۵ متر محذور ثانیه مطابق شکل۳-۱۴ در نرم افزار تعریف گردیده است. بدیهی است در هر مرحله از محلیل با بار سینوسی، درصدی از شتاب ۹٫۸۱ متر بر مجذور ثانیه به سازه اعمال و رفتار آن تحت شتاب مذکور کنترل می گردد. سپس در مرحله دوم به منظور کنترل روش پیش بینی خرابی مورد

^{&#}x27; Duration

بررسی تعدادی شتابنگاشت مطابق جدول۳-۵ از مرکز پژوهش مهندسی زلزله حوزه اقیانوس آرام (PEER) نیز انتخاب گردیده است. که نتایج حاصل از اعمال این بارهای دینامیکی در فصل بعد به تفصیل بیان خواهد شد.



شکل ۳-۱۴. نمونهای از بار دینامیکی سینوسی تعریف شده در نرم افزار SAP2000 [۴۲]

Row	Туре	Earthquake	Tag	Mag. (MIS)	Rjb(Km)	Year	Record No.	PGA. (g)
1		Tabas,Iran	RSN143_TABAS_TAB-T1	7.35	1.79	1978	143	0.86
2		Chi-Chi,Taiwan	RSN1489_CHICHI_TCU049-E	7.62	3.76	1999	1489	0.27
3	ę	Sansalvador	RSN568_SANSALV_GIC090	5.8	2.14	1986	568	0.7
4	ılse-Lil	Coyote Lake	RSN150_COYOTELK_G06230	5.74	0.42	1979	150	0.42
5	Pi	Irpinia, Italy	RSN285_ITALY_A-BAG000	6.9	8.14	1980	285	0.13
6		Kobe, Japan	RSN1114_KOBE_PRI000	6.9	3.31	1995	1114	0.34
7		Izmit,Turkey	RSN1165_KOCAELI_IZT090	7.51	3.62	1999	1165	0.23
8	е	California,USA	RSN8_NCALIF.FH_F-FRN315	6.4	44.52	1941	8	0.12
9	lse-Lik	Landers	RSN838_LANDERS_BRS000	7.28	34.86	1992	838	0.13
10	lon Pu	Sanfernando,USA	RSN53_SFERN_BFA270	6.61	111.82	1971	53	0.007
11	~	Tabas,Iran	RSN141_TABAS_KSH-L1	7.35	193.91	1978	141	0.03

جدول ۳-۵. شتابنگاشتهای انتخابی از PEER

۳-۴-۴ میرایی خاک

خاک به دلیل خصوصیات خمیری، ویسکوزیته و اصطکاک دارای دو نوع میرایی هیسترتیک^۱ و موضعی میباشد. در ادامه به توضیح روش تعریف میرایی در این پژوهش پرداخته شده است.

۳-۴-۴-۱ میرایی هیسترتیک

زایل شدن انرژی در خاک و سنگ به صورت هیسترتیک است و کاهش کرنش برشی در هر چرخهی بارگذاری – باربرداری به بزرگی چرخه وابسته است. در حالت ایدهآل این رفتار با یک مدل رفتاری مناسب باز تولید خواهد شد. اما مدلهای قابل قبول غیرخطی، پیچیده هستند و به متغیرهای زیادی وابستهاند. لذا مدلهای سادهتر مانند مور-کولمب اغلب جایگزین مدلهای پیشین میشوند تا کرنش مدلهایی برگشتناپذیر را که ممکن است در حین بارگذاری لرزهای ایجاد شود، بازتولید کنند. در چنین مدلهایی، میرایی اضافهای باید در نظر گرفته شود تا زایل شدن چرخهای انرژی به حساب آید. ثابتشده است که برای بازگشت کامل تنش، رابطه ساده تنش برشی-کرنش برشی بهصورت یک حلقه است. حلقه تنش-کرنش به کمک دو پارامتر مدول برشی (G) و نسبت میرایی تعریف میشود. شیب خطی که در امتداد نقاط انتهایی حلقه است، مطابق شکل۳-۱۶-الف نشاندهنده مدول برشی است و مفهوم نسبت میرایی به کمک رابطه ۳-۱۲ و شکل۳-۶





$$D = \frac{1}{2\pi} \frac{A_L}{A_T} \tag{17-T}$$

^{&#}x27; Hysteretic Damping



OA'B' و OAB و A_T برابر با مساحت مثلثهای A_T و A_T برابر با مساحت مثلثهای A_L و A_L .

شکل۳-۱۶. الف) تنش برشی در برابر کرنش برشی ب) تعیین میرایی برای حلقه هیسترسیس [۳۱]

برای بیان و اصلاح رابطهی تنش-کرنش هایپربولیک از سه مفهوم بهره گرفته میشود. مفهوم اول عبارت است از کرنش مرجع^۱ (γ) که برای نرمالایزه کردن روابطی که در ادامه معرفی خواهند شد، به کار گرفته میشود. از آنجا که یک مقدار کرنش مشخص، تأثیر یکسانی بر همه خاکها ندارد و حتی در یک خاک مشخص نیز مقادیر کرنش در فشارهای گوناگون متفاوت است، نرمالایزه کردن کرنش امری در یک خاک مشخص نیز مقادیر کرنش در فشارهای گوناگون متفاوت است، نرمالایزه کردن کرنش امری در یک خاک مشخص نیز مقادیر کرنش در فشارهای گوناگون متفاوت است، نرمالایزه کردن کرنش امری در یک خاک مشخص نیز مقادیر کرنش در فشارهای گوناگون متفاوت است، نرمالایزه کردن کرنش امری در یک خرخه بارگذاری حاکم است. مفهوم سوم نیز به این موضوع اشاره دارد که تغییرات مدول برشی و میرایی با دامنه کرنش از منظر رابطهی تنش – کرنش با استفاده از نقاط انتهایی حلقههای برشی و میرایی با دامنه کرنش از منظر رابطهی تنش – کرنش با استفاده از نقاط انتهایی حلقههای استفاده میشود در شکل ۲-۱۷ آمده است. خط مجانب منحنی هایپربولیک، معرف تنش برشی هایپربولیک استفاده میشود در شکل ۳-۱۷ آمده است. خط مجانب منحنی هایپربولیک، معرف تنش برشی هایپربولیک معرفی در میش میشود. (۲٫۵٫ مایت است. خط محانب منحنی هایپربولیک، معرف از منخی معان بر می در مای ترمی و میرایی با دامنه کرنش از منظر رابطهی تنش – کرنش با استفاده از نقاط انتهایی حلقههای در حالت گسیختگی (m_{max}) است. خط محانب منحنی هایپربولیک، معرف تنش برشی هایپربولیک ار در مایت هایپربولیک در مبدأ مختصات به هر نقطه از منحنی هایپربولیک در مبدأ مختصات در حالت گسیختگی (m_{max}) معرف بین بولیک در مبدأ مختصات به می نقطه از منحنی هایپربولیک در مبدأ مختصات در حرمان می میشود (m_{max}) معرف بیشینه مقدار مدول سکانتی است. اگر خط مماس بر منحنی هایپربولیک در مبدأ مختصات می هایپربولیک در مبدأ مختصات (m_{max}) معرف بیشه مقدار مدول سکانتی (m_{max}) معرف میشوه بیش مقدار مدول سکانتی و کرانش مرجع مطابق با رابطه ۳–۳۰ تعریف میشود (m_{max}) معرف بیشینه مقدار مدول سکانتی است. اگر خط مماس بر منحنی هایپربولیک در مبدأ مختصات (m_{max}) می می دن خط می مرب می موام کرنش مرجع مطابق با رابطه ۳–۱۳

$$\gamma_r = \frac{\tau_{\max}}{G_{\max}} \tag{13-7}$$

[']Reference Strain



همان طور که در شکل۳-۱۷ ملاحظه می شود، رابطه معمول تنش- کرنش هایپر بولیک به صورت رابطه ۳-۱۴ است [۳۱].

$$\tau = \frac{\gamma}{\frac{1}{G_{\text{max}}} + \frac{\gamma}{\tau_{\text{max}}}}$$
(14-7)

با تقسیم طرفین رابطه ۳–۱۴ بر کرنش برشی (γ)، مدول سکانتی تولید شده و از تقسیم رابطه جدید ایجادشده بر G_{max} رابطه ۳–۱۵ به دست میآید [۳۱].

$$\frac{G}{G_{\max}} = \frac{1}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_r}}$$
(1Δ-٣)

$$D = D_{\max} \left(1 - \frac{G}{G_{\max}}\right) \tag{19-7}$$

از طرفی نسبت میرایی از رابطه ۳–۱۶ قابل محاسبه است. با جایگذاری رابطه ۳–۱۵ در رابطه ۳–۱۶ به دست میآید [۳۱]:

$$\frac{D}{D_{\text{max}}} = \frac{\frac{\gamma}{\gamma_r}}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_r}}$$
(1V-T)

با توجه به توضیحات داده شده پیرامون میرایی به دلیل کاهش پیچیدگی مدلسازی از یک میرایی ثابت (میرایی در کرنش مرجع) به منظور تعریف در نرم افزار SAP2000 بهره گرفته شده است. برای بدست آوردن میزان میرایی در کرنش مرجع از آنجا که میتوان این طور بیان نمود که در نمودار - γ بدست آوردن میزان میرایی در کرنش مرجع از آنجا که میتوان این طور بیان نمود که در نمودار - γ بود. به این منظور نیاز به نمودار موجود آنگاه کرنش متناظر آن، همان کرنش مرجع (مایشگاهی برای ود. به این منظور نیاز به نمودار موجود زیست، مرجع از آنجا که میتوان این طور بیان نمود که در نمودار - γ بود. به این منظور نیاز به نمودار موجود آنگاه کرنش متناظر آن، همان کرنش مرجع (زمایشگاهی برای هر نمونه خاک حاصل میشود. با توجه به این که در دادههای این پژوهش، این نمودار موجود نیست، از نمودارهای تهیه شده در دیگر مقالات استفاده شده است. لذا با توجه به شکل ۲-۱۸ برای کرنش مرجع مقدار ۲۳۴ با توجه به شکل ۲-۱۸ برای کرنش مرجع مقدار تاز نمودارهای تهیه شده در دیگر مقالات استفاده شده است. لذا با توجه به شکل ۳-۱۸ برای کرنش مرجع مقدار ۲۳۴ باین نمودار از شراین که در منحنیهای معادل آن از شکل ۳-۱۹ حدودا ۸ درصد است. توجه به این نکته ضروری است که در منحنیهای خاک مرجع مورد استفاده تفاوت به دور دامی موجود آمده در منحنی مودار موجود آن از می توجه به در میز رفتار موجود آمده در میخری موجود موری است. مودار موجود آمده در مرجع مقدار ۲۳۴ اختیار شده است که میرایی معادل آن از شکل ۳-۱۹ حدودا ۸ درصد است. توجه به این نکته ضروری است که در منحنیهای خاک مرجع مورد استفاده تفاوت به وجود آمده در منحنی مودار موجود آمده در نظر گرفته شدن رفتار منحنی حاصل از نرمافزار FLAC است ۲۱۳ است ۲۱۳





۳-۴-۴-۲ میرایی موضعی'

میرایی هیسترسیس میتواند به تنهایی برای استهلاک انرژی در سیستم به کار برده شود و یا به صورت ترکیبی با موضعی درآید. در اکثر تلاشهای صورت گرفته به منظور تطبیق منحنیهای آزمایشگاهی و عددی میرایی هیسترسیس به این نکته اشاره شده است که در سطح پایین کرنشهای چرخهای، میرایی بدست آمده از روش عددی کمتر از مقدار مشاهده شده در آزمایشگاه میباشد. این پدیده به ویژه در فرکانسهای بالا ممکن است منجر به ایجاد اغتشاش و اختلال گردد. هر چند این اختلالها به ندرت پاسخ اساسی سیستم را تحت تاثیر قرار میدهند اما به دلیل بهبود شرایط تحلیل دینامیکی سیستم ممکن است از میرایی محلی به عنوان میرایی کمکی به همراه میرایی هیسترسیس استفاده شود. نتایج حاکی از آن است که ۲ درصد میرایی محلی در فرکانس مرکزی (غالب) بدون

^{&#}x27; Local Damping

^r Time Steps

۳-۴-۵ میرایی سازه

در اغلب سیستمهای ارتعاشی، انرژی جنبشی سیستم مستهلک شده و به گرما یا صوت تبدیل میشود. میرایی پدیدهای است که باعث شده ارتعاش آزاد یک سیستم مستهلک گردد. به طور کلی میرایی یک سازه بستگی به مصالح آن، چگونگی اتصالات، کیفیت اجرای سازه، نوع پی و سایر موارد دارد [۳۰]. در تحلیل دینامیکی سازهها و فونداسیونها، خاصیت میرایی از اهمیت زیادی برخوردار است. مطابق بخش قبلی در این بخش نیز دو نوع میرایی رایلی و موضعی وجود دارد که هر یک دارای ویژگیهای خاص خود می باید برای میرایی مطابق با رابطه ۳–۱۸ نتیجه میشود : $[C] = \alpha[M] + \beta[K]$

در این رابطه [C] ماتریس میرایی، [M] ماتریس جرم، [K] ماتریس سختی و α و β ضرایب رایلی متناسب با جرم و سختی هستند. هر دو عبارت سمت راست رابطه ۳–۱۸ و در نتیجه میرایی رایلی وابسته به فرکانس میباشند. اما پاسخ مستقل از فرکانس را نیز میتوان به صورت تقریبی در یک محدوده فرکانسی مشخص بدست آورد. برای این منظور باید حداقل فرکانس مرکزی در محدوده ω_m تا ω_m شکل۳-۲۰ قرار داشته باشد. در سیستمهای چند درجه آزادی، نسبت میرایی بحرانی (ξ_i) برای هر فرکانس زاویهای از رابطه ۳–۱۹ تعیین میگردد [۳۱].

$$\xi_i = \frac{1}{2} \left(\frac{\alpha}{\omega_i} + \beta \omega_i \right) \tag{19-7}$$



شکل ۳-۲۰. رابطه بین نسبت میرایی و فرکانس در میرایی رایلی [۳۱]

رابطه بین نسبت میرایی و فرکانس در سه حالت میرایی جرمی ($\beta=0$) میرایی سختی ($\alpha=0$) و همچنین حالت کلی شامل مولفههای جرمی و سختی میرایی در شکل۳-۲۰ ارائه شده است. با در اختیار داشتن پارامترهای (ξ_m,ξ_n) و همچنین (m_m,ω_n) و حل دستگاه معادله دو مجهولی براساس رابطه ۳-۱۹ میتوان ضرایب میرایی رایلی را تعیین نمود. اما از آنجا که اطلاعات دقیقی در مورد تغییرات نسبت میرایی با فرکانس در دسترس نیست، از یک مقدار ثابت ($\xi_m = \xi_n = \xi_n$) برای این پارامتر در دو فرکانس در دسترس نیست، از یک مقدار ثابت ($\xi_m = \xi_n = \xi_n$) برای این پارامتر در دو فرکانس زاویهای کنترلی مورد نظر استفاده می گردد [۳۱].

روش دوم در نظر گرفتن میرایی موضعی است که براساس پیشنهادهای ارائه شده در مراجع مختلف نسبت میرایی در تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی ۵ درصد انتخاب شدهاست. اما برای تعیین درصد میرایی دقیق ، پس از تحلیل دینامیکی مودال در نرم افزار SAP2000 ، سه مد اول نوسان، یا تمام مدهای نوسان با زمان تناوب بیشتر از $^{\prime}$ ثانیه و یا تمام مدهای نوسان که مجموع جرمهای موثر در آنها بیشتر از $^{\prime}$ تایه سازه است، هر کدام که تعداد بیشتری دارد، باید در نظر گرفته شود فر گرفته شود فر مراجع مختلف فریان با زمان تناوب بیشتر از $^{\prime}$ ثانیه و یا تمام مدهای نوسان که مجموع جرمهای موثر در آنها بیشتر از $^{\prime}$ درصد جرم کل سازه است، هر کدام که تعداد بیشتری دارد، باید در نظر گرفته شود فر کانی ایشتر از $^{\prime}$ درصد جرم کل سازه است، هر کدام که تعداد بیشتری دارد، باید در نظر گرفته شود فر کانس زاویهای مود اول انتخاب می گردد. فرکانس زاویهای موهای اول و سوم به ترتیب برابر $^{\prime}$ و کانس زاویهای مدهای اول و سوم به ترتیب برابر $^{\prime}$ و کانس زاویهای مود اول انتخاب می گردد. فرکانس زاویهای مدهای اول و سوم به ترتیب برابر $^{\prime}$ ۲۰٫۰۲ رادیان بر ثانیه می باشند که با اعمال این مقادیر و همچنین نسبت میرایی ۵ درصد در رابطه فرکانس $^{\prime}$ مرایب $^{\prime}$ و $^{\prime}$ به ترتیب برابر $^{\prime}$ می دار $^{\prime}$ بدست خواهند آمد.



شکل ۲۳-۲۱. مود اول سپر در نرم افزار SAP2000 از تحلیل مودال



شکل ۲۲-۲۲. مود سوم سپر در نرم افزار SAP2000 از تحلیل مودال

بیرایی رایلی اقدام به محاسبه میرایی بحرانی حداقل ^۱	پس از تعیین مقادیر α و β به منظور تعریف ه
تفاده از روابط ۳-۲۰ تا ۳-۲۲ شدهاست. خلاصه نتایج	و حداقل فرکانس مرکزی ($f_{ m min}$) با اس $\xi_{ m min}$
	این محاسبات در جدول ۳-۶ ارائه شده است.
$\xi_{\min} = (\alpha\beta)^{\frac{1}{2}}$	(۲・-۳)
$\omega_{\min} = \left(\frac{\alpha}{\beta}\right)^{\frac{1}{2}}$	(۲۱-۳)
$f_{\min} = \frac{\omega_{\min}}{2\pi}$	(۲۲-۳)
های مورد نیاز جهت میرایی رایلی	جدول۳-۶. نتايج پارامتره
-	

$\xi_{ m min}$	ω_{\min}	f_{\min}
0.0442	11.96	1.9

[\] Minimum Critical Damping

۳-۴-۴ مشخصات مفاصل پلاستیک

از آنجا که در روش پیشبینی خرابی مورد استفاده، نیاز است تا تحلیل استاتیکی غیرخطی (پوش اور) و تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی به روش انتگرال مستقیم انجام شود لذا تعریف مفاصل پلاستیک در نرم افزار SAP2000 حیاتی است. به دلیل عدم وجود مشخصات مفصل پلاستیک برای مقطع سپر فولادی به صورت اتوماتیک در نرمافزار SAP2000 ، از مقطع معادل که مشخصات مفصل پلاستیک و معیارهای پذیرش آن در آییننامه بهسازی لرزهای ایران نیز موجود است استفاده گردیده است. به دلیل این که رفتار سپر مشابه تیر در خمش است، لذا ضرایب این بخش مناسب هستند. نحوه اختصاص این ضرایب در شکل۳-۲۲ آورده شده است [۱۰].

برای درک مفاصل پلاستیک مورد استفاده، نیاز است تا سطوح عملکرد مطابق شکل۳-۲۳ توضیح داده شوند. همانگونه که در شکل۳-۲۳ مشخص است، هر یک از سطحهای IO ، IO و CP معرف میزان مشخصی از خرابیها در سازه است، که که این میزان به کمک ضرایب جدول۳-۶ در نرمافزار وارد می شود. سطح IO معرف سطحی است که امکان بهرهبرداری از سازه پس از وقوع زلزله ممکن باشد. سطح IS معرف سطحی است که امکان بهرهبرداری از سازه پس از وقوع زلزله ممکن باشد. سطح IS معرف معرف معرف است که که این میزان به کمک ضرایب جدول۳-۶ در نرمافزار وارد می شود. سطح IO معرف سطحی است که امکان بهرهبرداری از سازه پس از وقوع زلزله ممکن باشد. سطح IS معرف سطحی است که پس از وقوع زلزله جان افراد به طور کامل حفظ شود و سطح CP معرف سطحی است که صرفا خرابی کلی سازه رخ نمی دهد. نحوه اختصاص مشخصات مفاصل در نرم افزار مافزار معرف معرف معرف ترابی کلی سازه رخ نمی دهد. نحوه اختصاص مشخصات مفاصل در نرم افزار معرف افزار IS معرف سطحی است که صرفا خرابی کلی سازه رخ نمی دهد. نحوه اختصاص مشخصات مفاصل در است افزار افزار IS معرف بست که مرفا خرابی کلی سازه رخ نمی دهد. نحوه اختصاص مشخصات مفاصل در نرم افزار افزار IS معرف سطحی است که مرف سطحی است که صرفا خرابی کلی سازه رخ نمی دهد. نحوه اختصاص مشخصات مفاصل در است از افزار افزار IS معرف سطحی است که صرفا خرابی کلی سازه رخ نمی دهد. نحوه اختصاص مشخصات مفاصل در این ازم افزار IS معرف سطحی است که صرفا خرابی کلی سازه رخ نمی دهد. نحوه اختصاص مشخصات مفاصل در این ازم افزار IS معرف سطحی است از ارائه جزئیات بیشتر پیرامون آن در این پژوهش صرف نظر شده است [IS].



		ی پذیرش	معيارها		ىدلسازى	ىترھاى م	پاراه	
	راديان	ں خمیری،	بەي چرخش	زاوي	نسبت تنش	چرخش	زاويەي	-1N3 / 4:5
فيراصلي	اعضای ن	اصلی "	اعضای ا	کلیدی اعضا	پسماند	راديان	خمیری،	لتبوء الكركين
CP	LS	CP	LS	IO	с	b	a	
								نیرها – در خمش
۱۱θ _y	٩θ _y	٨θy	۶θ _y	θ _y	۰/۶	۱۱θ _y	٩θ _y	$\frac{h}{t_w} \le 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}, \frac{b_f}{2t_f} \le 0.3 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$
۴θy	٣θy	۳θy	۲θ _γ	۰/۲۵ θ _y	۰/۲	۶θ _y	۴θy	$3.75 \sqrt{\frac{E}{F_{yx}}} \leq \frac{h}{t_w} \leq 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_{yx}}} \frac{l_y}{0.38} \sqrt{\frac{E}{F_{yx}}} \leq \frac{b_f}{2t_f} \leq 0.76 \sqrt{\frac{E}{F_{yx}}} \frac{1}{2t_f} \leq 0.76 \sqrt{\frac{E}{F_{yx}}} \frac{1}{2t_f} \leq 0.76 \sqrt{\frac{E}{T_{yx}}} \frac{1}{2t_f} = 0.76 \sqrt{\frac{E}{T_{yx}}} \frac{1}{2t_f} \frac{1}{$
		ر خاصل	چکٽرين مقدا		ب: مقادير $\frac{\mathbf{b}_{\mathrm{f}}}{2\mathrm{t}_{\mathrm{f}}}$ يين مقادير دادەشدە در رديف الف و ب. مقادير $\frac{\mathbf{b}_{\mathrm{f}}}{2\mathrm{t}_{\mathrm{f}}}$			
			J	$\frac{h}{t_w} \ge 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$, $\frac{b_f}{2t_f} \ge 0.76 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$				

جدول ۳-۶. معیارهای پذیرش و پارامترهای مدلسازی در روشهای غیرخطی [۱۰]

Point				Туре	
	Moment/SF	Rotation/SF		Moment - Rotation	1
E٠	-0.6	-11		C Marriel Carache	
D٠	-0.6	-9		C Moment - Lurvatur	re
C-	-1.25	-9		Hinge Length	
B-	-1	0		🗖 Relative Ler	ngth
Α	0	0			
В	1.	0.		Hysteresis Type And Par	ameters
С	1.25	9.		Hustovasia Tursa	lastronia –
D	0.6	9.	Summetric	Hysteresis Type	Isotropic _
E	0.6	11.	it oynmould	No Parameters	s Are Required For This
	ield Moment Mom	hent SF			
Use Y	eld Rotation Rota	ation SF			
Use Yi Use Yi (Steel cceptance	ield Rotation Rota Objects Only) Criteria (Plastic Rota	tion/SF	1		
Use Yi Use Yi (Steel) cceptance	ield Rotation Rota Objects Only) Criteria (Plastic Rota	tion/SF)Positive	Negative		
Use Yi Use Yi (Steel cceptance	ield Rotation Rota Dbjects Only) Criteria (Plastic Rota ediate Occupancy	tion/SF) Positive	Negative		
Use Yi Use Yi (Steel cceptance Immo	ield Rotation Rota Dbjects Only) Criteria (Plastic Rota ediate Occupancy Safety	tion/SF) Positive 1. 6.	Negative	K	Cancel
Use Yi Use Yi (Steel) cceptance	ield Rotation Rota Dbjects Only) Criteria (Plastic Rota ediate Occupancy	tion/SF) Positive	Negative		

شکل۳-۲۴. نحوه تخصیص مشخصات مفصل پلاستیک در نرم افزار SAP2000

۳-۵ مراحل حل در روش PFA

۳–۵–۱ رسم منحنی شتاب خرابی

برای انجام روش شتاب حداکثر فیلتر شده در مرحلهی اول نیاز است تا مدل ساخته شده تحلیل دینامیکی افزایشی شود. در توضیح این تحلیل باید گفت که در واقع تحلیل دینامیکی افزایشی مجموعهای از تحلیلهای تاریخچه زمانی با شتابهای مختلف است. در واقع در این روش به شتابها در هر تحلیل نسبت به مرحله قبلی تا رسیدن به شتاب لحظه خرابی افزوده می شود تا مطابق شکل۳-۲۵ مرحله خرابی مد نظر یعنی تشکیل مفاصل بعد از محدوده IO به وقوع بییوندد. همانطور که در بخش قبل اشاره شد، مرحله IO در حقیقت مفاصلی را نمایندگی میکند که در صورت تشکیل امکان بهرهبرداری از سازه کماکان وجود داشته باشد. برای نمونه همان گونه که از شکل۳-۲۵ مشخص است با افزایش شتاب در تحلیل پیشرونده دینامیکی مفاصل سطح LS تشکیل شدهاند که معرف خرابی بر اساس معیار پژوهش است. همچنین برای این تحلیل به تعدادی موج سینوسی مصنوعی با SAP2000 پریودهای مختلف و دامنه شتاب g نیاز است. همان طور که قبلا اشاره شد نرم افزار قابلیت تولید این موجها را مطابق شکل۳-۱۴ داراست. توجه به این نکته ضروری است که انجام تحلیل با توجه به بالابودن تعداد موجهای مصنوعی به صورت دستی زمان بر است و احتمال خطا را بالا می برد لذا به کمک برنامه نویسی در محیط ویژوال بیسیک این روند به صورت کدهای ویژوال بیسیک در آمده است که نمونه آن در پیوست موجود است. با کمک تحلیل دینامیکی افزایشی شتاب لحظه خرابی برحسب نسبتی از شتاب ۹٬۸۱ متر بر مجذور ثانیه یا همان g برای پریودهای ۲٫۰ تا ۴٫۵ ثانیه محاسبه می شود. مقادیر بدست آمده در نموداری مطابق شکل۳-۲۶ آورده شده است. علت رسم منحنی در بازه مذکور، اشاره (Song S. (2014 به رسم منحنی در بازه ۵,۰ تا چهار برابر پریود غالب سازه است که برای اطمینان بیشتر بازه مذکور کمی بزرگتر در نظر گرفته شده است.



شکل۳-۲۵. معیار خرابی سپر بر اساس نوع مفصل تشکیل شده در تحلیل



شکل۳-۲۶. منحنی حداقل شتاب ماکزیمم در لحظه خرابی برای پریودهای ۰٫۲ تا ۴٫۵ ثانیه

منحنی بدست آمده میبایست اصلاح گردد. لذا مقادیر محور افقی آن بر پریود اساسی سازه که پریود مود اول حاصل از تحلیل مودال (۰٫۹ ثانیه) است ، تقسیم گردیده تا شکل۳-۲۷ حاصل گردد. در ادامه مسیر حل نحوه بدست آوردن نمودار پوشاور شرح داده شده است.



۳–۵–۲ رسم منحنی پوشاور

جانبی) است. همان طور که قابل ملاحظه است ماکزیمم نمودار پوش اور اصلاح شده ۲۳g. • است که این مقدار در محاسبات بخشهای بعد کاربرد دارد.



شکل۳-۲۸. منحنی پوشاور برای جابجایی بالای سپر نسبت به برش پایین سپر



شکل ۳-۲۹. منحنی پوشاور اصلاح شده

۳-۵-۳ محاسبه فرکانس قطع

حال که منحنی شتاب لحظه خرابی محاسبه شد و همچنین دو منحنی پوشاور و شتاب لحظه خرابی به لحاظ واحد همسان گشت و ماکزیمم منحنی پوشاور نیز تعیین گردید، مقدار فرکانس قطع میبایست مشخص شود. طبق توضیحات (2014) .Song S فرکانس قطع مطابق شکل۳-۳۰ در محلی رخ میدهد که منحنی به مقدار ثابتی میل کند و این مقدار ثابت طبق محاسبات وی در محدوده مقدار ماکزیمم منحنی پوشاور اصلاح شده که بر حسب g است ، رخ میدهد. اما از آنجا که سازههای استفاده شده توسط (2014) .Song S فاقد ضعف مقاومت در تحلیل تاریخچه زمانی برای امواج دارای فرکانس مشابه فرکانس غالبشان هستند و سازه مورد بررسی در این پژوهش در محدوده فرکانس غالبش، دچار ضعف مقاومتی است و در شتاب ناچیزی تحت موج سینوسی دارای فرکانس محدوده ۱ هرتز دچار خرابی میشود لذا مقدار ۱ هرتز به عنوان فرکانس قطع تعیین میشود که مطابق شکل۳-۳۱ نیز این موضوع قابل مشاهده است.



شکل۳-۳۰. رفتار منحنی شتاب خرابی محاسبه شده توسط (2014) Song S. [۴]



شکل۳-۳۱. تعیین فرکانس قطع

(PFA) محاسبه شتاب حداکثر فیلتر شده

پس از محاسبه فرکانس قطع برای کنترل خرابی سپر تحت شتاب نگاشت مد نظر می بایست با فیلتر کردن شتاب نگاشت به کمک فیلتر پایین گذر باترورث با مرتبه مناسب (مرتبه چهار) و فرکانس قطع مذکور با استفاده از نرم افزار سایزموسیگنال^۱ مطابق شکل۳-۳۲، میزان شتاب حداکثر فیلتر شده

^{&#}x27;.Seismo Signal

محاسبه گردد. که منحنی نمونه شتاب فیلتر نشده و فیلتر شده در شکل۳-۳۳ و شکل۳-۳۴ آورده شده است. ماکزیمم طیف فیلتر شده به عنوان عدد PFA در محاسبات بعدی مورد استفاده قرار می گیرد.

Filter Type	Filter Configuration
 Butterworth 	Compass
C Chebushev	C Highpass
C Devel	C Bandpass
C Bessel	C Bandstop
Order & Frequencies	
Order	4
	Y
Freq 1	01.00

شکل ۳-۳۲. تعیین فرکانس قطع و مرتبه در نرم افزار سایزموسیگنال



شكل ٣-٣٣. نمونه طيف شتاب فيلتر نشده



شكل٣-٣٢. نمونه طيف شتاب فيلتر شده با فيلتر پايين گذر باترورث

۳-۵-۵ پیشبینی خرابی

در گام نهایی همان گونه که در بخش کلیات روش PFA در فصل دوم مطرح گردید، کافی است مطابق شکل۳-۳۵ میزان شتاب حداکثر فیلتر شده بدست آمده از بخش قبلی با ماکزیمم منحنی پوش اور اصلاح شده یعنی عدد g ۲٫۳۳ مقایسه گردد و به خرابی و یا عدم خرابی سازه پی برده شود. در واقع اگر حداکثر شتاب فیلتر شده از ماکزیمم منحنی پوش اور اصلاح شده بیشتر باشد سازه مورد بررسی دچار خرابی شده است. که این موضوع و مقایسه مذکور در فصل آینده به تفصیل و برای انواع شتابنگاشت ارائه گردیده است.



شکل۳-۳۵. تعیین خرابی به کمک روش PFA [۴]

فصل٤ : تفسير تمايح

۴–۱ صحت سنجی مدل

طبق شکل۴-۱ (I996) J. (Bowles J. با کمک کد نویسی، اقدام به رسم منحنیهای تغییر شکل، برش و لنگر برای سپر در گود ۹ متری نمود. با مقایسه خروجیهای (Bowles J. (1996) با نتایج بدست آمده از نرم افزار SAP2000 که در شکل۴-۲ تا شکل۴-۴ آورده شده است، میتوان به صحت نحوه مدلسازی پی برد. همچنین جهت تفسیر و کنترل سادهتر، نتایج صحتسنجی در جدول۴-۱ ارائه گردیده است.



شكل ۴-۱. منحنى تغيير مكان، برش و لنگر محاسبه شده توسط (1996) Bowles J. [۴۳]



شکل۴-۲. منحنی تغییر مکان گود ۹ متری درمدل SAP2000



شکل۴-۳. منحنی برش گود ۹ متری درمدل SAP2000



شکل۴-۴. منحنی لنگر گود ۹ متری درمدل SAP2000

Row	Location	Dimension	Bowles J. (1996) Result	SAP2000 Result	Differenece(%)
1	Top Disp.	mm	-3.5	-3.5	0
2	Dredge Line Disp.	mm	13.7	13.5	1.5
3	Bottom Disp.	mm	-3.4	-3.5	-2.9
4	Anchor Level Disp.	mm	4.4	4.4	0.0
5	Top Moment	kN.m	6	6.4	-6.3
6	Bottom Moment	kN.m	9.7	9.9	-2.0
7	Middle Moment	kN.m	221.7	216.26	2.5
8	Top Shear Force	kN	5.7	5.7	0.0
9	Bottom Shear Force	kN	8.2	8.1	1.2
10	Dredge Line Shear Force	kN	91.7	89.5	2.5

جدول ۴-۱. مقايسه نتايج تحليل (Bowles J. (1996) با نرم افزار SAP2000

همان طور که در جدول ۴-۱ مشاهده می شود، میزان تفاوت نتایج در مقادیر جابجایی افقی و برش کمتر از این میزان در مقادیر لنگر است. که به نظر می رسد علت تفاوت موجود نیز تفاوت در روش حل معادلات در مراحل تحلیل بین نرم افزار کد نویسی (Bowles J. (1996) و نرم افزار SAP2000 است.

۲-۴ مقايسه نتايج تحليل دو نرمافزار SAP2000 و PLAXIS

برای کنترل صحت تحلیلهای تاریخچه زمانی، مطابق جدول ۴-۲، از یک سو به بررسی نتایج تحلیل تاریخچه زمانی تحت شتاب نگاشتهای انتخابی و از سوی دیگر به تحلیل دینامیکی سازه در نرم افزار PLAXIS 2D پرداخته شده است، که مطابق جدول ۴-۲ نتایج تحلیل همخوانی دارد.

Row	Earthquake	Mag. (MIS)	Rjb(Km)	Year	PGA. (g)	Sap2000 TH Result	Plaxis 2D Dynamic Analysis
1	Tabas,Iran	7.35	1.79	1978	0.86	Collapsed	Collapsed
2	Chi-Chi,Taiwan	7.62	3.76	1999	0.27	Stable	Stable
3	Sansalvador	5.8	2.14	1986	0.7	Collapsed	Collapsed
4	Coyote Lake	5.74	0.42	1979	0.42	Collapsed	Collapsed
5	Irpinia, Italy	<mark>6.</mark> 9	<mark>8.1</mark> 4	1980	0.13	Stable	Stable
6	Kobe, Japan	<mark>6.</mark> 9	3.31	1995	0.34	Collapsed	Collapsed
7	Izmit,Turkey	7.51	3.62	1999	0.23	Stable	Stable
8	California,USA	6.4	44.52	1941	0.12	Stable	Stable
9	Landers	7.28	34.86	1992	0.13	Stable	Stable
10	Sanfernando,USA	6.61	111.82	1971	0.007	Stable	Stable
11	Tabas,Iran	7.35	193.91	1978	0.03	Stable	Stable

جدول ۴-۲. مقایسه نتایج پیشبینی خرابی ناشی از زلزله در SAP2000 و PLAXIS

۴–۳ بررسی منحنی شتاب خرابی

۴–۳–۱ نحوه تعیین مرز خرابی

Ts(s)	Ts/T1	MinCPGA(TH) (g)	Dir	ect Integratior	n (Last Step)	Direct Integration (Next Step)				
			Top Disp. (m)	Bottom Disp. (m)	Dredge Line Disp. (m)	Hinge Situation				
0.2	0.222222	0.81	0.084	0.020	-0.048	LS				
0.3	0.333333	0.67	0.047	-0.025	0.052	СР				
0.4	0.444444	0.73	0.052	0.029	-0.072	LS				
0.5	0.555556	0.47	-0.036	-0.019	0.066	СР				
0.6	0.666667	0.33	-0.035	-0.022	0.068	LS				
0.7	0.777778	0.21	0.033	0.022	-0.068	LS				
0.8	0.888889	0.125	-0.032	-0.023	0.067	E				
0.9	1	0.04	0.030	-0.021	0.072	LS				
1	1.111111	0.04	0.025	0.019	-0.064	E				

جدول۴-۳. کنترل شروط خرابی

جدول۴-۳ نحوه کنترل شروط خرابی در بازه پریودی ۲, ۲ تا ۱ ثانیه را به عنوان نمونه، نشان می دهد. همان طور که مشخص است برای کنترل وقوع یا عدم وقوع خرابی و نیز نوع خرابی رخ داده علاوه بر کنترل نوع مفصل تشکیل شده که در فصل قبل نحوه تشخیص آن توضیح داده شد، جابجاییهای سه نقطه مهم در سازه یعنی بالاترین و پایینترین نقطه سپر و نیز پای گود کنترل گردیده است تا احتمال ورود خاک به ناحیه پلاستیک و گسیختگی کلی نیز کنترل شده باشد. به طور مثال به ازای موجی سینوسی با پریود ۵, ۱ ثانیه، سازه سپر در شتاب g ۲۰٫۴ دچار خرابی مرحله CP^۱ شده است که معرف تشکیل مفاصلی است که صرفا در مرحله قبل از خرابی کلی هستند. میزان جابجایی افقی بالای سپر ۳۶ میلیمتر و میزان جابجایی افقی پایین سپر نیز ۱۹ میلیمتر است. همچنین پای گود به میزان ۶۶ میلیمتر دچار جابجایی افقی پایین سپر نیز ۱۹ میلیمتر است. همچنین پای گود به علامت گسیختگی کامل گود باشد. چرا که برای وقوع این رخداد نیاز به جابجاییهای بیش از ۵٫ درصد ارتفاع گود یعنی ۱۳۵ میلیمتر است. لذا در این پریود، معیار خرابی همان تشکیل مفصل پلاستیک در سپر خواهد بود که از آنجا که مفصل CP سطحی بعد از سطح عملکرد تعیین شده به

[\] Collapse Prevention

۴–۳–۲ بررسی اثر میرایی

مطابق توضیحات داده شده در فصل گذشته برای مدل مورد بررسی سه نوع میرایی در نظر گرفته شده است. میرایی هیسترتیک برای خاک که ۸ درصد در نظر گرفته شد. میرایی موضعی که به میزان شده است. میرایی هیسترتیک برای خاک که ۸ درصد در نظر گرفته شد. میرایی موضعی که به میزای ک درصد در مدل اعمال گردیده است و میرایی سازه که ۵ درصد در نظر گرفته شده است. برای کنترل رفتار منحنی خرابی تحت این مقادیر یک بار منحنی شتاب خرابی با در نظر گرفتن میرایی و کنترل رفتار منحنی خرابی تحت این مقادیر یک بار منحنی شتاب خرابی با در نظر گرفتن میرایی و کنترل رفتار منحنی خرابی تحت این مقادیر یک بار منحنی شتاب خرابی با در نظر گرفتن میرایی و یک بار بدون در نظر گرفتن آن در شکل ۴-۵ آورده شده است. همان طور که از شکل ۴-۵ مشخص است، اختلاف مقادیر در دو حالت ذکر شده در پریودهای کوتاه (فرکانسهای بلند) به مراتب بیشتر از این اختلاف در پریودهای بلند (فرکانسهای کوتاه) است. به نحوی که میزان شتاب خرابی برای سازه ماری میراگر در پریود می بلند (فرکانسهای کوتاه) است. به نحوی که میزان شتاب خرابی برای سازه شتاب برای یرای میراگر در پریود ۲٫۰ ثانیه (فرکانس ۵ هرتز) ۲٫۰۷ برابر حالت فاقد میراگر است اما میزان این شتاب برای پریود ۲٫۰ ثانیه در دو حالت برابر است. نتیجه این که بخشی از امواج لرزهای که فرکانس شتاب برای پریوه ش این محدوده از شتاب برای پریوه ۲٫۰ ثانیه در دو حالت برابر است. نتیجه این که بخشی از امواج لرزهای که فرکانس فرکانس ها اهمیت بالایی دارند و استفاده از میراگر نتایج را دقیقتر میکند لذا استفاده از میراگر در مدل سازی لازم است.



۴-۴ بررسی عملکرد روش PFA تحت انواع شتابنگاشت

به منظور بررسی نحوه عملکرد روش PFA ، شتاب نگاشتهای انتخاب شده مطابق جدول۳-۵ به کمک نرم افزار سایزموسیگنال در پریودهای مشابه بازهی پریودی منحنی شتاب خرابی (۰٫۲ تا ۴٫۵ ثانیه) با فیلتر پایینگذر باترورث فیلتر شده است و مقادیر شتاب فیلتر شده در منحنی مطابق شکل۴-۶ رسم شده است. سپس منحنی شتاب خرابی نیز در همین شکل بر حسب فرکانس رسم شده است تا امکان مقایسه دو منحنی PFA و شتاب خرابی در فرکانسهای مختلف ممکن باشد و بازه خرابی احتمالی برای شتابنگاشتهای مورد بررسی با مقایسه مقادیر بدست آمده از منحنی شتاب

خرابی با مقادیر PFA تعیین گردد. نتایج حاصل در شکل۴-۶ تا شکل۴-۱۱ بر حسب فرکانس آورده شده است.



شکل ۴-۶. شتاب نگاشت فیلتر شده زلزله (Izmit (1999) بر حسب فرکانس



شکل۴-۷. شتاب نگاشت فیلتر شده زلزله (Chi-Chi (1999) بر حسب فرکانس



شکل۴-۸. شتاب نگاشت فیلتر شده زلزله (Tabas(1978) بر حسب فرکانس





شکل ۴-۱۰. شتاب نگاشت فیلتر شده زلزله (Landers (1992) بر حسب فرکانس



شكل ۲-۱۱. شتاب نگاشت فيلتر شده زلزله(Irpinia (1980) بر حسب فركانس



شکل۴-۲. شتاب نگاشت فیلتر شده زلزله (Sanfernando (1971) بر حسب فرکانس



شکل۴-۱۳. شتاب نگاشت فیلتر شده زلزله (California Lake (1941) بر حسب فرکانس



شکل۴-۴. شتاب نگاشت فیلتر شده زلزله (Kobe (1995) بر حسب فرکانس



شکل۴-1۵. شتاب نگاشت فیلتر شده زلزله (Coyoto (1979) بر حسب فرکانس

برای درک منحنیهای ارائه شده در شکل^۴-۶ تا شکل^۴-۱۵ لازم است تا به نحوی مطمئن، از خرابی یا عدم خرابی سپر تحت شتابنگاشتهای مورد استفاده اطمینان حاصل شود. چرا که همان طور که مشخص است در بیشتر منحنیهای مذکور، منحنی شتاب حداکثر فیلتر شده (PFA) در محدوده فرکانس غالب سازه بالاتر از منحنی شتاب لحظه خرابی قرار دارد که ممکن است در نگاه اول این استنباط را ایجاد نماید که همگی نمودارهای با این خصوصیت معرف خرابی سازه تحت شتابنگاشت مورد استفاده هستند. بنابراین لازم است تا سازه تحت این شتابنگاشتها، تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی گردد و نتایج بدست آمده با منحنیهای مذکور مقایسه شود. به این ترتیب ابتدا بر روی سپر در نرم افزار SAP2000 تحت این شتابنگاشتها، تحلیل دینامی که نتایج بدست آمده درجدول ۴-۴ آورده شده است.

به طور مثال زلزله طبس که دارای شتاب حداکثر ۹٫۸۶g است. با اعمال فیلتر پایین گذر باترورث با فرکانس قطع ۱ هرتز که در بخشهای قبلی محاسبه گردید، دارای PFA معادل ۹٫۲۴g خواهد بود که این مقدار از ۹٫۲۳g که معرف ماکزیمم منحنی پوش اور اصلاح شده بدست آمده در فصل قبل است فراتر رفته است و لذا طبق پیشبینی روش PFA ، سازه دچار خرابی میشود که مطابق جدول ۴-۴ تحلیل تاریخچه زمانی نیز این موضوع را تایید مینماید.

مطابق این جدول سپر تحت چهار شتاب نگاشت طبق نتایج تحلیل تاریخچه زمانی دچار خرابی شده است. اما در سه شتابنگاشت (Coyoto (1979) Sansalvador (1986) و (2093) Sobe (2005) شده است. اما در سه شتابنگاشت (2003) Coyoto (2005) موجود زمانی نرمافزار روش AFA عدم خرابی سازه را پیشبینی کرده است که با روش تحلیل تاریخچه زمانی نرمافزار شتابنگاشت (AFA محفوانی ندارد. دلیل این اختلافها مناسب بودن روش AFA برای گروه خاصی از شتابنگاشتهاست. چرا که پارامترهای مختلف موثر بر محتوی فرکانسی و سایر خصوصیات شتابنگاشتهاست. چرا که پارامترهای مختلف موثر بر محتوی فرکانسی و سایر خصوصیات شتابنگاشتهاست. چرا که پارامترهای مختلف موثر بر محتوی فرکانسی و سایر خصوصیات پارامترها عملکرد آنها را در مقابل روش AFA از یکدیگر متمایز میکند. هریک از این پارامترها تاثیرات خود را بر نتایج خواهد گذاشت. از جمله این پارامترها، فرکانسی است که حداکثر متعایر می در آن رخ میدهد که در فصل دوم به تفصیل به آن پرداخته شد. بنابراین برای درک صحیحتری از نحوه عملکرد روش AFA میبایست خصوصیات شتابنگاشتهای مورد استفاده بررسی شتاب در آن رخ میدهد که در فصل دوم به تفصیل به آن پرداخته شد. بنابراین برای درک محیحتری از نحوه عملکرد روش AFA میبایست خصوصیات شتابنگاشتهای مورد استفاده بررسی شتاب در آن رخ میدهد که در فصل دوم به تفصیل به آن پرداخته شد. بنابراین برای درک محیحتری از نحوه عملکرد روش AFA میبایست خصوصیات شتابنگاشتهای مورد استفاده بررسی محیحتری از نحوه عملکرد روش AFA میبایست خصوصیات شتابنگاشتهای میلای مازه شدهاند و در

سه مورد از آنها نتایج حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی با روش PFA تضاد دارد مورد تجزیه و تحلیل قرار می گیرند.

Row	Earthquake	Mag. (MIS)	Rjb(Km)	Year	PGA. (g)	Modified Pushover Max (V*g/W)	PFA. (Cut Of Frequency=1 Hz)	(V*g/W) v.s. PFA	Sap2000 TH Result	Hinge Situation
1	Tabas,Iran	7.35	1.79	1978	0.86	0.23	0.24	V*g/W <pfa< td=""><td>Collapsed</td><td>E</td></pfa<>	Collapsed	E
2	Chi-Chi,Taiwan	7.62	3.76	1999	0.27	0.23	0.09	V*g/W>PFA	Stable	В
3	Sansalvador	5.8	2.14	1986	0.7	0.23	0.19	V*g/W>PFA	Collapsed	E
4	Coyote Lake	5.74	0.42	1979	0.42	0.23	0.15	V*g/W>PFA	Collapsed	E
5	Irpinia, Italy	6.9	8.14	1980	0.13	0.23	0.07	V*g/W>PFA	Stable	No Hinge
6	Kobe, Japan	6.9	3.31	1995	0.34	0.23	0.23	V*g/W=PFA	Collapsed	С
7	Izmit,Turkey	7.51	3.62	1999	0.23	0.23	0.08	V*g/W>PFA	Stable	No Hinge
8	California,USA	6.4	44.52	1941	0.12	0.23	0.014	V*g/W <pfa< td=""><td>Stable</td><td>No Hinge</td></pfa<>	Stable	No Hinge
9	Landers	7.28	34.86	1992	0.13	0.23	0.05	V*g/W <pfa< td=""><td>Stable</td><td>No Hinge</td></pfa<>	Stable	No Hinge
10	Sanfernando,USA	6.61	111.82	1971	0.007	0.23	0.004	V*g/W <pfa< td=""><td>Stable</td><td>No Hinge</td></pfa<>	Stable	No Hinge
11	Tabas,Iran	7.35	193.91	1978	0.03	0.23	0.02	V*g/W <pfa< td=""><td>Stable</td><td>No Hinge</td></pfa<>	Stable	No Hinge

جدول ۴-۴. مقايسه نتايج تحليل تاريخچه زمانی در نرم افزار SAP2000 با روش PFA

برای این کار ابتدا چهار شتابنگاشت مورد استفاده همپایه شده اند تا مقایسه آنها بهتر صورت پذیرد. برای همپایه نمودن این چهار شتابنگاشت مقادیر آنها به بیشترین مقدار PGA موجود در این چهار شتابنگاشت که متعلق به زلزله طبس است مقیاس میگردد. طیف پاسخ و نیز حرکات زمین این چهار شتابنگاشت در شکل۴-۱۶تا شکل۴-۲۰ آورده شده است.



شکل۴-۴. طیف پاسخ چهار شتابنگاشت مورد بررسی











Time(s)

-0.8 -1



مطابق شکل ۲-۹۴ سه شتاب نگاشت زلزلههای (Coyoto (1979) Sansalvador (1986) ، (Coyoto و Sansalvador (1986)) که در آنها نتایج حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی با نتایج روش PFA متضاد است بر خلاف شتابنگاشت زلزله Tabas-1978 که نتایج دو روش مذکور در آن با هم همخوانی دارند، در محدوده فرکانسی پایین تر از ۱۰ هر تز دارای شتاب پایین تری هستند اما در محدوده فرکانسهای بالاتر تفسیر خاصی نمی توان نمود بنابراین برای درک بهتر رفتار دو گروه شتابنگاشت مذکور به رسم طیف فوریه برای این چهار شتابنگاشت این جهار شتابنگاشت پرداخته شده است تا رفتار شتابنگاشت ها تحت این طیف نیز بررسی گردد و تفاوت احتمالی بین دو گروه شتابنگاشت ها تحت این طیف نیز بررسی گردد و تفاوت احتمالی بین دو گروه شتابنگاشت ها تحت این طیف نیز بررسی



شكل۴-۲۱. طيف فوريه شتابنگاشت زلزله Tabas-1978



شکل۴-۲۲. طیف فوریه شتابنگاشت زلزله Kobe-1995



شکل۴-۲۳. طیف فوریه شتابنگاشت زلزله Sansalvador-1986



شكل ۴-۲۴. طيف فوريه شتابنگاشت زلزله Coyoto-1979

همان گونه که از مقایسه طیفهای فوریه در شکل^۴-۲۱ تا شکل^۴-۲۴ کاملا مشخص است، در سه شتابنگاشت زلزلههای (Coyoto (1979) ، Coyoto و (1995) Sansalvador و نفر می سد طیف رفتاری کاملا متفاوت نسبت به طیف شتابنگاشت زلزله Tabas-1978 دارد و به نظر می سد طیف دامنه فوریه ابزار مناسبی جهت تشخیص شتابنگاشتهای مناسب جهت استفاده در روش PFA است. در طیف زلزله Tabas-1978 طیف فوریه در محدوده فرکانسهای بالاتر از فرکانس غالب سازه (۹,۰ هرتز) نیز دارای دامنه فوریه بالایی است و این در صورتی است که در شتابنگاشت زلزلههای سازه (۹,۰ هرتز) دامنه طیف فوریه به شدت کاهش می یابد.
مطابق تفسیرهای ارائه شده به نظر میرسد در انتخاب شتابنگاشتها، جهت استفاده در روش تخمین پایداری لرزهای موسوم به شتاب حداکثر فیلتر شده (PFA) میبایست دقت لازم مبذول گردد. چرا که انتخاب شتابنگاشتهای نامناسب نتایج پیشبینی را دچار خطا خواهد نمود.

فصل۵ : متيجه كبرى ويشهادات

۵–۱ مقدمه

پیرو مندرجات فصول گذشته به نظر می سد استفاده از روش شتاب حداکثر فیلتر شده (PFA) در این پژوهش که همان گونه که اشاره شد برای اولین بار در حوزه مهندسی ژئوتکنیک مورد استفاده قرار گرفته است، می تواند گامی مفید در جهت بهبود عملکرد لرزهای سازههای ژئوتکنیکی محسوب گردد. چرا که به طرز ملموسی میزان محاسبات را کاهش داده و از دقت قابل قبولی نیز برخوردار است و بنابراین امکان استفاده وسیعتری نسبت به روشهای پیچیده و زمان ر موجود خواهد داشت. البته توجه به این نکته ضروری است که پژوهش حاضر تنها به بررسی عملکرد این روش بر روی یک مدل مشخص پرداخته است و بدیهی است برای تعمیم روش مذکور در حوزه مهندسی ژئوتکنیک نیاز به پژوهشهای گسترده تری خواهد بود. البته به نظر می در در بخش انتخاب شتاب نگاشت مناسب جهت استفاده در روش PFA، تحقیقات انجام شده توسط (2014) . جهت استفاده در روش می بایر می می است بر روی محاسبه فرکانس قطع مناسب جهت استفاده در فیلتر باترورث متمرکز گردد. که این مهم تنها با افزایش دقت مدل سازی رفتار خاک که منجر به رسم منحنی شتاب خرابی صحیحتری می شود و نیز تحلیل تعداد بیش تری از مدلها ممکن خواهد بود. در ادامه نتایج بدست آمده طی این پژوهش و نیز پیشنهاداتی برای تحقیقات آینده ارائه گردیده است.

۵-۲ نتیجه گیری

نتایح بدست آمده از پژوهش انجام شده به طور خلاصه به شرح زیر است :

- ۱. بررسی منحنی شتاب خرابی بدست آمده در این پژوهش نشان میدهد که در محدوده فرکانس غالب سازه، به طور ملموسی مقاومت سازه کاهش یافته است. این کاهش مقاومت میتواند به دلیل رخ دادن پدیده رزونانس باشد. این در حالی است که منحنی شتاب خرابی بدست آمده توسط (2014) .Song S فاقد ضعف چشم گیر در محدوده فرکانس غالب سازه است.
- ۲. ضعف سازه سپر در محدوده فرکانس غالب سازه مبین این موضوع است که کنترل سازه تحت این فرکانس خاص ضروری است. که البته لازم به ذکر است که دلیل این ضعف در مدل مورد بررسی، میتواند عدم طراحی لرزهای سازه توسط (1996) J. Bowles و یا اثر نادیده گرفته شدن فشار آب حفرهای در طی تحلیل و وقوع رزونانس غیرواقعی باشد. در مجموع در روش مذکور، برای سازههای که در محدوه فرکانس غالبشان دارای ضعف مقاومت شدید هستند میبایست دقت بیشتری مبذول گردد. چرا که این نوع سازهها در منحنی شتاب خرابیشان قعری به وجود میآید که در محاسبه فرکانس قطع به شیوه .Song S (2014) ایجاد مشکل مینماید.
- ۳. با توجه به شتابنگاشتهای بررسی شده، روش PFA در صورتی نتایج مطلوب به دنبال

خواهد داشت که مقدار ماکزیمم دامنه در طیف فوریه شتاب نگاشت مورد استفاده، در محدوده بالاتر از فرکانس غالب سازه شتاب بالایی داشته باشد.

- ۴. طول بازهای که در آن شتاب نگاشت فیلتر شده بالاتر از منحنی شتاب خرابی قرار می گیرد، بسیار پر اهمیت است اما دلیل قطعی برای وقوع خرابی نمیباشد. چرا که ممکن است در یک فرکانس خاص سازه شتاب بالایی را تجربه نماید اما بدلیل کوتاه بودن زمان اعمال این شتاب، خرابی رخ ندهد.
- ۵. تاثیرات میرایی بر طیف شتاب خرابی که در شکل ۴-۵ ارائه گردیده است مبین کاهش شتابهای لحظه خرابی و کاهش مقاومت سازه در صورت عدم استفاده از میراگر است که این روند کاهش مقاومت برای فرکانسهای بالا بسیار مشهودتر است.

۵-۳ پیشنهادات

- در انتها به ارائه پیشنهاداتی برای تحقیقات آینده پرداخته میشود:
- به منظور توسعه روش شتاب حداکثر فیلتر شده و محاسبه فرمول تجربی فرکانس قطع نسبت به شکلپذیری سازه، به اعمال روش مذکور بر روی تعداد بیشتری از انواع دیوار حائل با مشخصات گوناگون پرداخته شود. به طور مثال دیوارهایی مورد بررسی قرار گیرد که دارای فرکانس غالب بالای ۱ هرتز باشند.
- ۲. با کنترل روش بر روی تعداد بیشتری از شتابنگاشتها محدودیتهای آن نسبت به استفاده از شتابنگاشتهای با خصوصیات مختلف بررسی گردد.
 - ۳. با مدلسازی در سه بعد، نحوه عملکرد روش کنترل و بهبود یابد.
- ۴. با توسعه روش ، امکان ارائه آن در آییننامههای مربوط به طراحی دیوار حائل به عنوان یک روش سریع و ساده در تخمین پایداری لرزهای میسر شود.
- ۵. از روش PFA برای تهیه گزارشات خطرسنجی زلزله در اسکلهها استفاده گردد و با استفاده
 ۱ز این گزارشها سیاستهای لازم جهت مقابله با بحرانهای احتمالی آینده در اثر وقوع
 زلزله تعیین شود.

پو*ر*ت ۳

Sub SetTHFuncSine() dimension variables Dim SapObject As Sap2000v16.SapObject Dim SapModel As cSapModel Dim ret As Long dimension variables Dim FileName as String Dim i As Integer dimension variables Dim MyLoadType() As String Dim MyLoadName() As String Dim MyFunc() As String Dim MySF() As Double Dim MyTF() As Double Dim MyAT() As Double Dim MyCSys() As String Dim MyAng() As Double create Sap2000 object Set SapObject = New Sap2000v16.SapObject start Sap2000 application SapObject.ApplicationStart create SapModel object Set SapModel = SapObject.SapModel initialize model ret = SapModel.InitializeNewModel open an existing file FileName = "C:\SapAPI\Example 1-019a.sdb" ret = SapModel.File.OpenFile(FileName) add sine TH function ret = SapModel.Func.FuncTH.SetSine("TH-0.10g", 15, 16, 4, 1) add nonlinear direct history load case ret = SapModel.LoadCases.DirHistNonlinear.SetCase("TH-0.10g") set load data ReDim MyLoadType(0) ReDim MyLoadName(0) ReDim MyFunc(0) ReDim MySF(0) ReDim MyTF(0) ReDim MyAT(0) ReDim MyCSys(0) ReDim MyAng(0) MyLoadType(0) = "Accel" MyLoadName(0) = "U2"MyFunc(0) = "TH-0.10g" MySF(0) = 2MyTF(0) = 1.5MyAT(0) = 10MyCSys(0) = "Global" MyAng(0) = 10' add combo ret = SapModel.RespCombo.Add("DEAD+SOIL+TH-0.10g", 0) add load case to combo ret = SapModel.RespCombo.SetCaseList("DEAD+SOIL+TH-0.10g", LoadCase, "TH-0.10g", 1) ret = SapModel.RespCombo.SetCaseList("DEAD+SOIL+TH-0.10g", LoadCase, "DEAD", 1) ret = SapModel.RespCombo.SetCaseList("DEAD+SOIL+TH-0.10g", LoadCase, "SOIL", 1) add combo

ret = SapModel.RespCombo.Add("DEAD+SOIL+TH-0.10g", 0)

' add load case to combo
ret = SapModel.RespCombo.SetCaseList("DEAD+SOIL+TH-0.10g", LoadCase, "TH-0.10g", 1)
ret = SapModel.RespCombo.SetCaseList("DEAD+SOIL+TH-0.10g", LoadCase, "DEAD", 1)
ret = SapModel.RespCombo.SetCaseList("DEAD+SOIL+TH-0.10g", LoadCase, "SOIL", 1)

'save model

' ret = SapModel.File.Save("C:\SapAPI\API_1-001.sdb")
' run model (this will create the analysis model)
' ret = SapModel.Analyze.RunAnalysis

End Sub

[۱] برگی خ، (۱۳۷۹) "اصول مهندسی زلزله" جلد اول، چاپ یازدهم، انتشارات دانشگاه تهران، تهران، ص۵۷۴
 [۲] فاخر ع، (۱۳۹۲) "مهندسی پی پیشرفته" جلد اول، چاپ سوم، انتشارات دانشگاه تهران، تهران، ص۶۹۴
 [۳] سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور، (۱۳۸۴) "راهنمای طراحی دیوار حائل" جلد اول، چاپ اول، انتشارات سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور، تهران، ص۳۰۳

[4] Song, Shiyan (2014) A New Ground Motion Intensity Measure, Peak Filtered Acceleration (PFA), to Estimate Collapse Vulnerability of Buildings in Earthquakes. Dissertation (Ph.D.), California Institute of Technology.

[5] Visone, Ciro (2008) *Performance-Based Approach In Seismic Design Of Embedded Retaining Walls*, Dissertation (Ph.D.), University of Napoli

[6] ArcelorMittal Commercial Sheet Piling (2014) The HZ® -M Steel Wall System 2014, Luxembourg.

[7] PIANC (2001), *Seismic Design Guidelines for Port Structures*, Working Group n.34 of the Maritime Navigation Commission, International Navigation Association, Balkema, Lisse, 474 pp.

[12] Mehanny, S.s.F. and P.P. Cordova, *Development of a two-parameter seismic intensity measure and probabilistic design procedure.* 2004. **51**: p. 233-252.

[13] Vamvatsikos, D., Seismic Performance, Capacity and Reliability of Structures as Seen Through Incremental Dynamic Analysis. 2002.

[14] H. Olsen, A., T. H. Heaton, and J. F. Hall, *Characterizing Ground Motions That Collapse Steel Special Moment-Resisting Frames or Make Them Unrepairable*. Earthquake Spectra, 2014. **31**: p. 141208072728004.

[15] FEMA. (1997). NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings (FEMA Publication 273).

[16] FEMA. (2000). Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings (FEMA Publication 356).

[17] Kalkan, E. and S. K. Kunnath, *Effects of Fling Step and Forward Directivity on Seismic Response of Buildings*. Earthquake Spectra - EARTHQ SPECTRA, 2006. 22.

[18] Champion, C. and A. Liel, *The effect of near-fault directivity on building seismic collapse risk.* Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2012. **41**.

[۱۹] ف. مسیبی , س. ا. امیری, "محاسبه تابع سختی دینامیکی پی با استفاده از روش پاسخ اساسی ",هشتمین کنگره ملی مهندسی عمران, بابل, ۱۳۹۳.

[20] H. Tabatabaiefar, B. Samali, and B. Fatahi, "Effects Of Dynamic Soil-Structure Interaction On Inelastic Behaviour Of Mid-Rise Moment Resisting Buildings On Soft Soils," in *Australian Earthquake Engineering Society Conference*, Perth, 2010. [21] J. P. Wolf, *Dynamic Soil-Structure Interaction*. New Jersey: Prentice Hall 1985.
[22] M. K. Yegian and C. Y. Chang, "Soil-Structure Interaction Under Dynamic Loading For Both Shallow And Deep Foundations," Missouri University Of Science And Technology, 2001.
[23] C. Harden, T. Hutchinson, G. R. Martin, and B. L. Kutter, "Numerical Modeling of the Nonlinear Cyclic Response of Shallow Foundations," *Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley*, p. 217, 2005.

[24] S. Gajan, T. C. Hutchinson, B. L. Kutter, P. Raychowdhury, J. A. Ugalde, and J. P. Stewart, *Numerical Models for Analysis and Performance-Based Design of Shallow Foundations Subjected to Seismic Loading*: Pacific Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, 2008.

[25] J. P. Stewart, R. B. Seed, and G. L. Fenves, *Empirical Evaluation of Inertial Soil-Structure Interaction Effects*. Berkeley: Pacific Earthquake Engineering Research Center, 1998.

[26] T. Datta, Seismic Analysis of Structures: John Wiley & Sons, 2010.

,

[27] F. Ostadan, and N. Deng, SASSI-SRSS Approach for SSI Analysis with Incoherent Ground Motions, 2008.

[۲۸] ع. جانعلیزاده, آ. غ. تبار , م. ربیعی, "بررسی اندرکنش خاک و سازه در خاک های لایه ها به کمک مدل الاستوپلاستیک خاک ", چهارمین کنگره ملی عمران, تهران, ۱۳۸۷.

[29] Y. Bozorgna, and V. Bertro, "Earthquake Engineering From Engineering Seismology To Performance-Based Engineering," *CRC Press*, 2004.

[30] A. Hokmabadi, B. Fatahi, and B. Samali, "Assessment Of Soil–Pile–Structure Interaction Influencing Seismic Response Of Mid-Rise Buildings Sitting On Floating Pile Foundations," *Computers and Geotechnics*, vol. 55, pp. 172-186, 2014.

[35] H. R. Tabatabaiefar, and A. Massumi, "A Simplified Method To Determine Seismic Responses Of Reinforced Concrete Moment Resisting Building Frames Under Influence Of Soil–Structure Interaction," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 30, pp. 1259-1267, 2010.

[37] S. Gajan, T. C. Hutchinson, B. L. Kutter, P. Raychowdhury, J. A. Ugalde, and J. P. Stewart, *Numerical Models for Analysis and Performance-Based Design of Shallow Foundations Subjected to Seismic Loading*: Pacific Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, 2008.

[39] Housner and W. George, "The Behavior Of Inverted Pendulum Structures During Earthquakes," Bulletin Of The Seismological Society Of America, vol. 53, pp. 403-417, 1963.
 [40] س. مرزبان, م. بنازاده, "بررسی عملکرد لرزهای قابهای بتن مسلح با دیوار برشی با در نظر گرفتن اثرات [40].
 اندرکنش خاک-فونداسیون-سازه ",ششمین کنفرانس بینالمللی زلزلهشناسی و مهندسی زلزله, تهران, ۱۳۹۰.

[۴۱] ح. توکلی , آ. شاکری, "بررسی تغییر مکان نسبی قاب های فولادی تحت اثر اندرکنش خاک-توپوگرافی-سازه ", هشتمین کنفرانس ملی عمران, بابل, ۱۳۹۳.

[42] SAP2000 Computers and Structures Inc. 1995 University Avenue Berkeley, California 94704, USA.

[۴۳] بولز ج، (۱۳۷۹) "تحلیل و طراحی پی" جلد دوم، اطیابی ا، چاپ پنجم، نشر جویبار، تهران، ص۷۲۹ [۴۴] بولز ج، (۱۳۷۹) "تحلیل و طراحی پی" جلد اول، اطیابی ا، چاپ پنجم، نشر جویبار، تهران، ص۷۱۵ [۴۵] داس ب. ام، رامانا ج. و، (۱۳۹۵) "دینامیک خاک" جلد اول، نائینی ا، چاپ چهارم، انتشارات دانشگاه

بینالمللی امام خمینی (ره)، تهران، ص۵۵۴

[46] I Idriss, I.M., et al., *Behavior of Soft Clays Under Earthquake Loading Conditions*, in *Offshore Technology Conference*. 1976, Offshore Technology Conference: Houston, Texas. p. 12

[47] FHWA-HRT-04-043, Federal Highway Administration Research and Technology Coordinating, Developing, and Delivering Highway Transportation Innovations, Chapter 8. Analyses Of The Lateral Load Tests At The Route 351 Bridge, Washington D.C., 2006.
[48] WSD, A., Recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms—Working stress design (API RP2A-WSD). 1997, Supplement.

[49] Likitlersuang, S., et al., *Finite element analysis of a deep excavation: A case study from the Bangkok MRT*. Soils and Foundations, 2013. **53**(5): p. 756-773.

[50] Khazi, M. and V. Mahammood, *Fem Analysis Of Anchored Sheet Pile Quay Wall: A Case Study On The Failure Of WQ-7 Berth Of Visakhapatnam Port. IJRET* : International Journal of Research in Engineering and Technology, 2016. eISSN pISSN: p. 2319-1163.

[۵۱] تقی نژاد ر، (۱۳۹۵) "طراحی و بهسازی سازهها بر اساس سطح عملکرد" جلد اول، چاپ پنجم، انتشارات کتاب دانشگاهی، تهران، ص۴۰

[52] Heintz J.A., Hamburger R.O., Mahoney M. (2014) FEMA P-58 Phase 2 – Development of performance-based seismic design criteria. in *10th US National Conference on Earthquake Engineering* – *Frontiers of Earthquake Engineering*, Anchorage Alaska July 21-25 2014.

Using PFA method in the estimation of retaining wall stability during an earthquake

Abstract

The increase in large excavations in urban areas as well as construction of jetties in coastal areas has doubled importance of using retaining walls. On the other hand, recent earthquakes have prompted researchers to review deeper dynamic behavior of these types of structures in order to find ways to estimate seismic stability of them. This thesis also attempts to study a method called Peak Filtered Acceleration (PFA) to estimate seismic stability of retaining walls. This study has done only in sheet pile wall impacted on clayey

soils that have anchor rod ,due to diversity of retaining wall systems. In PFA method, first model is analyzed by incremental dynamic analysis (IDA) and by plotting collapse acceleration curve of this analysis on one hand and pushover curve obtained from nonlinear static analysis on the other hand and linking them together that will be expressed in detail, The range of frequencies that in which probability of structural failure is most likely to be identified is determined. By specifying critical range, to control failure under a

given accelerogram, a specific filter called butterworth with appropriate order and cutoff frequency can be used instead of complex dynamic and time-consuming analyzes, and the analysis result can be understood more quickly. According to the accelerogram investigated in this study, the PFA method will yield favorable results if the maximum amplitude in the Fourier spectrum of the accelerogram used is higher than the frequency range of the high-frequency structural template. The above method was investigated on a 9-meter sheet pile with anchor rod in SAP2000 software and to ensure accuracy of analysis results, model was also controlled in PLAXIS 2D software.

Keywords: retaining wall, Peak filtered acceleration, incremental dynamic analysis, butterworth filter, cutoff frequency



Shahrood University of Technology

Faculty of Civil Engineering

M.Sc Thesis in Geotechnical Engineering

Using PFA method in the estimation of retaining wall stability during an earthquake

By:Ramin Behnam Sarang

Supervisor: Dr.Amir Bazrafshan Moghaddam

September,2019