

جمهوری اسلامی ایران

معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رئیس جمهور

راهنمای تحلیل و طراحی لرزه‌ای سدهای خاکی و سنگریز

نشریه شماره ۶۲۴

معاونت نظارت راهبردی

امور نظام فنی

nezamfanni.ir

۱۳۹۲



بسمه تعالی

معاون برنامه ریزی و نظارت راهبردی رئیس جمهور

شماره:	۹۲/۵۸۴۹۹
تاریخ:	۱۳۹۲/۰۷/۰۷
بخشنامه به دستگاههای اجرایی، مهندسان مشاور و پیمانکاران	
موضوع: راهنمای تحلیل و طراحی لرزه‌ای سدهای خاکی و سنگریز	
به استناد ماده (۲۳) قانون برنامه و بودجه و مواد (۶) و (۷) آیین‌نامه استانداردهای اجرایی طرح‌های عمرانی - مصوب سال ۱۳۵۲ و در چارچوب نظام فنی و اجرایی کشور (موضوع تصویب‌نامه شماره ۴۲۳۳۹/ت/۳۳۴۹۷ هـ مورخ ۱۳۸۵/۴/۲۰ هیأت محترم وزیران)، به پیوست نشریه شماره ۶۲۴ امور نظام فنی، با عنوان «راهنمای تحلیل و طراحی لرزه‌ای سدهای خاکی و سنگریز» از نوع گروه سوم ابلاغ می‌شود. رعایت مفاد این ضابطه برای دستگاههای اجرایی، مشاوران، پیمانکاران و سایر عوامل ذینفع نظام فنی و اجرایی در صورت نداشتن ضوابط معتبر بهتر، از تاریخ ۱۳۹۲/۱۲/۰۱ الزامی است. امور نظام فنی این معاونت در مورد مفاد نشریه پیوست، دریافت کننده نظرات و پیشنهادهای اصلاحی مربوط بوده و عهده‌دار اعلام اصلاحات لازم به طور ادواری خواهد بود. محمد باقر نوبخت 	

اصلاح مدارک فنی

خواننده گرامی

امور نظام فنی معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رییس جمهور، با استفاده از نظر کارشناسان برجسته مبادرت به تهیه‌ی این نشریه کرده و آن را برای استفاده به جامعه‌ی مهندسی کشور عرضه نموده است. با وجود تلاش فراوان، این اثر مصون از ایرادهایی نظیر غلط‌های مفهومی، فنی، ابهام، ابهام و اشکالات موضوعی نیست.

از این‌رو، از شما خواننده‌ی گرامی صمیمانه تقاضا دارد در صورت مشاهده‌ی هرگونه ایراد و اشکال فنی مراتب را به صورت زیر گزارش فرمایید:

- ۱- شماره‌ی بند و صفحه‌ی موضوع مورد نظر را مشخص کنید.
- ۲- ایراد مورد نظر را به صورت خلاصه بیان دارید.
- ۳- در صورت امکان متن اصلاح شده را برای جایگزینی ارسال نمایید.
- ۴- نشانی خود را برای تماس احتمالی ذکر فرمایید.

کارشناسان این امور نظرهای دریافتی را به دقت مطالعه نموده و اقدام مقتضی را معمول خواهند داشت. پیشاپیش از همکاری و دقت نظر جنابعالی قدردانی می‌شود.

نشانی برای مکاتبه: تهران، میدان بهارستان، خیابان صفی علی‌شاه - مرکز تلفن ۳۳۲۷۱ معاونت

برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رییس جمهور، امور نظام فنی

Email: info@nezamfanni.ir

web: nezamfanni.ir/

بسمه تعالی

پیشگفتار

امروزه آب به عنوان یکی از ارکان توسعه یک کشور بوده و مدیریت صحیح منابع آب امری حیاتی به شمار می‌آید. از میان سازه‌های آبی مختلف در یک طرح مدیریت منابع آب، سدها (به ویژه سدهای خاکی و سنگریز که به واسطه مزیت‌های نسبی در مقایسه با سایر انواع سدها از فراوانی بیشتری برخوردار می‌باشند) با توجه به ابعاد و حجم سرمایه‌ای که برای احداث آنها صرف می‌شود، از اهمیت به سزایی برخوردار هستند. همچنین عوارض و عواقب فاجعه‌بار ناشی از شکست احتمالی سدها، نیاز توجه ویژه به طراحی و ساخت ایمن آنها را دو چندان کرده است. یکی از اصول حفظ و هدایت این سرمایه در مسیر صحیح، رعایت ضوابط و استانداردها، به منظور دستیابی به یک طرح ایمن و در عین حال اقتصادی است. قرارگیری وسعت قابل توجهی از کشورمان در مناطق مستعد وقوع زلزله‌های متوسط و بزرگ بر اهمیت این موضوع می‌افزاید. علیرغم اینکه مراجع مختلف بین‌المللی، توصیه‌هایی در مورد کلیات تحلیل و طراحی لرزه‌ای سدهای خاکی ارائه نموده‌اند، تا کنون در کشور ایران مرجعی که به طور خاص به طرح لرزه‌ای این سازه‌ها با توجه به شرایط بومی پردازد، تهیه و تدوین نشده است.

معاونت نظارت راهبردی (امور نظام فنی) در راستای وظایف و مسوولیت‌های قانونی براساس ماده ۲۳ قانون برنامه و بودجه، نظام فنی و اجرایی کشور (مصوبه شماره ۴۲۳۳۹/ت/۳۳۴۹۷ هـ مورخ ۱۳۸۵/۴/۲۰ هیات محترم وزیران) و برنامه مقاوم‌سازی ساختمانهای دولتی مهم، تأسیسات زیربنایی و شریانهای حیاتی کشور، اقدام به تهیه و تدوین این نشریه با عنوان «راهنمای تحلیل و طراحی لرزه‌ای سدهای خاکی و سنگریز» نموده‌است. هدف این راهنما، به عنوان نخستین گام در تدوین ضوابط و استانداردهای طرح لرزه‌ای سدها، ارائه یک مرجع واحد تحلیل و طراحی لرزه‌ای بدنه و پی سدهای خاکی و سنگریز، به منظور ایجاد وحدت رویه در اتخاذ روش‌ها و فرضیات تحلیل و طراحی می‌باشد. در این راستا، تلاش شده است تا با ارائه مجموعه‌ای از توصیه‌ها و دستورالعمل‌های گردآوری شده از مراجع مختلف و با بهره‌گیری از تجربیات بومی موجود در این زمینه، روند تحلیل لرزه‌ای سدهای خاکی و سنگریز در یک مسیر معین هدایت، و طراحی ایمن و اقتصادی در این بخش میسر گردد.

معاونت نظارت راهبردی به این وسیله از شرکت مهندسين مشاور آشناب که مسوولیت انجام این پروژه را به عهده داشته‌است و همچنین تمامی افرادی که در تهیه، تدوین و پیشبرد این نشریه اهتمام ورزیده‌اند، جناب آقای مهندس حمزه مصطفوی رییس امور نظام فنی، کارشناسان محترم امور نظام فنی و نیز نهادها و کارشناسانی که با اظهارنظرهای اصلاحی و ارشادی، این معاونت را در جهت تکمیل آن یاری نموده‌اند، سپاسگذاری و قدردانی می‌نماید. امید است که اینگونه حمایت‌ها و همکاری‌ها ادامه یافته و در آینده نیز ما را در جهت افزایش غنای فنی این نشریه مساعدت نمایند.

معاون نظارت راهبردی

پاییز ۱۳۹۲

تهیه و کنترل راهنمای تحلیل و طراحی لرزه‌ای سدهای خاکی و سنگریز (نشریه شماره ۶۲۴)

مجری طرح:

شرکت مهندسان مشاور آشناب

اعضای کارگروه تنظیم و تدوین به ترتیب حروف الفبا:

عباس سروش	دکترای ژئوتکنیک
روزبه شفیع‌پور	دکترای ژئوتکنیک
رسول عالمی	کارشناس ارشد ژئوتکنیک
علی قنبری	دکترای ژئوتکنیک
یوسف قیصر	کارشناس ارشد ژئوتکنیک
علی کمک پناه	دکترای ژئوتکنیک
رضا مهین روستا	دکترای ژئوتکنیک

اعضای گروه نظارت به ترتیب حروف الفبا:

حسین جواهری	وزارت نیرو- طرح تهیه ضوابط و معیارهای فنی صنعت آب
سید محسن حائری	دکترای ژئوتکنیک دانشگاه صنعتی شریف
محمد هاشم طلایی	وزارت نیرو- طرح تهیه ضوابط و معیارهای فنی صنعت آب

اعضای گروه مدیریت و راهبری پروژه:

علیرضا توتونچی	معاون امور نظام فنی
فرزانه آقارمضانعلی	رئیس گروه امور نظام فنی
فرزاد پارسا	کارشناس مسؤول پروژه در امور نظام فنی
شهرزاد روشن‌خواه	کارشناس امور نظام فنی

فهرست مطالب

صفحه

عنوان

فصل اول - کلیات

۱-۱- مقدمه	۳
۱-۲- هدف	۳
۱-۳- دامنه کاربرد	۴
۱-۴- تاریخچه عملکرد سدهای خاکی و سنگریز در زلزله	۴
۱-۵- انواع روشهای تحلیل لرزه‌ای سدهای خاکی	۶
۱-۵-۱- روش تحلیل شبه استاتیک	۶
۱-۵-۲- روش تحلیل دینامیکی	۷
۱-۵-۳- روش تحلیل تغییر مکان لرزه‌ای بلوک لغزشی	۷
۱-۶- محدوده کاربرد روشهای مختلف تحلیل لرزه‌ای	۷
۱-۶-۱- دسته‌بندی سدها بر اساس اندازه	۸
۱-۶-۲- درجه بندی اهمیت سد بر اساس پتاسیل خطر	۸
۱-۶-۳- تحلیل‌های مورد نیاز در طرح لرزه‌ای سدها	۹

فصل دوم - تحلیل شبه استاتیکی

۲-۱- مقدمه	۱۳
۲-۱-۱- اصول روش شبه استاتیک	۱۳
۲-۱-۲- محدودیتهای و مزایای روش شبه استاتیک	۱۴
۲-۱-۳- الزام استفاده از روش شبه استاتیک در طراحی لرزه‌ای سدهای خاکی و سنگریز	۱۶
۲-۱-۴- مراحل انجام تحلیل لرزه‌ای به روش شبه استاتیک	۱۶
۲-۲- ضریب شتاب شبه استاتیک (ضریب زلزله)	۱۶
۲-۲-۱- عوامل مؤثر بر تعیین ضریب شتاب شبه استاتیک	۱۸
۲-۲-۲- تعیین ضریب شتاب شبه استاتیک افقی	۱۸
۲-۲-۳- تعیین ضریب شتاب شبه استاتیک قائم و تلفیق آن با ضریب زلزله افقی	۱۹

۲۰.....	۳-۲- روشهای مختلف تحلیل پایداری
۲۲.....	۳-۳-۱- تعریف ضریب اطمینان
۲۳.....	۳-۳-۲- انواع روشهای تعادل حدی
۲۳.....	۳-۳-۱- روش تک قطعه‌ای
۲۳.....	۳-۳-۲-۱- روش شیبهای نامحدود
۲۴.....	۳-۳-۲-۲- روش دایره سوئدی
۲۴.....	۳-۳-۲-۳-۱- روش سطح لغزش صفحه‌ای
۲۵.....	۳-۳-۲-۲- روش قطعات
۲۵.....	۳-۳-۲-۱- روش گوه‌ای
۲۵.....	۳-۳-۲-۲-۲- روش فلینیوس
۲۶.....	۳-۳-۲-۳-۲- روش سوئدی اصلاح شده
۲۶.....	۳-۳-۲-۴-۲- روش بیشاپ ساده شده
۲۶.....	۳-۳-۲-۵-۲- روش عمومی جانبو
۲۷.....	۳-۳-۲-۶-۲- روش اسپنسر
۲۷.....	۳-۳-۲-۷-۲- روش مرگنسترن و پرایس
۲۷.....	۳-۳-۲- انتخاب روش مناسب تحلیل
۲۹.....	۴-۲- حالت‌های مختلف تحلیل پایداری به روش شبه استاتیک
۲۹.....	۴-۲-۱- انتخاب نوع تحلیل
۳۱.....	۴-۲-۲- حالت‌های مختلف تحلیل پایداری شبه استاتیک
۳۱.....	۴-۲-۱- پایان ساخت
۳۳.....	۴-۲-۲- تراوش پایدار-مخزن پر
۳۴.....	۴-۲-۳- تراوش پایدار-مخزن نیمه پر
۳۵.....	۵-۲- پارامترهای مصالح بدنه و پی
۳۵.....	۵-۲-۱- روشهای تعیین مشخصات فیزیکی و مکانیکی مصالح پی
۳۶.....	۵-۲-۲- روشهای تعیین مشخصات فیزیکی و مکانیکی مصالح بدنه

فصل سوم- تحلیل دینامیکی

۴۱.....	۳-۱- مقدمه
۴۱.....	۳-۱-۱- مزایای و محدودیتهای تحلیل دینامیکی
۴۲.....	۳-۱-۲- الزام استفاده از روش دینامیکی در طرح لرزه‌ای

۴۲	۲-۳- بارگذاری لرزه‌ای
۴۴	۱-۲-۳- معرفی پارامترهای لرزه‌ای
۴۴	۱-۱-۲-۳- مقادیر حداکثر
۴۴	۲-۱-۲-۳- محتوای فرکانسی
۴۴	۱-۲-۱-۲-۳- طیف پاسخ (بازتاب)
۴۶	۲-۲-۱-۲-۳- طیف فوریه
۴۷	۳-۱-۲-۳- پریود (یا فرکانس) غالب زلزله
۴۷	۴-۱-۲-۳- مدت دوام زلزله
۴۹	۲-۲-۳- روشهای انتخاب شتابنگاشت
۵۰	۳-۲-۳- اثر شرایط ساختگاهی
۵۲	۴-۲-۳- روشهای اصلاح شتابنگاشت
۵۲	۱-۴-۲-۳- فیلتر کردن تاریخچه زلزله
۵۳	۲-۴-۲-۳- اصلاح خط مبنا
۵۴	۵-۲-۳- سطوح مختلف لرزه‌ای
۵۵	۱-۵-۲-۳- سطح لرزه‌ای مبنای طرح (DBE)
۵۵	۲-۵-۲-۳- سطح لرزه‌ای حداکثر طراحی (MDE)
۵۶	۳-۵-۲-۳- سطح لرزه‌ای حداکثر قابل تصور (MCE)
۵۶	۳-۳- کلیات مدلسازی عددی
۵۶	۱-۳-۳- مدلسازی پی سد
۵۷	۲-۳-۳- دو یا سه بعدی بودن هندسه مدل
۵۸	۳-۳-۳- ابعاد المان
۵۹	۴-۳-۳- شرایط مرزی
۶۰	۱-۴-۳-۳- مرزهای ساده دور
۶۰	۲-۴-۳-۳- مرزهای ابتدایی خاص
۶۰	۳-۴-۳-۳- مرزهای نیمه‌بینهایت
۶۱	۴-۴-۳-۳- مرزهای جاذب انرژی
۶۱	۵-۴-۳-۳- مرزهای میدان آزاد
۶۲	۵-۳-۳- شرایط اولیه
۶۳	۶-۳-۳- میرایی در مصالح

۶۳.....	۳-۳-۶-۱- میرایی هیستریسیس.....
۶۴.....	۳-۳-۶-۲- میرایی مکانیکی.....
۶۶.....	۳-۳-۷- بارگذاری دینامیکی.....
۶۷.....	۳-۴- انواع تحلیل‌های دینامیکی.....
۶۷.....	۳-۴-۱- روشهای کلی حل معادلات تعادل دینامیکی.....
۶۸.....	۳-۴-۱-۱- روش جمع آثار مدها.....
۶۸.....	۳-۴-۱-۲- روش انتگرال‌گیری مستقیم.....
۶۹.....	۳-۴-۲- روشهای تحلیل دینامیکی.....
۶۹.....	۳-۴-۲-۱- روش الاستیک خطی.....
۶۹.....	۳-۴-۲-۲- روش معادل خطی.....
۷۱.....	۳-۴-۲-۳- روشهای غیر خطی.....
۷۱.....	۳-۴-۲-۳-۱- روشهای غیرخطی مستقیم.....
۷۳.....	۳-۴-۲-۳-۲- روشهای غیرخطی غیر مستقیم.....
۷۹.....	۳-۵- پارامترهای دینامیکی مصالح بدنه و پی و نحوه تعیین آنها.....
۷۹.....	۳-۵-۱- پارامترهای مورد نیاز خاک جهت ارزیابی لرزه‌ای.....
۸۰.....	۳-۵-۲- آزمایشهای مورد نیاز برای تخمین پارامترهای دینامیکی خاک.....
۸۰.....	۳-۵-۲-۱- مطالعات صحرایی.....
۸۰.....	۳-۵-۲-۱-۱- شناسایی‌های متداول تحت‌الارضی.....
۸۰.....	۳-۵-۲-۱-۲- آزمایشهای صحرایی.....
۸۴.....	۳-۵-۲-۲- آزمایشهای آزمایشگاهی.....
۸۷.....	۳-۵-۳- معرفی برخی از روابط تجربی به منظور تخمین پارامترهای دینامیکی مصالح.....
۸۷.....	۳-۵-۳-۱- مقدار مدول برشی اولیه یا حداکثر.....
۹۱.....	۳-۵-۳-۲- تغییرات مدول برشی و میرایی با کرنش برشی.....
۹۱.....	۳-۵-۳-۱-۲- خاکهای رسی.....
۹۵.....	۳-۵-۳-۲-۲- خاکهای ماسه‌ای.....
۹۷.....	۳-۵-۳-۳-۲- خاکهای دانه‌ای درشت‌دانه.....
۹۹.....	۳-۶- محاسبه تغییر مکانهای ماندگار حاصل از زلزله.....
۱۰۰.....	۳-۶-۱- روشهای عددی.....
۱۰۱.....	۳-۶-۱-۱- روش تحلیل خطی و معادل خطی و ترکیب آن با تئوری بلوک لغزش نیومارک.....

۱۰۱	۳-۶-۱-۱-۱- معرفی روش بلوک لغزش نیومارک
۱۰۴	۳-۶-۱-۱-۲- محاسبه تغییرمکانهای ماندگار در مدل خطی و معادل خطی
۱۰۷	۳-۶-۱-۲- روشهای غیرخطی
۱۰۷	۳-۶-۲- روشهای تخمینی (روش سید و مکدیسی)
۱۱۰	۳-۷-۷- روانگرایی و رفتارسد پس از زلزله
۱۱۱	۳-۷-۱- روشهای کیفی ارزیابی پتانسیل روانگرایی
۱۱۴	۳-۷-۲- روشهای تحلیلی و تجربی پتانسیل روانگرایی
۱۱۴	۳-۷-۲-۱- نسبت تنش برشی تناوبی
۱۱۶	۳-۷-۲-۲- نسبت مقاومت برشی تناوبی
۱۱۹	۳-۷-۲-۲-۱- نحوه اصلاح ضریب نفوذ استاندارد (SPT)
۱۲۱	۳-۷-۳- تولید فشار آب حفره‌ای در حین زلزله
۱۲۱	۳-۷-۳-۱- رابطه تجربی تعیین فشار آب حفره‌ای اضافی
۱۲۲	۳-۷-۳-۲- تعیین فشار آب حفره‌ای اضافی با استفاده از تحلیل معادل خطی و نتایج آزمایشگاهی
۱۲۵	۳-۷-۳-۳- تعیین فشار آب حفره‌ای اضافی با استفاده از تحلیل‌های غیرخطی
۱۲۶	۳-۷-۴- ارزیابی سد پس از وقوع زلزله و رخداد روانگرایی
۱۲۷	۳-۷-۴-۱- مقاومت برشی حداکثر و پسماند
۱۲۹	۳-۷-۴-۲- بررسی پایداری بدنه سد در صورت افزایش فشار آب حفره‌ای
۱۳۰	۳-۷-۴-۳- بررسی تغییرشکل‌های سد در اثر روانگرایی

فصل چهارم- معیارهای تشخیص عملکرد و توصیه‌هایی برای طراحی

۱۳۵	۴-۱- مقدمه
۱۳۷	۴-۲- معیارهای تشخیص عملکرد
۱۳۷	۴-۲-۱- تغییر مکانهای ماندگار
۱۳۸	۴-۲-۲- تغییرات فشار آب حفره‌ای در بدنه و پی
۱۳۹	۴-۲-۳- یکپارچگی نواحی فیلتر و زهکش
۱۳۹	۴-۲-۴- یکپارچگی اجزای آب‌بند
۱۴۰	۴-۲-۵- کنترل ارتفاع آزاد سد پس از زلزله
۱۴۰	۴-۳- توصیه‌های طراحی
۱۴۰	۴-۳-۱- ارتفاع آزاد
۱۴۱	۴-۳-۲- بدنه سد

۱۴۱.....	۴-۳-۳- هسته سد
۱۴۲.....	۴-۳-۴- فیلتر، زهکش و نواحی انتقالی
۱۴۳.....	۴-۳-۵- توصیه‌هایی در خصوص نحوه اتصال بدنه سد با فونداسیون، تکیه‌گاهها و سازه‌های جانبی
۱۴۳.....	۴-۳-۶- مقابله با روانگرایی
۱۴۴.....	۴-۳-۷- دیوار آب‌بند
۱۴۴.....	۴-۳-۸- پرده آب‌بند
۱۴۵.....	۴-۳-۹- توصیه‌های در مورد طرح سدهای سنگریز با رویه بتنی
۱۴۵.....	۴-۳-۱۰- سایر توصیه‌ها
۱۴۷.....	فهرست منابع و مراجع

پیوستها

- پیوست ۱- تاریخچه عملکرد لرزه‌ای برخی از سدهای خاکی و سنگریز
- پیوست ۲- دسته‌بندی سدها و محدوده کاربرد هریک از تحلیل‌های لرزه‌ای بر اساس آیین‌نامه‌های بین‌المللی
- پیوست ۳- تبیین جایگاه تحلیل شبه استاتیکی از دیدگاه مراجع گوناگون
- پیوست ۴- تبیین نظرات مختلف پیرامون نحوه تعیین ضریب شبه‌استاتیکی (ضریب زلزله)
- پیوست ۵- حالت‌های مختلف تحلیل پایداری لرزه‌ای و ضرائب اطمینان در مراجع مختلف
- پیوست ۶- جزئیات قابل توجه در انتخاب خصوصیات مصالح برای تحلیل
- پیوست ۷- روابط کاهندگی برای تعیین پارامترهای حرکتی زمین
- پیوست ۸- مثالهای کاربردی

فصل ۱

کلیات

۱-۱- مقدمه

امروزه آب به عنوان یکی از اصلی‌ترین و حیاتی‌ترین بنیان‌های یک کشور در روند توسعه به شمار می‌رود. گسترش جمعیت و نیازهای روزافزون آن از یک سو و محدودیت منابع تأمین آب از سویی دیگر باعث شده تا بر اهمیت این عنصر حیاتی روز به روز افزوده شود. با عنایت به چنین نقش حساس و استراتژیکی که به طور حتم، آب در آینده جهان بازی خواهد کرد، مدیریت صحیح منابع به ویژه در تأمین، ذخیره، توزیع و مصرف آن از اهم مسائل هر کشور محسوب می‌شود. کشور ما نیز از این امر مستثنی نبوده و با توجه به محدودیتهای زیادی که در منابع آبی خود دارد، ایجاد و گسترش زیرساختهای منابع آب و به خصوص احداث سد را به عنوان یکی از اصلی‌ترین سیاست‌های برنامه‌ریزی توسعه خود قراردادده است. تحقق این هدف، با توجه به وسعت کشور و پراکندگی منابع، زمان و سرمایه فراوانی را طلب خواهد کرد. یکی از اصول حفظ و هدایت این سرمایه در مسیر صحیح، رعایت ضوابط و استانداردهای تدوین شده در هر کشور به منظور دستیابی به یک طرح ایمن و در عین حال اقتصادی است. قرارگیری وسعت قابل توجهی از این سرزمین در مناطق مستعد وقوع زلزله‌های متوسط و بزرگ بر اهمیت این موضوع می‌افزاید. علیرغم اینکه مراجع مختلفی مانند ICOLD و FEMA، توصیه‌هایی در مورد کلیات تحلیل و طراحی لرزه‌ای سدهای خاکی ارائه نموده‌اند، تا کنون در کشور ایران مرجعی که به طور خاص به طرح لرزه‌ای این سازه‌ها با توجه به شرایط بومی بپردازد تهیه و تدوین نشده است. از میان سازه‌های آبی مختلف در یک طرح مدیریت منابع آب، سدها با توجه به ابعاد و حجم سرمایه‌ای که برای احداث آنها صرف می‌شود و همچنین نقش اساسی که در این فرآیند ایفا می‌کنند، از اهمیت به سزایی برخوردار هستند. همچنین عوارض و عواقب فاجعه‌بار ناشی از شکست احتمالی سدها، نیاز توجه ویژه به طراحی و ساخت ایمن آنها را دو چندان کرده است. در میان سدهای مختلف نیز سدهای خاکی و سنگریز به واسطه مزیت‌های نسبی که در مقایسه با سایر انواع سدها دارند، دارای جایگاه ویژه‌ای بوده و بخش عمده‌ای از سدهای احداث شده در سطح جهان را (در حدود ۸۳ درصد) به خود اختصاص داده‌اند. از این رو، این راهنما در نخستین گام برای تدوین ضوابط و استانداردهای طرح لرزه‌ای سازه‌های آبی، به ارائه روشها و معیارهای تحلیل و طراحی لرزه‌ای سدهای خاکی و سنگریز خواهد پرداخت.

۱-۲- هدف

هدف این راهنما، ارائه یک مرجع واحد تحلیل و طراحی لرزه‌ای بدنه و پی سدهای خاکی و سنگریز، به منظور ایجاد وحدت رویه در اتخاذ روش‌ها و فرضیات تحلیل و طراحی اینگونه سدها در سطح جامعه مهندسی کشور می‌باشد. در همین راستا، این راهنما تلاش خواهد نمود تا با ارائه مجموعه‌ای از توصیه‌ها، دستورالعمل‌های گردآوری شده از مراجع

مختلف و با بهره‌گیری از تجربیات بومی موجود در این زمینه، روند تحلیل لرزه‌ای سدهای خاکی و سنگریز را در یک مسیر معین هدایت و طراحی هرچه ایمن و اقتصادی‌تر در این بخش را میسر نماید. همچنین از آنجا که به علت پیچیدگی‌های تحلیل‌های دینامیکی، درک و تفسیر نتایج حاصل از آن، سطح نسبتاً بالایی از دانش را طلب می‌نماید، در گردآوری و تدوین مطالب تلاش شده است تا با بیانی ساده، این راهنما در سطح جامعه مهندسين مشاور و با سطوح مختلف تجربه در این خصوص، شکلی کاربردی یافته و بتواند مثمر‌تر واقع گردد.

۳-۱- دامنه کاربرد

این راهنما روشهای متداول در تحلیل و طراحی لرزه‌ای بدنه و پی سدهای خاکی و سنگریز ناحیه‌بندی شده یا همگن، در اندازه‌های کوچک، متوسط و بزرگ را دربر می‌گیرد. همچنین از مهمترین ویژگی‌های این راهنما آن است که کاربرد آن صرفاً محدود به تحلیل و طراحی سدهای در دست طراحی نبوده، بلکه برای ارزیابی وضعیت سدهای ساخته‌شده و در دست بهره‌برداری نیز، قابل استفاده خواهد بود. این راهنما برای تحلیل و طراحی لرزه‌ای سازه‌های وابسته و جانبی سد از قبیل تونل، سرریز، سازه آبگیر، کانالهای انتقال آب، ساختمانهای بهره‌برداری و همچنین شیبهای طبیعی و یا شیروانی‌های ایجاد شده مشرف به مخزن، بدنه و سازه‌های جانبی قابل کاربرد نبوده و موارد مذکور می‌بایست بر اساس مراجع معتبر مرتبط طراحی گردد. سدهای واقع بر روی گسل اصلی فعال، خارج از محدوده شمول این راهنما می‌باشد.

۴-۱- تاریخچه عملکرد سدهای خاکی و سنگریز در زلزله

زلزله در طول تاریخ سرمنشاء بسیاری از خرابی‌ها و تلفات انسانی قابل توجه بوده است. عمده این تلفات در مراکز جمعیتی و به واسطه تخریب ساختمان‌ها صورت گرفته است. با این حال، همواره نگرانی‌های زیادی در خصوص تخریب سازه‌های عظیمی چون سدها، به واسطه زیانهای مالی و جانی قابل توجه ناشی از آن و نیز رها شدن کنترل‌نشده آب به سمت شهرها و روستاهای متمرکز در پایین دست آن وجود داشته است.

آمار زلزله‌های به وقوع پیوسته در سراسر جهان نشان دهنده آنست که سدهای خاکی که تحت تاثیر زلزله قرار گرفته‌اند رفتارهای مختلفی از آسیب و نشست‌های جزئی تا تخریب کامل از خود نشان داده‌اند. بررسی‌ها نشان می‌دهد که کمتر از ۳۰ سد به طور کامل در اثر زلزله تخریب شده‌اند. عمده این تخریبها نیز مربوط به سدهایی بوده که به روش نامناسب ساخته شده (مانند روش هیدرولیکی که در ساخت سدهای باطله مورد استفاده قرار می‌گیرد) و یا آنکه بر روی پی‌های آبرفتی با پتانسیل روانگرایی و یا در شیب‌های بسیار تند که احتمال لغزش‌های سطحی در آنها وجود دارد، واقع بوده‌اند.

به استناد همین آمار، سدهای خاکی که به نحو مناسب ساخته شده‌اند، به طور کلی در مقابل زلزله رفتار مناسبی را از خود نشان داده‌اند. اما باید به این نکته نیز توجه داشت که تعداد محدودی از سدهای بزرگ تحت تاثیر زمین لرزه‌های قوی و یا زلزله‌های پایه طراحی قرار گرفته‌اند. لذا نمی‌توان عنوان کرد که تمامی سدهای خاکی در برابر زلزله ایمن هستند، کما اینکه در بسیاری از مناطق لرزه‌خیز دنیا حتی سدهای موجود مجدداً مورد بازنگری قرار گرفته و تا حد امکان تلاش می‌گردد با اتخاذ تدابیری، احتمال خرابی آنها در برابر زلزله کاهش یابد. در پیوست ۱ عملکرد برخی از سدهای خاکی احداث شده در سراسر جهان تحت تأثیر زلزله مورد بررسی قرار گرفته است.

با توجه به بررسی‌های انجام شده می‌توان آسیب‌پذیری سدهای خاکی را بدین شرح دسته‌بندی کرد:

- لغزش شیروانیهای بالادست و پایین‌دست
- گسترش ترک‌های طولی در امتداد محور سد که در صورت عبور از هسته و فیلترها و نفوذ آب باران به داخل ترکها ممکن است منجر به لغزش‌های بعدی گردد.
- کاهش یا از بین رفتن ارتفاع آزاد در اثر نشست سد در طول زلزله
- بروز ترک‌های عرضی به دلیل نشست‌های نامساوی که در طول زلزله با توجه به پاسخ‌های مختلف عناصر سازه‌ای تشدید می‌شوند. وقوع این ترکها می‌تواند به مسیری برای جریان آب از بالادست به پایین‌دست سد بیانجامد.
- فرسایش داخلی در بدنه سد، پس از پیدایش ترک عرضی در آن
- افزایش فشار آب حفره‌ای در هسته، پوسته و پی و وقوع پدیده روانگرایی (در صورت مستعد بودن مصالح)
- شکست و گسیختگی در سد به علت وجود گسل اصلی (فعال) در ساختگاه سد
- لغزش شیب‌های مشرف به مخزن سد و ایجاد امواج و در نهایت روگذری آب از سد
- شکست، آسیب و یا انسداد سرریز، تونل تخلیه‌کننده، سازه‌های آبگیر یا دریچه‌ها، در اثر زلزله یا لغزش شیبهای مشرف به آنها

عوامل دیگری نیز ممکن است در طول زلزله و بعد از آن بروز نماید، از جمله کاهش مقاومت مصالح و وقوع پدیده گسیختگی‌های پیشرونده^۱ بر اثر بازتوزیع فشارهای آب حفره‌ای در بدنه سد، که می‌تواند منجر به خرابی و گسیختگی سدهای خاکی شود. در فصل‌های بعد، به ویژه در فصل طراحی، به جزئیات مربوط به طراحی سدها و خاکریزها جهت مقابله با این پدیده‌ها اشاره خواهد شد.

^۱ Progressive failures

۱-۵- انواع روشهای تحلیل لرزه‌ای سدهای خاکی

به طور کلی دو روش متفاوت جهت ارزیابی پایداری و عملکرد سدهای خاکی و سنگریز در زمان زلزله مورد استفاده قرار می‌گیرد. این روشها در اغلب موارد مکمل یکدیگر بوده و ارزیابی نهایی بر اساس مجموع نتایج حاصل از آنها صورت می‌پذیرد.

روش اول که از قدمت بیشتری برخوردار بوده و امروزه در طراحی سدهای خاکی و سنگریز کاربرد فراوان یافته، روش شبه استاتیک^۲ است.

روش دوم، استفاده از تحلیلهای دینامیکی است که با به کارگیری روشهای تحلیل عددی، نظیر اجزاء محدود و یا روش تفاضلهای محدود، انجام می‌گیرد و در صورت امکان دسترسی به اطلاعات کافی از رفتار دینامیکی خاک، بالطبع نتایج واقع‌بینانه‌تری را از پاسخ لرزه‌ای سد به دست خواهد داد.

علاوه بر این، روشهای ساده‌ای از قبیل بلوک لغزش نیومارک برای تخمین تقریبی میزان جابجایی‌های ماندگار در بدنه سد در اثر زلزله وجود دارد. در این روش‌ها از نتایج روشهای فوق به منظور تخمین جابجایی‌ها استفاده می‌شود.

۱-۵-۱- روش تحلیل شبه استاتیک

ساده‌ترین راه در تحلیل رفتار یک سازه در زلزله، روش شبه استاتیک است. این روش نسبت به سایر روشهای تحلیل لرزه‌ای، متداول‌تر و به لحاظ قدمت، قدیمی‌تر است. در این روش پتانسیل لغزش یک توده خاک با استفاده از روشهای مختلف تحلیل پایداری، مانند روش قطعات، مورد بررسی قرار گرفته و با اعمال یک ضریب زلزله افقی و یا قائم (بر حسب نیاز) ضریب اطمینان پایداری آن در مقابل لغزش محاسبه می‌گردد. در واقع، در این روش اثر زلزله به صورت استاتیکی و با اعمال نیروهایی که از حاصل ضرب ضرایب زلزله در وزن توده لغزنده در دو امتداد افق و قائم به دست می‌آید، در تحلیل لحاظ می‌شود. قدمت استفاده از این روش به قبل از سال ۱۹۵۰ باز می‌گردد. بنابراین می‌توان چنین استنتاج نمود که بسیاری از سدهای جهان که هم اکنون مورد بهره‌برداری قرار گرفته‌اند، توسط این روش طراحی شده‌اند. استفاده گسترده از روش شبه استاتیک کماکان نیز ادامه دارد. از جمله مهمترین دلایل آن می‌توان به سادگی درک مفاهیم و سهولت کاربرد اشاره کرد که موجب شده، علی‌رغم پیشرفت‌هایی که در زمینه تحلیل‌های به مراتب دقیق‌تر و ابزار مورد نیاز آن بوجود آمده است، همچنان از سوی مهندسان مورد استفاده قرار گیرد.

نحوه استفاده از این روش، مزایا، معایب و محدودیتهای کاربرد آن به طور مبسوط در فصل دوم ارائه خواهد شد.

^۲ Pseudo Static

۱-۵-۲- روش تحلیل دینامیکی

در مقابل روش نسبتاً ساده شبه استاتیک، روشهای پیچیده‌تری وجود دارند که در آنها پاسخ سازه در طول زلزله با استفاده از روشهای عددی (مانند اجزاء محدود یا تفاضل محدود) مورد بررسی و تحلیل قرار می‌گیرد. از این روش عموماً با نام روش تحلیل دینامیکی یاد می‌شود.

از مهمترین مزایای این روش در مقایسه با روش شبه استاتیک، اعمال اثر تنشهای اولیه، تاثیر پارامترهای رفتاری مصالح در پاسخ سازه، تغییر مقاومت برشی در طول زلزله، اثر پارامترهای زلزله شامل دامنه، محتوای فرکانسی و مدت دوام زلزله و همینطور امکان تخمین افزایش فشار آب حفره‌ای در طول زلزله است. از این روشها، برای کنترل طراحی اولیه (که بر اساس تحلیل شبه استاتیک انجام شده) استفاده می‌شود.

البته این روشها دارای محدودیتها و مشکلاتی نیز هستند. از جمله آنها می‌توان به عدم قطعیت در کمیت‌های ورودی تحلیل همانند نوع مدل رفتاری مصالح و مقدار پارامترهای مورد نیاز آن، ابهام در پارامترهای زلزله‌های ورودی و همینطور محدودیت‌های نرم افزاری اشاره نمود که به طور جداگانه و مفصل در قسمت‌های مختلف فصل سوم مورد مطالعه و ارزیابی قرار می‌گیرند.

۱-۵-۳- روش تحلیل تغییر مکان لرزه‌ای بلوک لغزشی

در کنار دو روش فوق، روش‌های ساده دیگری هستند که به عنوان یک روش مجزا مطرح نبوده و در تکمیل دو روش اول می‌تواند برای محاسبه تغییر مکانهای ماندگار سد مورد استفاده قرار گیرند. در اینگونه تحلیل‌ها با استفاده از برخی مشخصات نظیر پارامترهای لرزه‌ای و ضرایب آستانه لغزش، می‌توان میزان تغییر مکان‌های ماندگار حاصل از زلزله را محاسبه نمود. روش‌های تحلیل تغییر مکان لرزه‌ای به ویژه در تکمیل تحلیل‌های شبه استاتیک با توجه به محدودیت‌های این روش در تخمین میزان نشست‌های حاصل از زلزله می‌تواند کاربردهای فراوانی داشته باشد. از میان این روشها، روش بلوک لغزشی نیومارک در ترکیب با تحلیل‌های دینامیکی خطی و یا معادل خطی برای تخمین میزان تغییر شکل ماندگار سد مورد استفاده قرار می‌گیرد.

از آنجاییکه این روشها عمدتاً بر اساس روشهای تحلیل دینامیکی می‌باشند بدین سبب در فصل سوم به معرفی و نحوه استفاده از آنها پرداخته خواهد شد.

۱-۶- محدوده کاربرد روشهای مختلف تحلیل لرزه‌ای

میزان مخاطرات و خسارات ناشی از تخریب احتمالی سد، تابع عوامل مختلفی همچون بزرگی ارتفاع و حجم مخزن و نیز میزان تمرکز جوامع انسانی، صنایع، زمین‌های کشاورزی و تأسیسات زیرساختی در محدوده سد می‌باشد. هرچقدر اندازه یک سد از نظر ارتفاع و یا حجم مخزن بزرگتر یا هزینه‌های انسانی، اقتصادی، اجتماعی و فرهنگی که به واسطه تخریب احتمالی سد رخ می‌دهد بیشتر باشد بر میزان اهمیت سد افزوده شده و به تبع آن حجم بیشتری از مطالعات و

تحلیل‌ها را طلب خواهد کرد. در نتیجه، نوع و گستردگی تحلیل‌های مورد نیاز برای هر سد باید متناسب با درجه اهمیت آن باشد. نحوه تعیین درجه اهمیت و درجه خطرپذیری سد در مراجع مختلف با توجه به شرایط هر کشور یا منطقه‌ای متفاوت بوده که برخی از مهمترین این دسته بندی‌ها در پیوست ارائه شده است. در این راهنما پیشنهاد می‌شود از روش ارائه شده ذیل که متناسب با شرایط بومی کشور می‌باشد استفاده گردد.

۱-۶-۱- دسته‌بندی سد بر اساس اندازه

سدها از نظر اندازه براساس ارتفاع و حجم مخزن، مطابق جدول (۱-۱)، به سه دسته تقسیم می‌شوند:

۱- سد کوچک: به سدهایی اطلاق می‌شود که ارتفاع آنها کمتر از ۱۵ متر و حجم مخزن آنها کمتر از ۱ میلیون مترمکعب باشد.

۲- سد متوسط: سدهای با حجم مخزن کمتر از ۵ میلیون مترمکعب و ارتفاع بین ۱۵ تا ۳۰ متر در رسته سدهای متوسط قرار دارند. همچنین سدهایی با ارتفاع کمتر از ۱۵ متر که حجمی در حدود ۱ تا ۵۰ میلیون مترمکعب را دارا هستند جزء سدهای متوسط هستند.

۳- سد بزرگ: سدهایی با ارتفاع بیش از ۳۰ متر و یا حجم مخزن بیش از ۵۰ میلیون مترمکعب را شامل می‌شود. همچنین سدهایی با ارتفاع ۱۵ تا ۳۰ متر و حجم مخزن ۵ تا ۵۰ میلیون مترمکعب نیز در این دسته از سدها طبقه بندی می‌شود.

جدول ۱-۱- دسته‌بندی سدهای خاکی و سنگریز بر اساس اندازه سد

ارتفاع سد (متر)	حجم مخزن (میلیون متر مکعب)			
	۰ تا ۱	۱ تا ۵	۵ تا ۵۰	>۵۰
۰ تا ۱۵	۱	۲	۲	۳
۱۵ تا ۳۰	۲	۲	۳	۳
>۳۰	۳	۳	۳	۳

۱: سد کوچک، ۲: سد متوسط، ۳: سد بزرگ

۱-۶-۲- درجه‌بندی اهمیت سد براساس پتانسیل خطر

به منظور دستیابی به یک طرح موفق و ایمن و در عین حال اقتصادی همواره لازم است پتانسیل خطر^۳ سد در اثر عملکرد نامطلوب آن تعیین شود. بدین ترتیب با مشخص شدن میزان اهمیت سد و آثار و تبعات خرابی احتمالی آن می‌توان نسبت به انتخاب نوع تحلیل‌های مورد نیاز اقدام نمود.

³ Hazard rating

همچنین لازم به ذکر است در صورتیکه در طول عمر سد تغییراتی در طرح یا عوامل تاثیرپذیر از خرابی سد صورت گیرد که منجر به بالاتر رفتن اهمیت سد گردد، لازم است پس از ارزیابی مجدد، نسبت به بازبینی طرح و احتمالاً ایمن‌سازی آن اقدام گردد.

پتانسیل خطر سد بر اساس معیارهای جدول (۱-۲) تعیین می‌شود. با توجه به اینکه یک سد می‌تواند پتانسیل‌های خطر متفاوتی از نظر تلفات جانی، آثار اقتصادی، فرهنگی و زیست محیطی داشته باشد، باید بالاترین پتانسیل خطر بدست آمده از جنبه‌های مختلف را به عنوان «پتانسیل خطر» سد انتخاب نمود.

جدول ۱-۲- میزان پتانسیل خطر سد بر اساس تبعات و عواقب احتمالی ناشی از آسیب آن در زلزله

پتانسیل خطر سد			اثرات نامطلوب مورد انتظار بر اثر خرابی سد
کم	متوسط	بالا	
انتظار تلفات جانی نمی‌رود. (کمتر از ۱۰ نفر تخلیه شوند)	به علت محدودیت تمرکز جوامع انسانی، تلفات جانی قابل توجهی انتظار نمی‌رود. (کمتر از ۱۰۰ نفر تخلیه شوند)	به علت وجود جوامع انسانی گسترده انتظار تلفات جانی چشمگیر می‌رود. (بیش از ۱۰۰ نفر تخلیه شوند)	تلفات جانی
خسارت اقتصادی قابل توجهی وجود ندارد. ولی احتمال تخریب محدود زمینهای کشاورزی و راههای فرعی و تأسیسات معدنی و... به صورت محدود وجود دارد.	خسارت اقتصادی قابل توجه مانند تخریب راهها و ریلهای درجه دو، تأسیسات وابسته به سد، زمین‌های کشاورزی و صنایع محدود و...	خسارت اقتصادی بسیار قابل توجه مانند تخریب راهها و ریلهای اصلی، زمین‌های وسیع کشاورزی و صنایع و تأسیسات زیربنایی و ملی، خود سد یا سدهای پایین دست و...	آثار اقتصادی
عدم وجود آثار خاص ملی و فرهنگی	وجود آثار ملی و فرهنگی محدود و با اهمیت کم	تخریب گسترده و جبران ناپذیر محیط زیست و آثار ملی- فرهنگی	آثار فرهنگی و زیست محیطی

۱-۶-۳- تحلیل‌های مورد نیاز در طرح لرزه‌ای سدها

حداقل تحلیل‌های لرزه‌ای مورد نیاز برای ارزیابی پایداری و عملکرد سد تحت زلزله، بر اساس درجه اهمیت سد (اندازه و پتانسیل خطر)، مطابق جدول (۱-۳) تعیین می‌شود. در خصوص کفایت تحلیل‌های مذکور، لازم است بر اساس شرایط خاص هر سد، گروه طراحی بر پایه قضاوت مهندسی تصمیم‌گیری نماید.

لازم به ذکر است تحلیل‌های لرزه‌ای مذکور در جدول (۱-۳) با فرض این است که مصالح پی سد، سنگی یا از نوع آبرفت متراکم باشد. در صورتیکه احتمال وقوع روانگرایی در مصالح پی یا بدنه سد وجود داشته باشد، ضروری است تحلیل‌های لازم برای ارزیابی رفتار روانگرایی مصالح در حین زلزله و پس از آن بر اساس مطالب فصلهای آتی انجام گردد.

جدول ۱-۳- حداقل تحلیل مورد نیاز برای طرح لرزه‌ای سدهای خاکی و سنگریز

طبقه‌بندی سد	پتانسیل خطر		
	کم	متوسط	بالا
کوچک	۱	۱	۲
متوسط	۱	۲	۳
بزرگ	۳	۳	۳

۱- لزوم انجام تحلیل شبه استاتیک

۲- لزوم انجام تحلیل شبه استاتیک و تحلیل برآورد تغییر مکان لرزه‌ای

۳- لزوم انجام تحلیل شبه استاتیک، تحلیل برآورد تغییر مکان لرزه‌ای و انجام تحلیل دینامیکی

برای سدهای با ارتفاع بیش از ۱۵۰ متر و یا حجم مخزن بیش از ۲ میلیارد مترمکعب، لازم است کمیته ویژه‌ای برای ارزیابی عملکرد لرزه‌ای این سدها تشکیل گردد و نیاز استفاده از آزمایش‌های مدل سد نظیر سانتریفوژ بررسی گردد. برای سدهای با ارتفاع بیش از ۱۰۰ متر واقع در مناطق با لرزه‌خیزی بالا توصیه می‌شود در انتهای مطالعات مرحله اول (مطالعات مرحله شناخت) بر روی گزینه منتخب بدنه، تحلیل دینامیکی با پارامترهای در دسترس مصالح انجام گردد تا در صورت عملکرد لرزه‌ای نامطلوب، سایر گزینه‌های بدنه مجدداً ارزیابی گردد. برای سدهای با ارتفاع کمتر یا واقع در مناطق با لرزه‌خیزی کم انجام تحلیل‌های پایداری سد به روش شبه استاتیک در این مرحله از مطالعات کفایت می‌کند.

فصل ۲

تحليل شبه استاتيكي

۲-۱- مقدمه

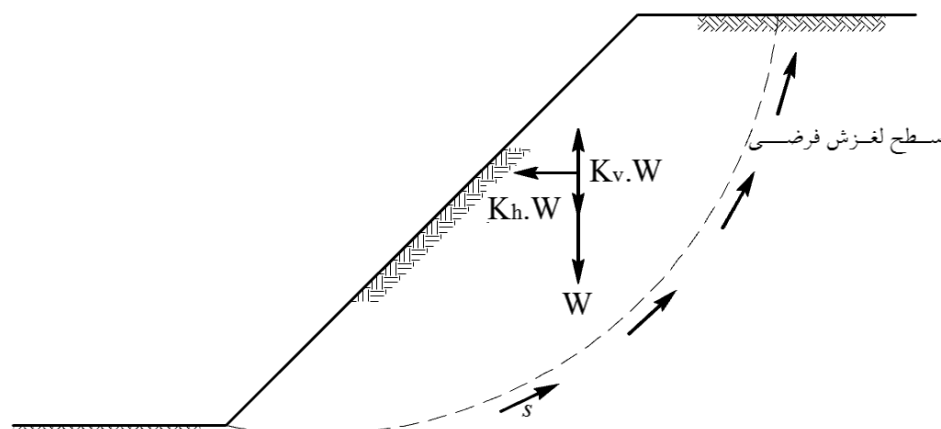
به طور کلی تحلیل سدهای خاکی و سنگریز در سه محور اصلی تحلیل تراوش، تحلیل پایداری شیروانی و تحلیل تنش-کرنش قابل دسته‌بندی است. تحلیل شبه‌استاتیکی بخشی از تحلیل پایداری شیروانی‌های سد به شمار می‌آید که به بررسی وضعیت ایستایی لرزه‌ای و میزان ضریب اطمینان وقوع لغزش در شیب‌های بدنه سد در حین بارگذاری زلزله می‌پردازد.

در ارزیابی پایداری سدهای خاکی تا قبل از سال ۱۹۶۵، تحلیل شبه‌استاتیک تنها روش مورد استفاده به شمار می‌رفت. از سال ۱۹۶۵ به بعد، ضمن توسعه روشهای شبه‌استاتیکی، روشهای تحلیل دینامیکی نیز به تدریج مورد استفاده طراحان قرار گرفتند. هرچند روند پیشرفت و توسعه روشهای تحلیل عددی و دینامیکی و اقبال عمومی به این روشها همچنان ادامه دارد، اما روشهای تحلیل شبه‌استاتیک به دلیل سادگی مفاهیم و سهولت کاربرد، همچنان به عنوان یکی از پرکاربردترین روشهای تحلیل لرزه‌ای به خصوص برای طراحی اولیه سد و به نوعی به عنوان پیش نیاز تحلیل‌های دینامیکی در یک سد، جایگاه خود را حفظ نموده است. در بسیاری از آیین نامه‌ها و دستورالعمل‌های معتبر بین المللی برای طراحی سدها، روش شبه‌استاتیک به عنوان یک راهکار مناسب برای تحلیل لرزه‌ای پذیرفته شده است.

۲-۱-۱- اصول روش شبه‌استاتیک

به طور کلی اساس روش شبه‌استاتیک بر معادل‌سازی بارگذاری حاصل از ارتعاشات زلزله با یک بار استاتیکی استوار گشته است. در حالی که بارهای ناشی از یک زلزله طی لحظات بسیار کوتاهی اعمال شده و تغییر جهت و مقدار می‌دهد، در این روش، بار استاتیکی معادل همواره از جهت و مقدار ثابتی برخوردار بوده و به صورت دائمی اعمال می‌گردد. در تحلیل شبه‌استاتیک سدهای خاکی و سنگریز پس از محاسبه و اعمال این نیرو بر مرکز جرم یک توده لغزشی فرضی، ایستایی و ضریب اطمینان آن در مقابل لغزش با استفاده از روشهای مختلف تحلیل پایداری (مشابه حالت استاتیکی) بررسی و محاسبه می‌گردد. با تکرار این محاسبات، توده‌ای از یک شیروانی که کمترین ضریب اطمینان را داشته باشد به عنوان توده بحرانی در تحلیل شبه‌استاتیک معرفی می‌گردد. در صورتی که ضریب اطمینان این توده کمتر از مقادیر مجاز شود لازم است با اعمال تمهیداتی از جمله کاهش شیب، تغییر ناحیه‌بندی بدنه و یا تغییر مشخصات مصالح و تکرار محاسبات نسبت به بهبود شرایط اقدام نمود.

در اینگونه تحلیل‌ها معمولاً نیروی شبه‌استاتیک در جهت افقی و به سمت بیرون شیب در نظر گرفته می‌شود. این شرایط در حالت کلی بحرانی‌ترین شرایط برای پایداری یک شیب به شمار می‌آید. با این حال اعمال مؤلفه نیروی شبه‌استاتیکی حاصل از زلزله در جهت قائم نیز امکان‌پذیر است. در این صورت تحلیل پایداری بر اساس اثر همزمان مؤلفه‌های قائم و افقی زلزله صورت می‌پذیرد. شکل (۲-۱) شمایی کلی از نیروهای وارد بر یک شیروانی خاکی را در یک تحلیل شبه‌استاتیک نشان می‌دهد.



شکل ۲-۱- نحوه تأثیر نیروهای حاصل از زلزله بر پایداری شیروانی

نیروهای شبه‌استاتیکی بر اساس روابط زیر محاسبه می‌گردند:

$$F_h = \frac{a_h \cdot W}{g} = K_h \cdot W \quad (۱-۲)$$

$$F_v = \frac{a_v \cdot W}{g} = K_v \cdot W \quad (۲-۲)$$

در این روابط:

a_h و a_v به ترتیب شتابهای قائم و افقی شبه‌استاتیک زلزله

K_h و K_v به ترتیب ضرایب زلزله قائم و افقی بدون بعد شبه‌استاتیکی

W وزن توده لغزشی مفروض

چگونگی محاسبه ضریب شتاب شبه‌استاتیک و تعاریف مختلف ضرائب اطمینان و همچنین نحوه انتخاب روشهای مناسب حل معادلات تعادل حدی به طور مفصل در بخشهای ۲-۲ و ۳-۲ بیان شده است.

۲-۱-۲- محدودیت‌ها و مزایای روش شبه‌استاتیک

روش شبه‌استاتیک با وجود قدمت و سادگی به کارگیری آن دارای معایب و کاستی‌هایی است که استفاده مطلق از آن را در تحلیل‌های لرزه‌ای با محدودیتهایی مواجه ساخته است. از آن جمله می‌توان به موارد زیر اشاره نمود:

- استفاده از روش تعادل حدی برای تحلیل شبه‌استاتیکی؛ ارزیابی پایداری لرزه‌ای بدنه و پی سدهای خاکی و سنگریز با استفاده از روش تعادل حدی انجام می‌گیرد. لذا محدودیتهای روش تعادل حدی ناگزیر در تحلیل‌های شبه‌استاتیکی نیز منعکس می‌گردد. برخی از این محدودیت‌ها عبارتند از: عدم در نظر گرفتن رفتار تنش-کرنش مصالح خاکی، عدم در نظر گرفتن میرایی و جذب انرژی توسط پی و بدنه سد، عدم امکان محاسبه و اعمال تغییرات تنش حاصل از تغییرات فشار آب حفره‌ای در حین زلزله، عدم امکان محاسبه مستقل تغییر شکل، عدم امکان بررسی مستقیم پدیده‌هایی نظیر روانگرایی و شکست هیدرولیکی.

- در نظر گرفتن سد به صورت یک جسم کاملاً صلب و در نتیجه اعمال شتاب یکسان در تمامی نقاط بدنه سد؛ این در حالی است که رفتار سدهای خاکی در برابر بارهای حاصل از زلزله به صورت یک جسم صلب نبوده و بسته به مشخصات هندسی و مکانیکی مصالح بدنه و پی، عکس‌العمل‌های متفاوتی را نسبت به تحریکهای زمین از خود نشان می‌دهند. استفاده از ضرایب شبه‌استاتیک متغیر در ارتفاع از جمله راهکارهایی است که برای حل این مسأله پیشنهاد شده است.
- عدم تغییر شتاب در طول زمان؛ در اینگونه تحلیل‌ها بر خلاف آنچه در واقعیت رخ می‌دهد جهت و مقدار اعمال شتابهای شبه‌استاتیک ثابت بوده و در طول زمان تغییر جهت و مقدار نمی‌دهد.
- صعوبت تخمین ضریب زلزله شبه‌استاتیکی به گونه‌ای که بتواند بیانگر کلیه خصوصیات زلزله طرح باشد. یک زلزله دارای ویژگی‌هایی نظیر محتوای فرکانسی، شتاب متغیر با زمان و ... می‌باشد که امکان ارائه یک عدد ثابت به عنوان نماینده کل ویژگی‌های آن زلزله تقریباً غیرممکن است.
- علی‌رغم تمامی محدودیتهای فوق استفاده از روش شبه‌استاتیک بنابر دلایل زیر همچنان در طراحی لرزه‌ای سدها متداول و مرسوم می‌باشد.
- سادگی درک مفاهیم و سهولت به کارگیری و استفاده از آن؛ این در حالی است که تحلیلهای عددی پیشرفته از نظر مفهومی و نظری بسیار پیچیده‌تر و به کارگیری آنها بسیار مشکل‌تر و نیازمند امکانات و نرم‌افزارهای پیشرفته‌تری است.
- پشتوانه تجربه استفاده از روش شبه‌استاتیک؛ با توجه به کثرت استفاده، شناخت و تجربه نسبتاً خوبی که در مورد روش شبه‌استاتیک در جامعه مهندسی وجود دارد می‌توان برخی از کاستی‌های این روش را به طور نسبی در تحلیل‌ها با استفاده از قضاوت مهندسی مرتفع نمود.
- امکان انجام تحلیل در زمان کوتاه؛ معمولاً در فاز مطالعاتی طرح، جانمایی‌های مختلف و گزینه‌های متفاوتی از نظر نوع و هندسه برای یک سد مطرح است. تحلیلهای شبه‌استاتیک در مدت زمان کوتاه قادرند برای هر یک از این گزینه‌ها سطوح لغزش متعددی را مورد بررسی قرار داده و ضرائب اطمینان را در حالات مختلف به دست دهند. این درحالی است که انجام آنالیزهای دینامیکی برای هر گزینه به تنهایی دشوار و در عین حال زمان‌بر و غیر اقتصادی خواهد بود.
- امکان دستیابی نسبتاً آسان به پارامترهای ژئوتکنیکی مورد نیاز این روش؛ پارامترهای مورد نیاز برای تحلیل شبه‌استاتیک از پیچیدگی‌های کمتری نسبت به سایر تحلیل‌ها برخوردار بوده و امکان تعیین آنها با آزمایشهای متداول ژئوتکنیک میسر است و نیازی به آزمایشهای دینامیکی خاص که در مطالعات مرحله اول طرح دستیابی به آنها ممکن و یا اقتصادی نمی‌باشد، نیست.

۲-۱-۳- الزام استفاده از روش شبه‌استاتیک در طراحی لرزه‌ای سدهای خاکی و سنگریز

انجام تحلیل لرزه‌ای به روش شبه‌استاتیک برای کلیه سدهای خاکی و سنگریز مورد شمول این راهنما در هر دو مرحله اول و دوم مطالعاتی الزامی است. لازم به ذکر است که در خصوص بسیاری از انواع سدها تحلیل شبه‌استاتیک به تنهایی کافی نبوده و لازم است مطابق بند ۱-۶-۳ این راهنما سایر تحلیل‌های لرزه‌ای مورد نیاز در مورد آنها انجام شود. در سدهایی که پی آن دارای پتانسیل روانگرایی می‌باشد، لازم است ضمن توجه به مفاد بخش ۳-۷ از فصل سوم، تحلیل شبه‌استاتیک بر اساس پارامترهای اصلاح شده انجام شود.

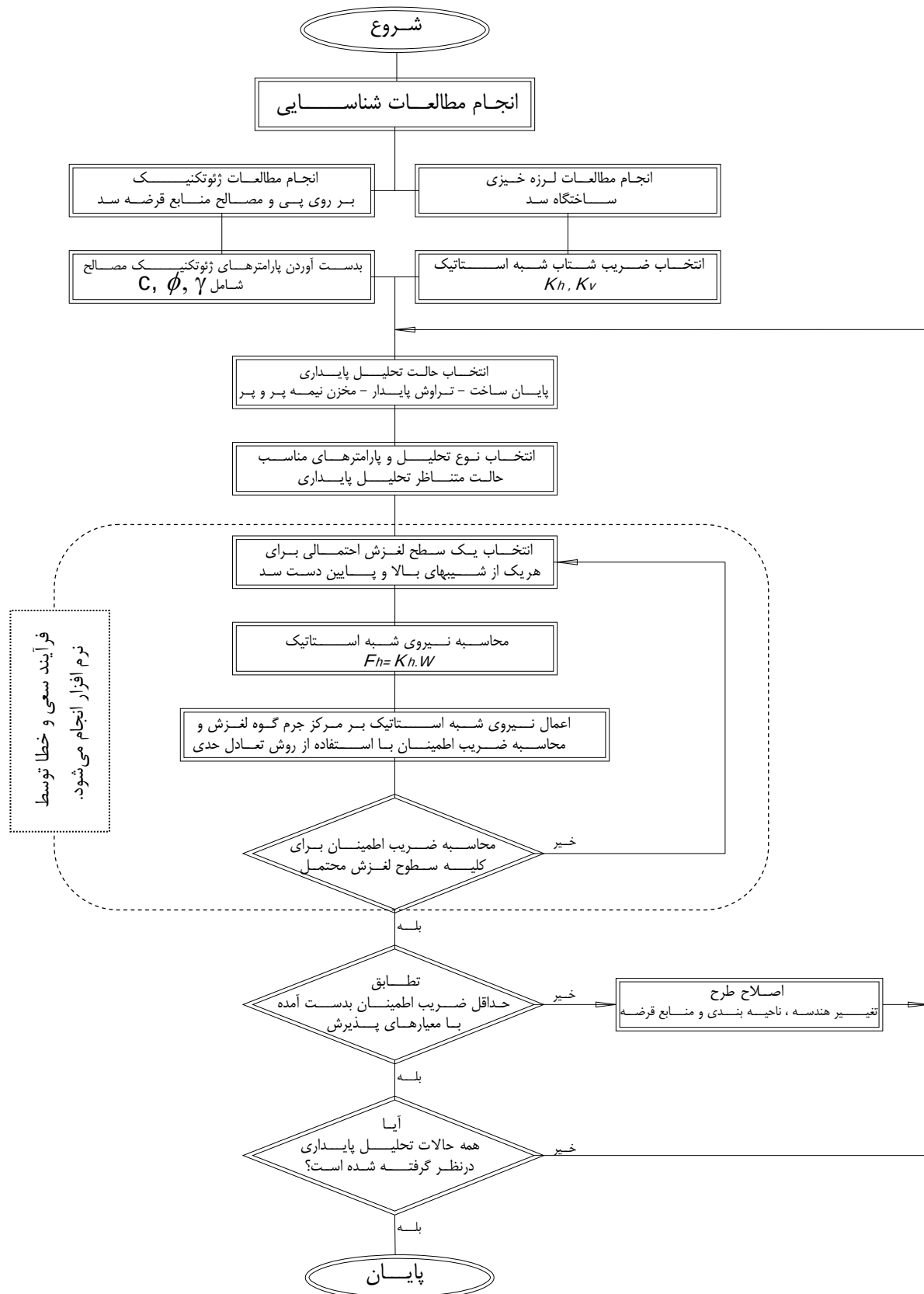
۲-۱-۴- مراحل انجام تحلیل لرزه‌ای به روش شبه‌استاتیک

شکل (۲-۲) نمودار مراحل انجام تحلیل لرزه‌ای به روش شبه‌استاتیک را به طور خلاصه نشان می‌دهد. لازم به ذکر است که با توجه به تعدد سطوح لغزش محتمل و زمان‌بر بودن حل معادلات تعادل حدی و محاسبه ضریب اطمینان، فرآیند سعی و خطای مورد نیاز در این روش برای جستجو و یافتن سطح لغزش بحرانی و کمترین ضریب اطمینان، اغلب به کمک نرم‌افزارهای موجود در این زمینه به سادگی و در کوتاهترین زمان انجام می‌گیرد.

۲-۲- ضریب شتاب شبه‌استاتیک (ضریب زلزله)^۴

مطابق روابط (۱-۲) و (۲-۲) انتخاب ضریب شتاب شبه‌استاتیک یا ضریب زلزله مهمترین مرحله در انجام تحلیل‌های شبه‌استاتیک به شمار می‌آید. با مشخص شدن این ضریب، دستیابی به ضریب اطمینان پایداری لرزه‌ای شیروانی‌های سد با انجام یک تحلیل پایداری به سهولت امکان‌پذیر خواهد بود. به سبب وابستگی میزان ضریب اطمینان ایستایی شیب به مقادیر این ضریب، لازم است ضمن مطالعه و شناخت بیشتر عوامل مؤثر بر این پارامتر، حداکثر دقت در تعیین آن به کار گرفته شود؛ چراکه انتخاب مقادیر دست‌بالای این شتاب منجر به افزایش هزینه‌های ساخت سد و بعضاً غیر اقتصادی شدن آن و استفاده از مقادیر دست‌پایین نیز غیرایمن شدن طرح را به دنبال خواهد داشت.

^۴ Seismic Coefficient



شکل ۲-۲- نمودار مراحل انجام تحلیل لرنه‌ای به روش شبه‌استاتیک

۲-۲-۱- عوامل مؤثر بر تعیین ضریب شتاب شبه‌استاتیک

ضریب زلزله یا ضریب شتاب شبه‌استاتیک، به طور کلی تابع عوامل ذیل می‌باشد:

- شرایط لرزه‌خیزی ساختگاه
- طول عمر مفید سد
- درجه اهمیت سد و مخاطرات و خسارات احتمالی در صورت خرابی سد
- شرایط هندسی بدنه و پی سد
- خصوصیات فیزیکی و مکانیکی مصالح بدنه و پی

روش‌های مختلفی برای تخمین ضریب زلزله پیشنهاد شده است که هر یک قادر به در نظرگیری یک یا چند عامل فوق‌الذکر می‌باشد. گروهی از محققین و مراجع با پیشنهاد اتخاذ یک مقدار ثابت برای ضریب زلزله، صرفاً به ارائه محدوده مقادیر ضریب زلزله (مثلاً بین ۰/۱ تا ۰/۱۵) بدون اشاره به هیچ‌یک از عوامل مؤثر بر آن بسنده نموده‌اند. برخی دیگر یک ضریب زلزله ثابت به صورت کسری از حداکثر شتاب زلزله طرح که خود تابع عواملی نظیر لرزه‌خیزی ساختگاه، طول عمر و درجه اهمیت سد می‌باشد، پیشنهاد می‌کنند. برخی روش‌ها با لحاظ نمودن اثرات هندسه بدنه سد، ضریب زلزله را به صورت متغیر (افزایشی) در ارتفاع توصیه نموده‌اند. این روش‌ها به اختصار در پیوست ۴ معرفی شده است.

روش‌های دیگری نیز وجود دارد که اثرات جنس مصالح و هندسه بدنه و پی سد را نیز در تخمین ضریب زلزله اعمال می‌نمایند. تعدادی از این روش‌ها مبتنی بر تئوری انتشار موج می‌باشد، که در نهایت به تاریخچه زمانی ضریب زلزله و یا تاریخچه زمانی ضریب اطمینان منجر می‌شود. با توجه به تغییرات ضریب اطمینان یا ضریب زلزله در طول زمان، ارزیابی پایداری لرزه‌ای سد به سهولت امکان‌پذیر نبوده و نیازمند تفسیر نتایج و تحلیل‌های تکمیلی می‌باشد.

در این راهنما، ضریب زلزله به صورت یک عدد ثابت در ارتفاع و معادل کسری از زلزله طرح توصیه می‌شود. علت انتخاب این روش عمومیت آن در اغلب مراجع، سهولت نسبی تعیین ضریب زلزله و سادگی استفاده از آن در تحلیل‌های پایداری می‌باشد. در روش پیشنهادی سه عامل لرزه‌خیزی ساختگاه، طول عمر و درجه اهمیت سد در نظر گرفته شده و از اثرات هندسه و جنس مصالح بدنه و پی سد چشم‌پوشی شده است.

در هر حال برای سدهای با اهمیت زیاد در مطالعات مرحله دوم، توصیه می‌شود از روشهای شتاب متغیر در ارتفاع نیز استفاده شود.

۲-۲-۲- تعیین ضریب شتاب شبه‌استاتیک افقی

یکی از متداول‌ترین روشهای تعیین ضریب شتاب شبه‌استاتیک انتخاب مقدار آن بر اساس حداکثر میزان شتاب زمین (PGA^5) در طی یک زلزله با سطح خطر مشخص و بر اساس رابطه (۲-۳) می‌باشد:

⁵ Peak Ground Acceleration

$$K_h = \frac{\alpha \times PGA}{g} \quad ; \quad \frac{1}{3} \leq \alpha \leq \frac{1}{2} \quad (3-2)$$

در این رابطه α به صورت یک ضریب ثابت در محدوده $0/33$ تا $0/5$ توصیه می‌شود. شتاب PGA نیز معادل شتاب بیشینه زمین در صورت رخداد زلزله طرح^۶ می‌باشد که عموماً در سدهای متعارف بر مبنای سطح خطر^۷ MDE (حداکثر زلزله طراحی) در نظر گرفته می‌شود.

زلزله مربوط به سطح خطر MDE طی مطالعات لرزه‌خیزی ساختگاه سد بر اساس طول عمر مفید و درصد احتمال وقوع این سطح از زلزله محاسبه می‌شود. در این محاسبات معمولاً طول عمر سدها بین ۵۰ تا ۱۰۰ سال و درصد وقوع زلزله MDE بین ۵ تا ۱۰ درصد در طول این مدت در نظر گرفته می‌شود. انتخاب هریک از این پارامترها در یک سد اصولاً تابعی از درجه اهمیت سد و اقتصاد طرح و تبعات اقتصادی، اجتماعی و زیست‌محیطی است که در صورت آسیب آن در زلزله انتظار می‌رود. تصمیم‌گیری در این خصوص بر عهده دست‌اندرکاران طرح از قبیل سرمایه‌گذار، کارفرما، مشاور و با توجه ویژه به افکار عمومی صورت خواهد گرفت. در صورت ضرورت و با توجه به ویژگی‌های پروژه امکان افزایش سطح خطر زلزله طرح تا سطح خطر^۸ MCE وجود خواهد داشت. تعاریف مربوط به سطوح خطر لرزه‌ای در بخش ۳-۲-۵ راهنما ارائه شده است.

مقادیر حداقل و حداکثر ضریب زلزله افقی مطابق رابطه (۴-۲) پیشنهاد می‌شود:

$$0.1 \leq K_h \leq 0.20 \quad (4-2)$$

۳-۲-۲- تعیین ضریب شتاب شبه‌استاتیک قائم و تلفیق آن با ضریب زلزله افقی

معمولاً شتابنگاشت زلزله در دو جهت متعامد افقی و یک جهت قائم ثبت می‌گردد. با این حال در تحلیل‌های شبه‌استاتیک غالباً شتاب افقی مورد توجه بیشتری واقع شده و طراحی سدها تنها برای تحمل بارهای ناشی از این مؤلفه زلزله صورت می‌پذیرد. بررسی‌ها نیز نشان دهنده آن است که در شرایط متعارف مؤلفه قائم زلزله تأثیر قابل ملاحظه‌ای بر پایداری شیروانی‌ها ندارد. لذا در حالت کلی نیازی به اعمال این ضریب در تحلیل پایداری شیب سدها در حالت شبه‌استاتیک نخواهد بود. در صورتی که به تشخیص تیم طراحی و با توجه به موقعیت ساختگاه نیاز به اعمال ضریب زلزله در جهت قائم (K_v) باشد، این ضریب به طور معمول حداکثر برابر دو سوم ضریب زلزله در حالت افقی (K_h)، در هر دو جهت بالا و پایین به طور جداگانه، در نظر گرفته می‌شود. در این صورت با توجه به اینکه در طول مدت رخداد زلزله، مؤلفه‌های قائم و افقی به طور هم زمان به حداکثر میزان خود نمی‌رسند، می‌توان مقدار مؤلفه افقی نیروی شبه‌استاتیک

^۶ Design Earthquake

^۷ Maximun Design Earthquake

^۸ Maximun Credible Earthquake

را کاهش داد. درصد کاهش بر مبنای قضاوت مهندسی تعیین می‌گردد. در صورتیکه اعمال همزمان مؤلفه‌های قائم و افقی زلزله باعث افزایش ضریب اطمینان پایداری گردد، از مؤلفه قائم زلزله باید صرفنظر شود. موارد فوق‌الذکر مختص ساختگاه‌های واقع در حوزه دور^۹ بوده و برای ساختگاه‌های واقع در حوزه نزدیک^{۱۰} لازم است مطالعات ویژه صورت پذیرد.

۲-۳- روشهای مختلف تحلیل پایداری

یکی از متداول‌ترین روشهای ارزیابی و تحلیل پایداری شیروانی‌های خاکی استفاده از روش تعادل حدی است. در این روش ابتدا یک توده لغزشی فرضی در نظر گرفته شده سپس با حل معادلات تعادل نیروی مقاوم و محرک محاسبه و بر همین مبنا ضریب اطمینان توده مفروض در مقابل لغزش تعیین می‌گردد. برای حل معادلات تعادل و محاسبه ضریب اطمینان پایداری روشهای مختلفی وجود دارد که در حالت کلی به دو گروه قابل تقسیم‌بندی است:

الف- روش تک قطعه‌ای: در این روش کل توده خاک واقع در بالای سطح لغزش به صورت یک جسم صلب واحد در نظر گرفته شده و معادلات تعادل نیرو و لنگر برای آن نوشته می‌شود. این روش زمانی مورد استفاده قرار می‌گیرد که کل توده خاک به صورت همگن باشد. روش تحلیل شیب‌های نامحدود^{۱۱}، روش سطح لغزش صفحه‌ای^{۱۲} و همچنین روش سوئدی^{۱۳} بر این اساس استوار هستند.

ب- روش قطعات: در این روش توده خاک بالای سطح لغزش به تعدادی قطعه قائم تقسیم شده و سپس با در نظر گرفتن نیروی بین قطعات و برخی فرضیات ساده‌کننده، معادلات تعادل برای هریک از قطعات به صورت جداگانه نوشته می‌شود. با حل این معادلات ضریب اطمینان کل توده خاک در مقابل لغزش نیز محاسبه می‌شود. این روش قادر است ناهمگنی خاک و همچنین تأثیرات وجود آب در خاک را در محاسبات منظور نماید. روشهایی نظیر روش ساده شده بیشاپ^{۱۴}، اسپنسر^{۱۵}، مورگنسترن - پرایس^{۱۶} و برخی دیگر از روشهای تحلیل پایداری از این روش برای ارزیابی پایداری شیروانی‌ها بهره می‌گیرند.

ایده تقسیم یک توده لغزشی فرضی به تعدادی قطعه قائم اولین بار توسط Fellenius در سال ۱۹۳۶ استفاده شد و پس از آن به سرعت در میان محققین مورد استقبال قرار گرفت. هم اکنون روشهای متعددی بر اساس ایده قطعات در منابع علمی ارائه شده است و در واقع راه حل اساسی تحلیل پایداری شیب‌ها بر اساس تعادل حدی به کارگیری روش

^۹ Far field

^{۱۰} Near field

^{۱۱} Infinite slope method

^{۱۲} Planar surface method

^{۱۳} Swedish method

^{۱۴} Bishop

^{۱۵} Spencer

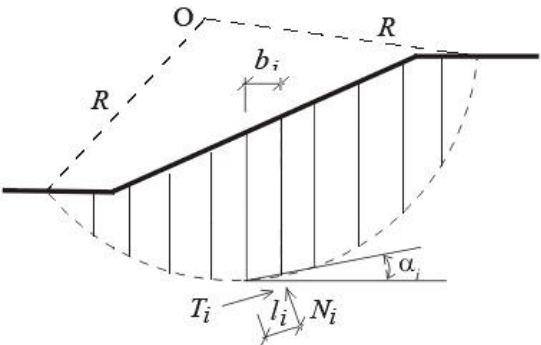
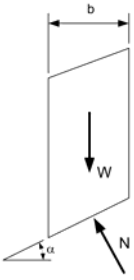
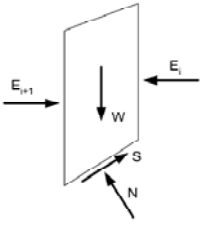
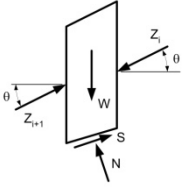
^{۱۶} Morgenstern & Price

قطعات است.

در روش قطعات در ابتدا صرفاً از سطوح گسیختگی دایره‌ای استفاده می‌گردید و از نیروی بین قطعات (نیروهای فشاری و برشی) صرف‌نظر می‌شد. با توسعه این روشها در حال حاضر شکل این سطوح به صورت اسپیرال لگاریتمی و یا شکل‌های اختیاری دیگر در نظر گرفته شده و نیروهای موجود بین قطعات نیز در محاسبه ضریب اطمینان پایداری مورد توجه واقع می‌شود. بدین ترتیب تعادل یک قطعه تابع ارضاء شرایط زیر می‌باشد:

- تعادل نیرو در جهت قائم
- تعادل نیرو در جهت افقی
- تعادل لنگر حول هر نقطه مورد بررسی

در شکل (۳-۲) نحوه تقسیم توده لغزشی فرضی به قطعات قائم، نیروهای موجود بین قطعات و فرضیات روشهای مختلف موجود در این زمینه نشان داده شده است.

		
		
صرف نظر از نیروهای بین قطعات	صرف نظر از نیروهای قائم بین قطعات	نیروهای بین قطعات کاملاً در نظر گرفته شده است.

شکل ۳-۲- تقسیم یک توده لغزشی به قطعات قائم و شیوه‌های مختلف در نظر گرفتن نیروی بین قطعات

برخی از شیوه‌های موجود برای تحلیل پایداری (نظیر روشهای اسپنسر و مورگنسترن-پرایس) ضریب اطمینان را بر اساس ارضاء هر سه شرط بالا به دست می‌دهند. با این حال برخی دیگر از روشها (از جمله روشهای بیشاپ ساده شده) صرفاً یک یا دو شرط از شرایط مذکور را ارضاء می‌نمایند. لازم به ذکر است که برای انتخاب شیوه مناسب تحلیل ممکن است هندسه شیب، خصوصیات خاک و اهداف مورد نظر از تحلیل نیز مؤثر باشد.

با توجه به محدودیتهای روش‌های مبتنی بر روش توده از جمله لزوم همگن بودن توده خاک و برخی فرضیات ساده‌کننده در این روشها، نظیر خاک چسبنده و عدم امکان در نظر گرفتن سطح آب، روشهای توسعه یافته بر اساس مفاهیم روش قطعات با توجه به جامعیت آن از عمومیت بیشتری در تحلیل و ارزیابی پایداری شیبها برخوردار بوده و کاربرد فراوان تری یافته‌اند.

۲-۳-۱- تعریف ضریب اطمینان

معیار اصلی در تحلیل و ارزیابی پایداری شیروانیهای خاکی برآورد ضریب اطمینان حداقل و مقایسه آن با مقادیر مجاز می‌باشد. به طور کلی سه تعریف مشخص برای ضریب اطمینان وجود دارد:

الف) نسبت مقاومت برشی خاک به تنش برشی بسیج شده موجود در طول سطح لغزش:

$$SF = \sum S_i \Delta l_i / \sum \tau_i \Delta l_i \quad (5-2)$$

ب) نسبت نیروی‌های مقاوم به نیروهای محرک:

$$SF = \sum F_r / \sum F_d \quad (6-2)$$

ج) نسبت لنگرهای مقاوم به لنگرهای محرک:

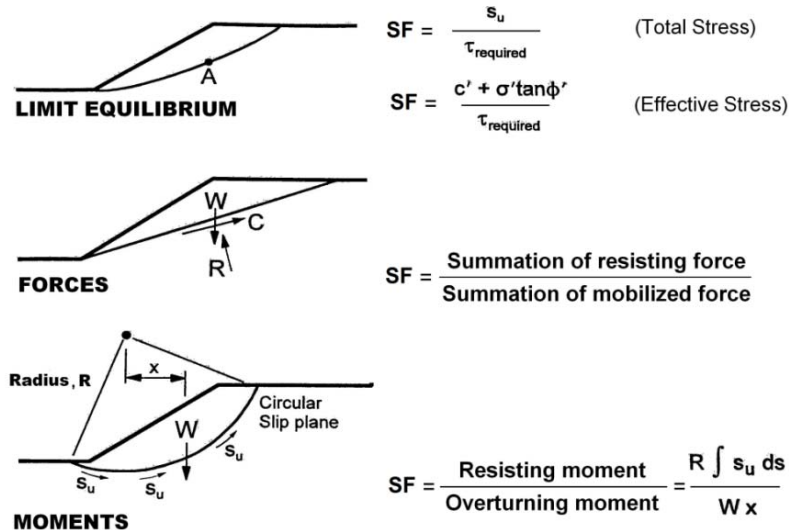
$$SF = \sum M_r / \sum M_d \quad (7-2)$$

در این روابط:

SF	ضریب اطمینان توده خاک در برابر لغزش
τ_i	تنش برشی بسیج شده خاک در قطعه i از سطح لغزش مورد بررسی
S_i	مقاومت برشی در قطعه i از سطح لغزش مورد بررسی
Δl_i	طول قطعه i از سطح لغزش مورد بررسی
F_r	نیروی مقاوم
F_d	نیروی محرک
M_r	لنگر مقاوم
M_d	لنگر محرک

رابطه (۵-۲) تعریف بنیادی ضریب اطمینان در مکانیک خاک و مسائل پایداری شیروانی بوده و استفاده از تعاریف (۶-۲) و (۷-۲) در روشهای مختلف تحلیل پایداری در واقع به نوعی ساده‌سازی کاربرد رابطه (۵-۲) می‌باشد. هریک از روشهای تحلیل پایداری با توجه به مفروضات خود یکی از تعاریف یا هردوی آنها (ب و ج) را برای محاسبه ضریب اطمینان لحاظ می‌کند. در تحلیل پایداری یک شیب، توده‌ای که در میان تمامی توده‌های تحت بررسی، کمترین ضریب اطمینان را دارا می‌باشد به عنوان «توده گسیختگی بحرانی» شناخته شده و ضریب اطمینان آن به عنوان ضریب اطمینان پایداری آن شیب در برابر لغزش تلقی می‌گردد.

شکل (۴-۲) شمایی از نحوه تعریف ضریب اطمینان را در حالات مختلف نشان می‌دهد.

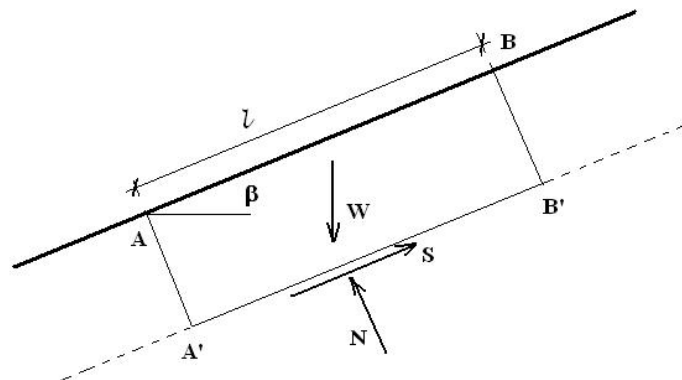


شکل ۴-۲- تعاریف مختلف ضریب اطمینان

۲-۳-۲- انواع روشهای تعادل حدی

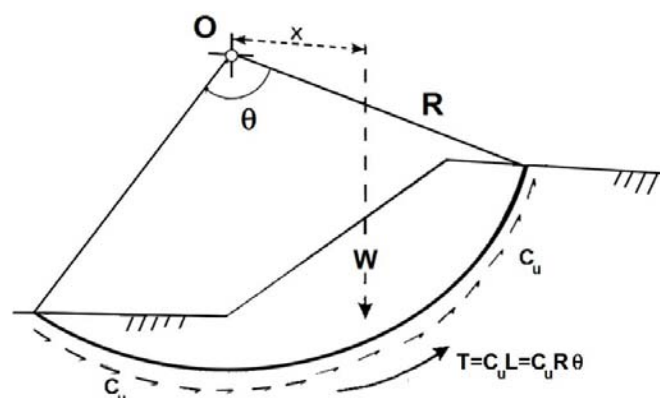
۲-۳-۲-۱- روشهای تک قطعه‌ای

۲-۳-۲-۱-۱- روش شیب‌های نامحدود: این روش برای تحلیل شیروانی‌هایی با طول نامحدود کاربرد دارد. در این روش صفحه گسیختگی یا لغزش به موازات شیب در نظر گرفته شده و مقادیر نیروها در تمام صفحات عمود بر شیب (نظیر صفحات A-A' و B-B' در شکل (۵-۲)) مقادیر یکسانی خواهند داشت. بدین ترتیب معادلات تعادل نیروهای افقی و قائم، تنها برای یک طول واحد از این شیب نوشته می‌شود. اصلی‌ترین اشکال این روش آن است که در آن از اثر وضعیت هندسی شیب در بالا و پایین آن صرف‌نظر و خاک، همگن در نظر گرفته شده است. با این حال این روش برای شیب‌هایی که از ارتفاع و طول زیادی برخوردارند و خاک نیز در محدوده سطح لغزش لایه‌بندی مشخصی ندارد، جوابهای نسبتاً دقیقی به دست می‌دهد.



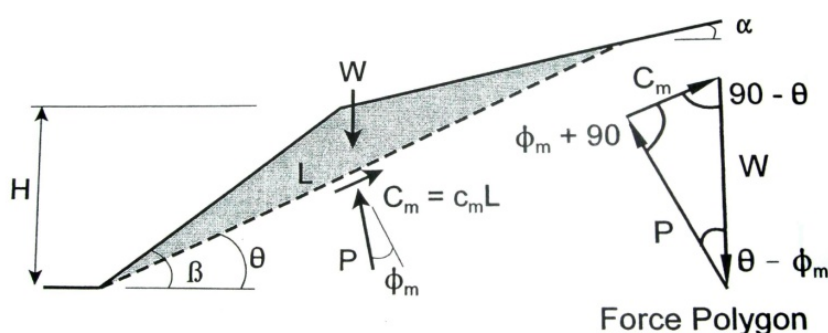
شکل ۵-۲- نیروهای وارد بر یک شیب نامحدود

۲-۳-۲-۱-۲- روش دایره سوئدی ($\phi = 0$): این روش یکی از قدیمی‌ترین روشهای برآورد ضریب اطمینان پایداری شیب‌ها است. در این روش سطوح لغزش به صورت دایره‌ای شکل و مصالح مورد بررسی فاقد زاویه اصطکاک داخلی فرض می‌شوند (شکل ۶-۲). بدین ترتیب با نوشتن یک معادله تعادل لنگر حول مرکز دایره، ضریب اطمینان توده خاک در مقابل لغزش به دست می‌آید. پس از ارائه روش سوئدی روش دیگری نیز با نام روش سوئدی اصلاح شده^{۱۷} ابداع شده که مبنای آن روش قطعات می‌باشد.



شکل ۶-۲- نیروهای وارد بر یک سطح لغزش دایره‌ای در روش سوئدی ($\phi = 0$)

۲-۳-۲-۱-۳- روش سطح لغزش صفحه‌ای: این روش عموماً در مورد شیروانی‌هایی به کار می‌رود که در آن وجود یک لایه خاک با ضخامت کم و با خصوصیات مقاومتی ضعیف نسبت به سایر لایه‌ها باعث بروز لغزش در شیب می‌شود. سطح لغزش در این روش به صورت صفحه‌ای در نظر گرفته شده و ضریب اطمینان با استفاده از حل معادلات تعادل، برای نیروهای وارد بر آن محاسبه می‌شود. شکل (۷-۲) نمایی از فرضیات این روش را نشان می‌دهد.

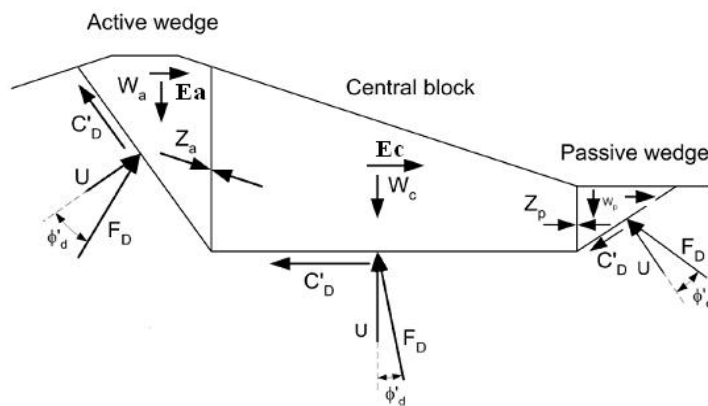


شکل ۷-۲- نیروهای وارد بر یک سطح لغزش صفحه‌ای

¹⁷ Modified Swedish Method

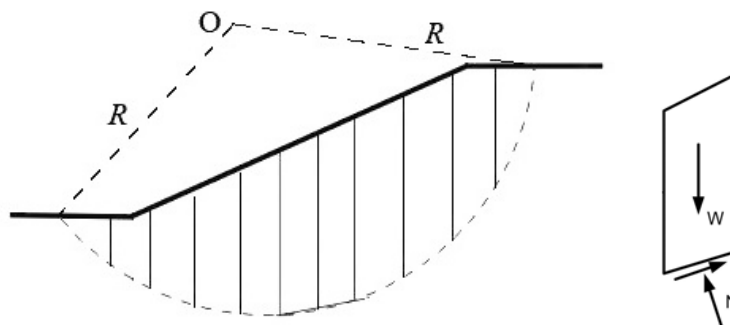
۲-۲-۳-۲- روش قطعات

۲-۲-۳-۲-۱- روش گوه‌ای: در این روش هندسه سطوح لغزش فرضی به صورت یک مسیر چند خطی در نظر گرفته می‌شود. بدین ترتیب نیروهای وارده بر هر بلوک از این توده لغزش، نظیر آنچه در شکل (۸-۲) دیده می‌شود، ترسیم و با نوشتن معادلات تعادل برای هر بلوک ضریب اطمینان پایداری شیب محاسبه می‌گردد. در حالتی که گوه به صورت دو خطی در نظر گرفته می‌شود معمولاً ناحیه مقاوم پایین دست وجود ندارد.



شکل ۸-۲- نیروهای وارد بر بلوکهای مختلف توده گسیخته شده در روش گوه‌ای

۲-۲-۳-۲-۲- روش اولیه قطعات^{۱۸} یا روش فلینیوس^{۱۹}: روش اولیه قطعات یا روش فلینیوس به عنوان یکی از ابتدایی‌ترین روشهای تحلیل پایداری شیب با استفاده از روش قطعات محسوب می‌گردد. در این روش با انتخاب سطح لغزش دایره‌ای و تقسیم توده لغزشی به قطعات قائم و با صرف‌نظر از نیروهای بین قطعه‌ای، معادلات تعادل تنها برای لنگر نوشته شده و ضریب اطمینان پایداری بر همین اساس بدست می‌آید (شکل (۹-۲)). روش فلینیوس که از اولین روشهای ارائه شده برای تحلیل پایداری شیب‌ها است، دقت بسیار پایینی در محاسبه ضریب اطمینان داشته و نه تنها برای تحلیل‌های شبه‌استاتیکی بلکه برای تحلیل پایداری استاتیکی سدهای خاکی نیز توصیه نمی‌گردد.



شکل ۹-۲- توده لغزشی و نیروهای وارد بر یک قطعه نمونه در روش اولیه قطعات

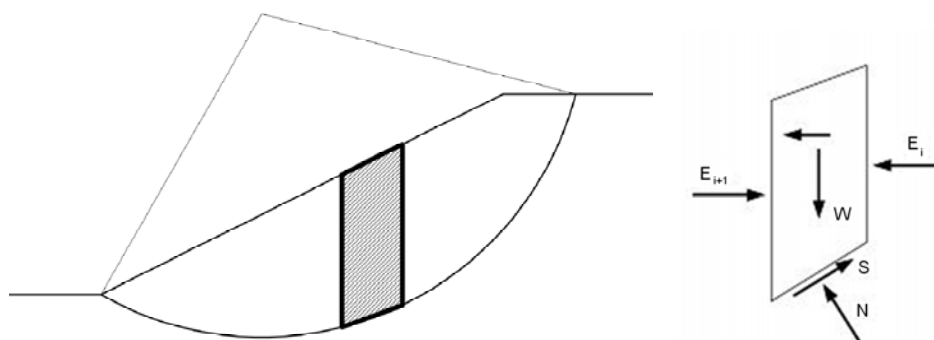
¹⁸ Ordinary Method of Slice

¹⁹ Fellenius

۲-۳-۲-۲-۳- روش سوئدی اصلاح شده: در این روش ضریب اطمینان پایداری شیب صرفاً بر مبنای تعادل نیروها در دو جهت افقی و قائم محاسبه شده و جهت نیروهای بین قطعه‌ای معمولاً به موازات شیب متوسط سطح خاکریز در نظر گرفته می‌شود. این روش برای سطوح لغزشی غیر دایره‌ای نیز کاربرد دارد.

۲-۳-۲-۲-۴- روش بیشاپ ساده شده^{۲۰}: در روش بیشاپ ساده شده محاسبه ضریب اطمینان صرفاً برای سطوح لغزش دایره‌ای و با نوشتن معادلات تعادل نیرو در جهت قائم برای هر قطعه و همچنین تعادل لنگر حول مرکز دایره برای مجموعه قطعات صورت می‌پذیرد. در این روش از نیروی برشی بین قطعات صرف‌نظر شده و بنابراین نیروی بین قطعات فقط به صورت عمود بر سطح بین قطعات (به صورت افقی) در نظر گرفته می‌شود (شکل ۲-۱۰). بدین ترتیب نیروی زلزله که معمولاً به صورت مولفه افقی شبه‌استاتیکی منظور می‌شود در معادلات تعادل نیرو وارد نشده و صرفاً در معادلات تعادل لنگر، ایفای نقش می‌نمایند. بنابراین نتایج این روش برای تحلیل شبه‌استاتیکی بیش از نتایج تحلیل استاتیکی با خطا مواجه می‌باشد. علاوه بر این روش بیشاپ ساده شده سطوح گسیختگی را صرفاً به صورت دایره‌ای در نظر گرفته و توانایی تحلیل سایر اشکال را ندارد.

روش بیشاپ ساده شده برای خاکهای چسبنده، اصطکاکی و چسبنده اصطکاکی به کار می‌آید. نتایج مطالعات برخی محققین نشان می‌دهد که این روش در تحلیل استاتیکی از دقت قابل قبولی برخوردار است. همچنین Wright et al. در سال ۱۹۷۳ نشان داده است که ضریب اطمینان حاصل از روش بیشاپ ساده شده فقط در حدود ۵ درصد با نتایج تحلیل انجام شده به روش اجزاء محدود اختلاف دارد.



شکل ۲-۱۰- توده لغزشی و نیروهای وارد بر یک قطعه نمونه در روش بیشاپ ساده شده

۲-۳-۲-۲-۵- روش عمومی جانبو^{۲۱}: در این روش ضریب اطمینان پایداری شیب صرفاً بر مبنای تعادل نیروها در دو جهت افقی و قائم محاسبه شده و معادله لنگر تنها در محاسبه رابطه نیروهای قائم و افقی بین قطعات به کار گرفته می‌شود. این روش برای سطوح لغزش غیر دایره‌ای نیز قابل استفاده می‌باشد.

²⁰ Simplified Bishop Procedure

²¹ Janbu's Generalized method

۲-۳-۲-۶- روش اسپنسر^{۲۲}: در روش اسپنسر همه نیروهای بین قطعات، تحت یک زاویه مشخص با محور افقی، با یکدیگر موازی فرض می‌شود. مقدار این زاویه و محل اثر نیروی برآیند بین قطعات به عنوان دو مجهول از حل دستگاه معادلات تعادل به دست می‌آید. همچنین در این روش نیروهای عمود بر کف هر قطعه در جهت عمود بر سطح و در وسط قطعه در نظر گرفته می‌شود. در صورتی که تعداد قطعات به اندازه کافی زیاد باشد این فرض تغییر چندانی در نتیجه نهایی ایجاد نمی‌کند. از سوی دیگر در روش اسپنسر امکان در نظر گیری مولفه شبه‌استاتیکی نیروی زلزله و همچنین سطوح لغزشی غیر دایره‌ای وجود دارد. بدین ترتیب در این روش، تعادل نیروها در جهت افقی و قائم و همچنین تعادل لنگرها حول هر نقطه دلخواه ارضاء می‌گردد.

روش اسپنسر یک راه حل کامل برای تحلیل پایداری شیب‌ها به روش تعادل حدی است و در بسیاری از دستورالعمل‌های طراحی مورد توجه واقع شده است. با این حال از آنجایی که برای حل آن باید از شیوه سعی و خطا برای دستیابی به جواب نهایی استفاده گردد، الزاماً می‌بایست نرم افزارهای کامپیوتری به کار گرفته شود و حل دستی آن بسیار دشوار و تقریباً غیر ممکن است.

۲-۳-۲-۷- روش مرگستن و پرایس^{۲۳}: کلیات روش مرگستن و پرایس مشابه روش اسپنسر می‌باشد. با این تفاوت که در این روش زاویه نیروی برآیند بین قطعات نسبت به افق، به صورت ضریبی از یک تابع فرضی در نظر گرفته شده که این ضریب به عنوان یک مجهول در معادلات تعادل وارد می‌شود. این روش بعدها با تغییرات اندکی توسط چن و مرگستن اصلاح گردید.

۲-۳-۳- انتخاب روش مناسب تحلیل

انتخاب روش مناسب برای تحلیل پایداری یک شیروانی خاکی اصولاً تابع اهداف مورد نظر و نیز ابزارهای در دسترس می‌باشد. برخی از این روشها برای تحلیل‌های دستی و اولیه و کنترل صحت تحلیل‌های کامپیوتری مناسب هستند. برخی دیگر برای تحلیل مکانیزم گوه‌ای برتری داشته و گروهی از این تحلیل‌ها با توجه به پیچیدگی‌ها و تحلیل‌های متعدد و زمان‌بری که نیاز دارند تنها در قالب نرم‌افزارهای کامپیوتری کاربرد دارند.

آنچه که در انتخاب روش مناسب برای تحلیل شبه‌استاتیک حائز اهمیت است آنست که روش منتخب باید به خوبی نیروی بین قطعات را مورد توجه قرار داده باشد. بدیهی است روشهایی که از نیروهای بین قطعات صرف نظر می‌کنند شرایط مناسبی برای تحلیل شبه‌استاتیکی ندارند. جدول (۲-۱) مبانی و فرضیات و جدول (۲-۲) قابلیت و محدودیت‌های هریک از روشهای فوق را به اختصار نشان می‌دهد. همانطور که در این جداول مشخص است در میان روشهایی که کلیه معادلات تعادل نیروها و لنگر را ارضاء می‌کنند، دو روش مرگستن - پرایس و اسپنسر توجه مناسبی به نیروی بین قطعات، محل اثر آنها و زاویه برآیند آنها با افق داشته‌اند و برای تحلیل‌های شبه‌استاتیک مناسبتر هستند.

²² Spencer's method

²³ Morgenstern & Price method

در تحلیل‌های پایداری لازم است شکل سطوح لغزش محتمل به طور ویژه مورد توجه قرار گیرد. بدین معنا که در مدلسازی عددی علاوه بر سطوح لغزشی که در نرم‌افزارها (عمدتاً به صورت دایره‌ای) در نظر گرفته می‌شود، سایر اشکال سطوح گسیختگی محتمل از جمله گوه‌ای، صفحه‌ای یا نامشخص نیز در محاسبه ضریب اطمینان پایداری لحاظ گردد. این مسأله به ویژه در مواردی که لایه‌های ضعیف یا با قابلیت روانگرایی در پی (یا احتمالاً بدنه سد) وجود داشته باشد، حائز اهمیت خواهد بود. در حل این‌گونه مسائل، چنانکه جدول (۲-۲) نشان می‌دهد روشهای مرگنسترن-پرایس و اسپنسر به دلیل عدم محدودیت در شکل سطوح لغزش، نسبت به سایر روشهای موجود برتری دارند.

جدول ۲-۱- مقایسه فرضیات روشهای مختلف تعادل حدی برای محاسبه ضریب اطمینان با استفاده از معادلات تعادل

روشهای مختلف تعادل حدی	تعادل نیرو		تعادل لنگر	نیروی نرمال بین قطعات	نیروی برشی بین قطعات	زاویه نیروی برآیند بین قطعه‌ای
	افقی	قائم				
شیب نامحدود	✓	✓	×	-	-	-
دایره سوئدی	×	×	✓	-	-	-
لغزش صفحه‌ای	✓	✓	×	-	-	-
گوه‌ای	✓	✓	×	✓	✓	بین صفر تا ϕ
روش اولیه قطعات	×	×	✓	×	×	-
روش سوئدی اصلاح شده	✓	✓	×	✓	✓	به موازات سطح شیب
بیشاپ ساده شده	✓	×	✓	✓	×	صفر
روش عمومی جانبو	✓	✓	×	✓	✓	متغیر: بر اساس تعادل لنگر قطعه
اسپنسر	✓	✓	✓	✓	✓	ثابت
مرگنسترن و پرایس	✓	✓	✓	✓	✓	متغیر: به صورت تابع فرضی

جدول ۲-۲- مقایسه ویژگی‌های روشهای مختلف تعادل حدی

	شیب نامحدود	دایره سوئدی	لغزش صفحه‌ای	گوه‌ای	روش اولیه قطعات	بیشاپ اصلاح شده	عمومی جانبو	اسپنسر مرگنسترن و پرایس
دقت	✓	✓	✓	×	×	✓	✓	✓
صفحه لغزش موازی شیب	✓	-	-	-	✓	✓	✓	✓
صفحه لغزش دایره‌ای	-	✓	-	-	✓	✓	✓	✓
مکانیزم لغزش گوه‌ای	-	-	✓	✓	-	-	✓	✓
صفحه لغزش غیر دایره‌ای	-	-	-	-	-	-	✓	✓
مناسب برای تحلیل دستی	✓	✓	✓	✓	✓	✓	×	×
مناسب برای تحلیل شبه‌استاتیکی	×	×	✓	✓	×	×	-	✓

۲-۴- حالت‌های مختلف تحلیل پایداری شبه استاتیک

به طور کلی مراحل بحرانی جهت ارزیابی پایداری سدهای خاکی و سنگریز را می‌توان به صورت زیر بیان نمود:

۱- پایان مرحله ساخت

۲- آبرگیری اولیه مخزن سد

۳- تراوش پایدار سد (مخزن پر و نیمه‌پر)

۴- تخلیه سریع مخزن سد

ارزیابی پایداری سد در شرایط استاتیکی برای تمامی حالات فوق الزامی است. با این حال در نظر گرفتن وقوع زلزله در تمامی حالات فوق ضرورتی ندارد؛ هرچند بسته به ویژگی‌های یک سد خاص ممکن است ضرورت یابد.

ارزیابی پایداری لرزه‌ای سدها در مرحله پایان ساخت الزامی است. از آنجائیکه زمان این مرحله نسبت به طول عمر سد نسبتاً کوتاه می‌باشد، احتمال وقوع زلزله طرح^{۲۴} اندک می‌باشد. لذا می‌توان زلزله‌های خفیف‌تر با دوره بازگشت کوتاه‌تر را ملاک طراحی قرار داد یا ضریب اطمینان کمتری را قابل قبول دانست.

بررسی پایداری لرزه‌ای در مرحله آبرگیری اولیه، برای کلیه سدها ضرورتی ندارد. با این حال اگر زمان آبرگیری اولیه قابل توجه باشد، توصیه می‌شود که پایداری لرزه‌ای سد در این مرحله نیز مورد توجه قرار گیرد. در این صورت می‌توان زلزله‌های خفیف‌تر (با دوره بازگشتی متناسب با مدت زمان آبرگیری) را برای طراحی سد در نظر گرفت یا ضریب اطمینان کمتری را پذیرفت.

مرحله تراوش پایدار تقریباً بخش قابل توجهی از طول عمر یک سد را تشکیل می‌دهد. لذا ضروری است پایداری لرزه‌ای سد در شرایط تراوش پایدار در ترازهای مختلف مخزن، بررسی و تامین گردد.

تخلیه سریع مخزن در طول عمر یک سد مخزنی ممکن است به ندرت و در زمان اندکی اتفاق بیفتد. بنابراین همزمانی این شرایط با وقوع زلزله بسیار دور از انتظار می‌باشد. با این حال در سدهای تلمبه‌ای-ذخیره‌ای و یا به طور کلی در سدهایی که سطح آب به طور مداوم در نوسانات شدید می‌باشد، چون این وضعیت شرایط عملکردی و بهره‌برداری سد محسوب می‌شود، لازم است پایداری لرزه‌ای سد در شرایط تخلیه سریع مخزن، مورد توجه قرار گیرد.

۲-۴-۱- انتخاب نوع تحلیل

خاکهای اشباع محیطی دو فازي هستند که در آن خاک و آب، با توجه به خصوصیات رفتاری متفاوت، تحت تنشهای متفاوتی قرار می‌گیرند؛ هرچند به واسطه اندرکنش بین خاک و آب، شرایط تنش هریک بر دیگری تاثیر می‌گذارد.

در طول زلزله، مقداری فشار آب حفره‌ای اضافی در مصالح اشباع بدنه سد و پی، در اثر اعمال تنش‌ها و کرنش‌های دینامیکی ناشی از زلزله تولید می‌گردد. با توجه به شرایط زهکشی، فشار آب حفره‌ای اضافی به تدریج زایل می‌شود. فرآیند زهکشی تابع سرعت بارگذاری، هندسه و نفوذپذیری مصالح بدنه و پی می‌باشد. در مصالح نفوذپذیری مانند

²⁴ Design Earthquake

پوسته‌های سنگریز، فشار آب حفره‌ای اضافی بلافاصله پس از تولید، زایل شده و انباشت فشار آب حفره‌ای صورت نمی‌گیرد. در نتیجه، عملاً شرایط کاملاً زهکشی شده حاکم است. در مصالح هسته، به دلیل نفوذپذیری کم، امکان زهکشی فشار آب حفره‌ای اضافی تا زمان قابل توجهی پس از اتمام زلزله وجود ندارد. در نتیجه، در هنگام زلزله در هسته سد، فشار آب حفره‌ای اضافی ایجاد می‌گردد و تا مدتی پس از زلزله نیز شرایط زهکشی نشده برقرار می‌باشد.

با توجه به اینکه در روشهای ارزیابی پایداری شیب، ضریب اطمینان تابع تنش‌ها و نیروهای داخلی خاک و فشار آب و خصوصیات مقاومتی خاک می‌باشد، در یک تحلیل پایداری لرزه‌ای صحیح، باید رویکرد تحلیلی مناسب و متناسب با شرایط واقعی زهکشی در بخش‌های مختلف بدنه و پی سد اتخاذ گردد.

دو رویکرد «تحلیل تنش کل^{۲۵}» و «تحلیل تنش مؤثر^{۲۶}» برای بررسی پایداری توده‌های خاکی اشباع وجود دارد. در رویکرد تحلیل تنش کل، محیط خاک اشباع به صورت تک فازی در تحلیل منظور شده و فشار آب حفره‌ای اضافی در تحلیل لحاظ نمی‌گردد. در تحلیل تنش مؤثر، محیط‌های جامد و سیال به صورت مجزا، هریک با مشخصات رفتار مربوط به خود و با در نظر گرفتن اثر متقابل خاک و آب بر همدیگر، مدل‌سازی و تحلیل می‌گردد. امکان استفاده از هر کدام از روشهای فوق، ارتباط مستقیم با امکان تخمین مناسب فشار آب حفره‌ای اضافی، در بدنه و پی سد دارد.

- برای نواحی خشک مانند پوسته پائین دست، به علت عدم وجود آب و فشار آب حفره‌ای، عملاً شرایط زهکشی شده بوده و تحلیل تنش کل معادل تحلیل تنش مؤثر خواهد بود.
 - در مصالح اشباع با قابلیت زهکشی آزاد، فشار آب حفره‌ای در زلزله معادل فشار آب حفره‌ای در شرایط استاتیکی می‌باشد. از آنجائیکه مقادیر فشار آب حفره‌ای استاتیکی به سهولت قابل محاسبه می‌باشد، می‌توان از تحلیل تنش مؤثر برای این مصالح استفاده نمود. با این وجود تحلیل تنش کل (معادل تنش مؤثر) نیز برای این مصالح قابل استفاده می‌باشد.
 - در مصالح اشباع با شرایط کاملاً زهکشی نشده یا با قابلیت زهکشی نسبی، علاوه بر فشار آب حفره‌ای استاتیکی، مقداری فشار آب حفره‌ای اضافی ناشی از بارگذاری گذرا و سریع زلزله تولید می‌شود. از آنجائیکه تخمین فشار آب حفره‌ای در حین یا انتهای زلزله دارای پیچیدگی است (نیاز به انجام آزمایش‌های تناوبی بر روی مصالح و یا استفاده از مدل‌های رفتاری دقیق دارد)، برای این مصالح به طور معمول تحلیل تنش کل ساده‌تر می‌باشد. در صورت انجام آزمایش‌های تناوبی یا تحلیل‌های عددی دینامیکی تنش مؤثر و تخمین صحیح فشار آب حفره‌ای اضافی دینامیکی، انجام تحلیل پایداری به روش تنش مؤثر نیز برای این مصالح امکان‌پذیر خواهد بود.
- شایان ذکر است که شرایط زهکشی تنها تابع نفوذپذیری مصالح نبوده، بلکه به عوامل دیگری از قبیل سرعت بارگذاری، هندسه (طول مسیر زهکشی) و نفوذپذیری مصالح نواحی مجاور نیز بستگی دارد.

²⁵ Total Stress Analysis

²⁶ Effective Stress Analysis

در تحلیل تنش مؤثر لازم است که از پارامترهای مقاومت برشی بر حسب تنش مؤثر (حاصل از نتایج آزمایشهای زهکشی شده یا زهکشی نشده با اندازه‌گیری فشار آب حفره‌ای)، که در واقع بیانگر مقاومت برشی اسکلت خاک می‌باشد، استفاده گردد. در تحلیل تنش مؤثر فشار آب حفره‌ای نیز در معادلات تعادل وارد می‌گردد. بدین ترتیب کمیت‌های مورد نیاز برای تحلیل پایداری با رویکرد تنش مؤثر عبارتند از:

- وزن مخصوص کل
- پارامترهای مقاومت برشی بر حسب تنش‌های مؤثر
- فشار آب حفره‌ای محاسبه شده از شرایط هیدرواستاتیکی یا تحلیل تراوش پایدار
- فشار آب حفره‌ای اضافی دینامیکی (ناشی از زلزله)

در تحلیل تنش کل، محیط خاک اشباع به صورت یک مصالح واحد فرض می‌شود. در نتیجه از پارامترهای مقاومت برشی زهکشی‌نشده (بر حسب تنش کل) که بیانگر مقاومت توده آب-خاک می‌باشد استفاده می‌گردد. در این تحلیل فشار آب حفره‌ای اضافی ناشی از بارگذاری زلزله در محاسبات منظور نمی‌گردد، زیرا اثرات آن در پارامترهای مقاومت برشی بر حسب تنش کل لحاظ شده است، ولی ضرورت دارد که فشار آب حفره‌ای ناشی از تراوش و هیدرواستاتیک در محاسبات پایداری منظور گردد. کمیت‌های مورد نیاز برای تحلیل پایداری با رویکرد تنش کل عبارتند از:

- وزن مخصوص کل
- پارامترهای مقاومت برشی بر حسب تنش‌های کل
- فشار آب حفره‌ای محاسبه شده از شرایط هیدرواستاتیکی یا تحلیل تراوش پایدار

۲-۴-۲- حالت‌های مختلف تحلیل پایداری شبه استاتیک

در این بخش حالت‌های مختلف تحلیل پایداری شبه استاتیک (مراحل بحرانی در طول عمر سد) آورده شده و در هر حالت عوامل تأثیرگذار در تحلیل، شامل شیروانی بحرانی، نوع تحلیل، پارامترهای مقاومتی خاک، فشار آب حفره‌ای، ضریب زلزله و ضریب اطمینان، تشریح شده است.

۲-۴-۲-۱- پایان ساخت

- شیروانی: تحلیل پایداری لرزه‌ای بدنه سد در مرحله پایان ساخت باید برای هر دو شیب بالادست و پائین‌دست انجام گیرد.
- نوع تحلیل: پایداری لرزه‌ای سد در شرایط پایان ساخت غالباً به روش «تحلیل تنش کل» ارزیابی می‌شود.
- پارامترهای مقاومت برشی:

- هسته سد (شرایط کاملاً زهکشی‌نشده) در پایان ساخت به خاطر رطوبت مصالح در زمان تراکم و همچنین متراکم شدن مصالح بر اثر وزن لایه‌های فوقانی، به صورت محافظه کارانه اشباع فرض می‌شود و یا درجه اشباع

آن از تحلیل‌های تنش-کرنش مرحله ساخت محاسبه می‌شود. از آنجائیکه امکان زهکشی مناسب برای این مصالح در زمان اجرا وجود ندارد، لذا مصالح هسته در انتهای ساخت حالت تحکیم نیافته دارند. وقوع زلزله در مصالح ریزدانه اشباع به علت عدم امکان زهکشی مناسب، یک بارگذاری سریع و شرایط زهکشی نشده تلقی می‌گردد. لذا برای تحلیل پایداری لرزه‌ای سد در زمان انتهای ساخت، استفاده از پارامترهای مقاومت برشی تحکیم نیافته زهکشی نشده (UU یا Q) در شرایط اشباع توصیه می‌شود. در لایه‌های پی با نفوذپذیری کم نیز شرایط مشابه برقرار می‌باشد. باید توجه شود که در شرایطی که رطوبت تراکم هسته سد، نفوذپذیری مصالح هسته و سرعت اجرا در حدی نیست که آن را اشباع کند، در پایان مرحله ساخت هسته سد ممکن است غیراشباع باشد. در اینصورت، صرفاً در مواردی که طراح بر اساس دلایل و شواهد متقن می‌تواند وقوع شرایط فوق را تضمین نماید، می‌توان برای مصالح هسته سد از پارامترهای مقاومت برشی تحکیم نیافته زهکشی نشده (UU یا Q) در شرایط غیر اشباع با درصد رطوبت پایان ساخت استفاده نمود.

- مصالح نفوذپذیر پوسته یا پی (با قابلیت زهکشی آزاد) در طول زمان ساخت تحکیم می‌شود. در زمان زلزله نیز فشار آب حفره‌ای اضافی به سرعت زایل می‌گردد. لذا برای چنین مصالحی در تحلیل لرزه‌ای پایان ساخت از پارامترهای مقاومت برشی زهکشی شده (CD یا S)، استفاده می‌شود.

- در مصالح با نفوذپذیری متوسط (با قابلیت زهکشی نسبی) امکان تحکیم نسبی در زمان اجرا وجود دارد ولی با توجه به اینکه اطلاع دقیقی از وضعیت تحکیم این مصالح در دسترس نیست، مصالح به طور محافظه کارانه تحکیم نیافته فرض می‌شوند. همچنین از آنجائیکه فشار آب حفره‌ای اضافی تولید شده در اثر زلزله به طور مناسب زهکشی نمی‌گردد، استفاده از پارامترهای مقاومت برشی تحکیم نیافته زهکشی نشده (UU یا Q) توصیه می‌گردد. با این حال بهترین و دقیق‌ترین روش، انجام تحلیل عددی تنش موثر به منظور تخمین صحیح فشار آب حفره‌ای حاصل از ساخت و نیز ناشی از زلزله پس از آن است. در این حالت می‌توان از تحلیل پایداری با رویکرد تنش و پارامترهای مقاومت برشی موثر (CD) استفاده کرد.

• فشار آب حفره‌ای: در تحلیل تنش کل، فشار آب حفره‌ای اضافی دینامیکی در پارامترهای مقاومت برشی برحسب تنش کل منعکس شده و لزومی به لحاظ نمودن مضاعف آن در تحلیل نیست. لذا برای مصالح هسته فشار آبی در نظر گرفته نشده و برای سایر مصالح بدنه و پی، فشار آب حفره‌ای استاتیکی متناسب با تراز آب مخزن در بالادست و تراز پایاب محاسبه می‌گردد. از آنجائیکه در زمان طراحی سد، تراز آب مخزن در انتهای مرحله ساخت، به علت امکان آبیگری نسبی سد در زمان اجرا، مشخص نمی‌باشد، تحلیل پایداری برای سطوح آب محتمل مخزن سد، انجام و بحرانی‌ترین حالت در طراحی لحاظ گردد. در تحلیل تنش موثر، فشار آب حفره‌ای مطابق نتایج تحلیل‌های عددی در نظر گرفته می‌شود.

- ضریب زلزله و ضریب اطمینان: به طوریکه پیشتر اشاره شد، طول مرحله پایان ساخت در مقایسه با طول عمر سد نسبتاً کوتاه بوده و احتمال وقوع زلزله طرح در این زمان، اندک می‌باشد. از سوی دیگر خسارت خرابی سد در این حالت کمتر از حالتی است که سد در حالت مخزن پر دچار خرابی شود. لذا می‌توان زلزله‌های با دوره بازگشت کوتاه‌تر را ملاک طراحی قرار داد.

۲-۲-۴-۲- تراوش پایدار - مخزن پر

- شیروانی: تحلیل پایداری لرزه‌ای بدنه سد در شرایط تراوش پایدار از تراز نرمال مخزن برای شیب پائین‌دست الزامی است.
- نوع تحلیل پایداری: پایداری لرزه‌ای سد در شرایط تراوش پایدار به دو روش «تحلیل تنش کل» و «تحلیل تنش مؤثر» ارزیابی شده و بحرانی‌ترین حالت، ملاک طراحی قرار می‌گیرد.
- پارامترهای مقاومت برشی:

- هسته سد و لایه‌های مصالح ریزدانه اشباع پی (شرایط کاملاً زهکشی‌نشده) و همچنین مصالح با نفوذپذیری متوسط (با قابلیت زهکشی نسبی)، در زمان تراوش پایدار به خاطر گذشت زمان کافی و زایل شدن فشار آب حفره‌ای اضافی ناشی از بارگذاری‌های قبلی، حالت تحکیم یافته دارد. وقوع زلزله در مصالح ریزدانه اشباع به علت عدم امکان زهکشی مناسب، یک بارگذاری سریع و شرایط زهکشی‌نشده تلقی می‌گردد. لذا برای تحلیل پایداری لرزه‌ای سد در شرایط تراوش پایدار، در «تحلیل تنش کل» از پارامترهای مقاومت برشی زهکشی‌نشده (R یا CU) و در «تحلیل تنش مؤثر» از پارامترهای مقاومت برشی زهکشی‌شده (CD یا S) استفاده می‌گردد.

- در مصالح نفوذپذیر پوسته یا پی (با قابلیت زهکشی آزاد) هنگام زلزله فشار آب حفره‌ای اضافی تولید شده، به سرعت زایل می‌گردد. لذا برای چنین مصالحی در ارزیابی پایداری لرزه‌ای در شرایط تراوش دائم، در هر دو حالت «تحلیل تنش کل» و «تحلیل تنش مؤثر» همواره از پارامترهای مقاومت برشی زهکشی‌شده (CD یا S) بر حسب تنش‌های مؤثر استفاده می‌شود.

- فشار آب حفره‌ای: در هر دو «تحلیل تنش کل» و «تحلیل تنش مؤثر»، فشار آب حفره‌ای متناسب با سطح آب در بالادست، بدنه و پائین‌دست و با فرض شرایط هیدرواستاتیک یا تحلیل تراوش پایدار از تراز نرمال مخزن، در نظر گرفته می‌شود. علاوه بر فشار آب حفره‌ای استاتیکی، در تحلیل‌های تنش مؤثر لازم است فشار آب حفره‌ای اضافی دینامیکی نیز، با استفاده از آزمایش‌های تناوبی یا تحلیل‌های عددی دینامیکی، تخمین و در محاسبات لحاظ گردد.
- ضریب زلزله و ضریب اطمینان: این مرحله طولانی‌ترین مرحله از طول عمر سد به شمار می‌آید و احتمال وقوع حداکثر زلزله طرح در این شرایط قابل توجه می‌باشد و از طرف دیگر، در صورت آسیب یا خرابی سد، حداکثر خسارت قابل تصور پیش‌بینی می‌گردد. بنابراین، حداکثر زلزله طرح با ضریب اطمینان مناسب باید ملاک طراحی

قرار گیرد. بر این اساس توصیه می‌شود که سد در شرایط تراوش پایدار برای زلزله‌ای با ضریب K_H طراحی گردد. در این شرایط حداقل ضریب اطمینان مجاز پایداری لرزه‌ای را می‌توان بسته به درجه اهمیت سد بین ۱/۰۰ الی ۱/۱۵ اختیار نمود.

۲-۴-۳- تراوش پایدار - مخزن نیمه‌پر

- شیروانی: تحلیل پایداری لرزه‌ای بدنه سد در مرحله تراوش پایدار از مخزن نیمه‌پر (ترازهای مختلف سطح آب مخزن از تراز نرمال تا تراز حداقل) برای شیب بالادست الزامی است. نمودار ضریب اطمینان برحسب تراز آب مخزن ترسیم شده و بحرانی‌ترین حالت ملاک طراحی قرار می‌گیرد. تراز سطح آب مخزن مربوط به بحرانی‌ترین وضعیت پایداری (کمترین ضریب اطمینان) در شرایط استاتیکی و زلزله ممکن است متفاوت باشد.
 - پارامترهای مقاومت برشی: مطابق حالت تراوش پایدار مخزن پر می‌باشد.
 - فشار آب حفره‌ای: مطابق حالت تراوش پایدار مخزن پر، با این تفاوت که فشار آب حفره‌ای هیدرواستاتیکی متناسب با تراز مخزن نیمه‌پر (بسته به تراز آب مخزن)، می‌باشد.
 - ضریب زلزله و ضریب اطمینان: مطابق حالت تراوش پایدار مخزن پر می‌باشد.
- جدول (۲-۳) حالت‌های مختلف تحلیل، پارامترهای مورد نیاز در هر نوع تحلیل و ضرائب اطمینان مجاز را به اختصار نشان می‌دهد.

جدول ۲-۳- پارامترها و ضرائب اطمینان مورد نیاز برای حالت‌های مختلف تحلیل لرزه‌ای

حالت تحلیل	شیروانی	نوع تحلیل	نفوذپذیری مصالح	پارامترهای مقاومت برشی	فشار آب حفره‌ای	ضریب اطمینان مجاز
پایان ساخت	بالادست و پایین‌دست	تنش کل	کم	UU	در نظر گرفته نمی‌شود	۱/۰۰
			متوسط			
			زیاد	CD	سطح آب مخزن و پایاب در پایان ساخت	
تراوش پایدار مخزن پر	پایین‌دست	تنش کل	کم	CU	سطح آب مخزن پر در شرایط هیدرواستاتیکی	۱/۱۵ تا ۱/۰۰ (بسته به درجه اهمیت سد)
			متوسط			
			زیاد	CD		
	تنش مؤثر		کم	CD	سطح آب مخزن پر در شرایط هیدرواستاتیکی + فشار آب حفره‌ای اضافی دینامیکی	
			متوسط			
			زیاد			
تراوش پایدار مخزن نیمه‌پر	بالادست	تنش کل	کم	CU	سطح آب مخزن پر در شرایط هیدرواستاتیکی	۱/۱۵ تا ۱/۰۰ (بسته به درجه اهمیت سد)
			متوسط			
			زیاد	CD		
	تنش مؤثر		کم	CD	سطح آب مخزن پر در شرایط هیدرواستاتیکی + فشار آب حفره‌ای اضافی دینامیکی	
			متوسط			
			زیاد			

۲-۵- پارامترهای مصالح بدنه و پی

میزان دقت ضریب اطمینان محاسبه‌شده برای پایداری شیروانی‌های یک سد وابسته به دقتی است که در تعیین مشخصات فیزیکی و مکانیکی مصالح آن به کار گرفته شده است. بر همین اساس لازم است خصوصیات و پارامترهای مصالح با دقت مناسبی برای پی سد و همچنین برای هر یک از قرضه‌های مورد استفاده در ساخت بدنه سد برآورد گردد. با توجه به اینکه در تحلیل شبه‌استاتیک از روشهای تعادل حدی برای ارزیابی ضریب ایمنی شیب‌های بدنه سد استفاده می‌شود، در این قسمت تنها به معرفی و نحوه تعیین پارامترهای مورد نیاز این روشها پرداخته شده و از پرداختن به سایر پارامترهای مورد نظر در سایر تحلیل‌های مورد نیاز سدها نظیر تحلیل تراوش و تنش-کرنش به لحاظ رعایت اختصار خودداری می‌شود.

به طور کلی پارامترهای فیزیکی و مکانیکی مورد نیاز برای مصالح یک سد در تحلیل پایداری شبه‌استاتیک عبارتند از:

- ϕ : ضریب اصطکاک داخلی مصالح خاکی

- c : چسبندگی

- γ : وزن مخصوص مصالح در حالت طبیعی

- γ_{sat} : وزن مخصوص مصالح در حالت اشباع

این پارامترها بسته به نوع بارگذاری در دو حالت تنش کل و مؤثر در تحلیل‌های شبه‌استاتیک مورد استفاده قرار می‌گیرند. نحوه و شرایط استفاده از هر یک از این پارامترها در بخش ۲-۴ ارائه شده است. برای تخمین این پارامترها لازم است آزمایشهای مختلفی به این شرح بر روی مصالح انجام شود. احتمال، میزان و اثرات وقوع پدیده کاهش مقاومت برشی مصالح بدنه و پی سدها در هنگام زلزله یا پس از آن، باید در آزمایش‌ها و تحلیل‌ها مورد توجه قرار گیرد.

۲-۵-۱- روشهای تعیین مشخصات فیزیکی و مکانیکی مصالح پی

اغلب بسترهای سنگی از مقاومت برشی بسیار بالایی، در مقایسه با مصالح خاکی، برخوردارند و در این حالت سطوح لغزش از مسیر سنگ بستر عبور نکرده و عموماً در داخل بدنه سد محدود می‌گردد. سنگ بستر مقاوم در مدل سازی تحلیل پایداری شبه‌استاتیکی شیروانیها به عنوان تکیه گاه صلب محسوب شده و نیازی به مدلسازی آن نمی باشد. در شرایطی که سنگ بستر از مقاومت بالایی برخوردار نبوده یا دارای درزه‌هایی با امتداد نامطلوب باشد، ممکن است سطوح لغزش بحرانی از داخل لایه‌های سنگ بستر نیز عبور نماید. در این صورت لازم است که پی سنگی به طور مناسب، با توجه به پارامترهای مقاومت برشی و وضعیت درزه‌ها، در تحلیل‌های پایداری مدلسازی شود.

در مواردی که پی سد یا بخشهایی از آن از نوع آبرفتی و خاک می‌باشد، تخمین پارامترهای مورد نیاز برای تحلیل، بر اساس آزمایشهای آزمایشگاهی و صحرایی زیر امکان پذیر است:

- آزمایشهای آزمایشگاهی: به طور کلی شامل، آزمایش تعیین وزن مخصوص در حالت طبیعی و اشباع خاک، مقاومت فشاری محدود نشده یا تک محوری، برش مستقیم، سه محوری در هر سه حالت تحکیم نیافته زهکشی

نشده (UU)، تحکیم یافته زهکشی نشده (CU) و تحکیم یافته زهکشی شده (CD) بر روی نمونه‌های دست نخورده و یا نمونه‌های بازسازی شده، می‌باشد. انجام آزمایش‌های برشی زهکشی‌نشده (تک محوری و UU) برای خاک‌های نفوذپذیر ضرورتی ندارد.

البته انجام آزمایش عمومی شناسایی و طبقه‌بندی خاک نظیر دانه‌بندی، هیدرومتری، حدود اتربرگ و ... نیز در کنار آزمایش‌های اصلی ضروری است و می‌تواند در تخمین بهتر پارامترها راهگشا باشد.

- آزمایش‌های صحرایی: شامل آزمایش برش مستقیم برجا، آزمایش نفوذ استاندارد، نفوذ مخروط، برش پره و پرسومتر

با توجه به محدودیت آزمایش‌های آزمایشگاهی در تخمین پارامترهای خاکهای سیمانته شده و یا خاکهای ریزدانه حساس و نیز محدودیت حداکثر اندازه دانه‌ها و ... آزمایش‌های صحرایی و برجا می‌تواند نتایج بهتری را نسبت به آزمونهای آزمایشگاهی بدست دهد. برای یک برآورد اولیه از خصوصیات مقاومت برشی خاک در سدهای کوتاه و یا در مراحل اولیه طراحی سدهای بزرگ می‌توان پارامترهای مقاومت برشی خاک را از روابط موجود بین عدد آزمایش نفوذ استاندارد و مقاومت برشی به دست آورد. با این حال انجام آزمایش‌های فوق در مراحل بعدی تدقیق طراحی الزامی خواهد بود.

هرچند ممکن است، مدلسازی پی‌های سنگی در محاسبات و تحلیل‌های پایداری سدهای خاکی و سنگریز ضرورت نیابد، اما پیش از آغاز مراحل تحلیل پایداری، شناسایی خصوصیات این قبیل پی‌ها برای اطلاع از میزان مقاومت آن و انتخاب تراز مناسب قرارگیری پی و تعیین ضرورت مدلسازی پی سنگی اجتناب ناپذیر است. طبیعتاً این آزمونها در سنگ بسترهایی که در تحلیل‌های پایداری مدلسازی می‌شوند (شامل سنگهای ضعیف یا دارای درزه‌های نامطلوب و سنگهای نرم و انعطاف پذیر)، از اهمیت بیشتری برخوردار است. آزمایش‌های معمول برای شناسایی خصوصیات سنگ بستر به قرار زیر است:

- آزمایش‌های آزمایشگاهی: نظیر آزمایش تک محوری، تعیین سرعت موج برشی و ...، برای تعیین خصوصیات فیزیکی و مکانیکی سنگ

- آزمایش‌های صحرایی: شامل آزمونهای ژئوفیزیک برای تعیین لایه بندی بستر سنگی تا عمق مناسب و محاسبه سرعت موج برشی در هر لایه، آزمونهای درزه نگاری برای تعیین مشخصات هندسی و پرشدگی درزه‌ها، آزمایش‌های درجا نظیر برش مستقیم، دیلاتومتر سنگ، بارگذاری صفحه و ...، برای تعیین خصوصیات مکانیکی توده سنگ

۲-۵-۲- روشهای تعیین مشخصات فیزیکی و مکانیکی مصالح بدنه

بخش اصلی سطوح گسیختگی عمیق و تمامی سطوح گسیختگی سطحی، در بدنه سد واقع شده است. بر همین اساس شناخت بیشتر از خصوصیات مصالح این بخش از سد و تخمین دقیق زاویه اصطکاک داخلی و چسبندگی خاک و

سنگریز مورد استفاده برای هسته و پوسته سد بیش از مصالح پی سد اهمیت خواهد داشت. معمولاً مصالح مورد استفاده برای بدنه از قرضه‌های مختلفی تأمین می‌گردند و گاهی پیش از استفاده در سد، دانه‌بندی آنها اصلاح و یا دو یا چند نوع مصالح با هم ترکیب می‌شوند. پس از آن این مصالح به محل سد حمل و بر اساس مشخصات فنی طرح با تراکم و درصد رطوبت مشخص اجرا می‌شوند.

بدین ترتیب، آزمایش‌های عمومی شناسایی مصالح خاک نظیر دانه‌بندی، هیدرومتری، حدود اتربرگ، درصد رطوبت طبیعی و در مرحله ابتدایی شناسایی قرضه اجتناب ناپذیر خواهد بود. پس از این مرحله آزمایش‌های تراکم انجام می‌شود تا حدود درصد رطوبت بهینه و میزان حداقل وزن مخصوص مصالح به منظور اعمال در مشخصات فنی طرح معین گردد.

برای شناسایی مشخصات و خصوصیات مقاومت برشی و وزن مخصوص مصالح که در تحلیل‌های پایداری به کار گرفته می‌شوند لازم است نمونه‌هایی با حداقل تراکم مجاز و حداکثر درصد رطوبت تعیین شده در مشخصات فنی عملیات اجرایی طرح به صورت بازسازی شده^{۲۷} تهیه گشته و بر روی آنها آزمایشهای مقاومت برشی انجام شود. با توجه به امکان اشباع شدن مصالح، اندازه‌گیری وزن مخصوص و مقاومت برشی در دو حالت شرایط ساخت رطوبت بهینه (یا هر شرایطی که طبق آن سد ساخته می‌شود) و اشباع انجام می‌گیرد.

خصوصیات مقاومت برشی مصالح مورد استفاده در بدنه سد بر اساس آزمایشهای آزمایشگاهی برش مستقیم و سه محوری تعیین می‌شود. بر این اساس انجام آزمایش برش مستقیم در حالت کند (S) و آزمایش سه محوری در سه حالت تحکیم نیافته و زهکشی نشده (UU)، تحکیم یافته و زهکشی نشده با اندازه‌گیری فشار آب حفره‌ای (CU) و تحکیم یافته و زهکشی شده (CD)، برای تخمین این پارامترها الزامی است. یادآور می‌گردد در انجام آزمایشهایی که نیاز به اعمال فشار همه‌جانبه یا قائم بر روی نمونه‌ها می‌باشد، لازم است این فشار با تنشهای وارد شده در تراز از سد که قرار است آن مصالح در آنجا به کار گرفته شوند مطابقت داشته باشد. توصیه می‌شود، از مدلسازی اولیه برای تخمین شرایط تنش در نقاط مختلف بدنه سد، به منظور تعیین دستور کار آزمایشهای برش استفاده گردد.

در ضمن لازم است هماهنگی مناسبی بین مشخصات فنی عملیات اجرایی، آزمایشهای آزمایشگاهی و شرایط اجرایی در محل، در مورد میزان تراکم، درصد رطوبت و میزان اشباع نمونه‌های تحت آزمایش برقرار شود. همچنین تعداد آزمایشها بایستی از نظر آماری به حد کافی باشد تا نماینده واقعی رفتار مصالح و تغییرات احتمالی آن باشد.

پس از انجام تعداد قابل قبولی از آزمایشها، با توجه به حجم بدنه و تعدد منابع قرضه‌ها، پوش مقاومت برشی برای تحلیل به نحوی انتخاب شود که حداقل دو سوم نقاط آزمایش در زیر آن قرار داشته باشد. برای سدهای کوتاه که ممکن است در آنها تعداد کمی آزمایش انجام شده باشد، بهترین خط مماس بر دایره‌های موهر (پوش موهر کلمب) به عنوان معیار انتخاب پارامترهای مقاومت برشی محسوب می‌شود.

²⁷ Remold

در خصوص سدهای سنگریز با توجه به دانه‌بندی و ابعاد مصالح سنگریز تخمین پارامترهای مقاومت برشی با استفاده از آزمایش سه محوری بزرگ مقیاس توصیه می‌شود. در مواردی که تعیین پارامترهای مقاومتی مصالح درشت دانه مستلزم اصلاح دانه‌بندی آن باشد، لازم است از روشهای مناسب اصلاح دانه‌بندی، مانند روش موازی سازی دانه‌بندی آزمایشگاهی با دانه‌بندی صحرایی استفاده گردد.

فصل ۳

تحليل ديناميكي

۳-۱- مقدمه

«تحلیل دینامیکی» در واقع انجام تحلیل‌های عددی بر روی مدل بدنه و در صورت نیاز پی سد، می‌باشد که در طی آن، به واسطه در نظر گرفتن رفتار تنش-کرنش مصالح، به بررسی رفتار سد در زمان اعمال بارهای تناوبی لرزه‌ای و نیز تحلیل و بررسی رخدادهای احتمالی پس از وقوع زلزله، پرداخته می‌شود.

تحلیل دینامیکی اصولاً کاملترین نوع تحلیل لرزه‌ای سدهای خاکی و سنگریز به شمار می‌آید. چراکه بر خلاف تحلیل‌های معمول شبه استاتیک که صرفاً به مبحث پایداری سد می‌پردازد، تحلیل‌های دینامیکی قادرند تا علاوه بر نمایش رفتار سد در زمان وقوع زلزله و پس از آن، برخی دیگر از پارامترهای حائز اهمیت در طرح لرزه‌ای سدهای خاکی، از جمله میزان تغییر شکل‌های ماندگار، میزان فشار آب حفره‌ای اضافی، روانگرایی و... را نیز مورد تحلیل و ارزیابی قرار داده و تخمین مناسبی از شرایط یا مقدار آنها بدست دهند. بدین ترتیب روش‌های دینامیکی در کنار روش تحلیل لرزه‌ای به روش شبه استاتیک و به عنوان مکمل آن، همواره در تحلیل و طراحی لرزه‌ای کامل سدهای خاکی و سنگریز از اهمیت ویژه‌ای نزد طراحان و مهندسان برخوردار بوده‌اند.

۳-۱-۱- مزایا و محدودیتهای تحلیل دینامیکی

مهمترین مزایای تحلیل لرزه‌ای سدهای خاکی و سنگریز به روش دینامیکی به طور خلاصه عبارتند از:

- فراهم آمدن امکان مدلسازی رفتار تنش-کرنش تناوبی مصالح، در برابر بارهای دینامیکی زلزله و در نتیجه بررسی و ارزیابی دقیق‌تر رفتار سد در برابر زلزله‌های احتمالی در طول مدت رخداد زلزله و پس از آن
 - توانایی تخمین میزان تغییر شکل‌های ماندگار
 - امکان بررسی اثرات ناشی از وقوع روانگرایی در مصالح پی (و احیاناً بدنه) سد
 - توانایی در برآورد میزان و توزیع فشار آب حفره‌ای اضافی در داخل بدنه و پی سد
- همچنین روش‌های تحلیل دینامیکی نسبت به روش‌های ساده‌تر تحلیل لرزه‌ای نظیر تحلیل شبه استاتیکی دارای ویژگی‌هایی بدین شرح نیز می‌باشند:

- نیاز به انجام مطالعات کامل لرزه‌زمین ساخت به عنوان پیش‌نیاز تعیین بارهای ناشی از زلزله
- نیاز به سطح بالاتری از تجربه در انجام اینگونه تحلیل‌ها و درک رفتار مصالح در برابر بارهای تناوبی ناشی از زلزله
- پیچیدگی مدل‌های رفتاری مورد استفاده در تحلیل‌های غیرخطی و تعدد پارامترهای مورد نیاز آنها
- لزوم استفاده از آزمایش‌های تناوبی جهت برآورد پارامترهای مدل رفتاری
- نیاز به نرم‌افزار و سخت‌افزارهای پیشرفته‌تر نسبت به سایر انواع تحلیل
- صرف زمان قابل توجه به منظور مدلسازی، انتخاب، اصلاح و اعمال بارهای ناشی از زلزله و در نهایت حل مدل

عددی

مزایا و ویژگی‌های تحلیل دینامیکی سبب شده تا به منظور بررسی دقیق‌تر چگونگی عملکرد یک سد در زلزله، اینگونه تحلیل‌ها در طرح لرزه‌ای سدهای خاکی و سنگریز از جایگاه ویژه‌ای برخوردار باشند. روشهای مختلفی برای انجام تحلیل دینامیکی وجود دارد. روشهای الاستیک خطی، معادل خطی و غیرخطی سه روشی هستند که معمولاً در این تحلیل‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرند. در این میان روشهای معادل خطی و غیرخطی در تحلیل لرزه‌ای سدها مناسب‌ترند. مدل معادل خطی به سبب سادگی کاربرد و مدل غیرخطی به سبب مدلسازی دقیق‌تر رفتار سد تحت بارهای دینامیکی هریک به نوبه خود و در مراحل مختلف تحلیل دینامیکی بسته به شرایط و ویژگی‌های سد جایگاه مربوط به خود را دارا می‌باشند.

توجه به این نکته ضروری است که دقت هر روش، وابسته به میزان دقت پارامترهای ورودی است و هرچه دقت پارامترهای حاصل از نتایج آزمایشها یا تخمینهای تجربی کمتر باشد، ممکن است تحلیل ارزش خود را از دست داده و یا گمراه کننده باشد. بنابراین قدم اول در انتخاب هر یک از روشهای تحلیل دینامیکی، اطمینان از حصول پارامترهای صحیح مورد نیاز برای آن تحلیل است. جزئیات هریک از روشهای موجود در تحلیل دینامیکی از جمله روش معادل خطی و غیرخطی در این فصل ارائه شده است.

۳-۱-۲- الزام استفاده از روش دینامیکی در طرح لرزه‌ای

انجام تحلیل لرزه‌ای به روش دینامیکی مطابق بند ۱-۶-۳ این راهنما برای کلیه سدهای خاکی و سنگریز مورد شمول این راهنما که در طبقه‌بندی سدها جزء سدهای بزرگ جای دارند و همچنین سدهای متوسطی که در مناطق با پتانسیل خطر بالا قرار می‌گیرد در مطالعات مرحله دوم الزامی است. لازم به ذکر است برای سدهای با ارتفاع بیش از ۱۰۰ متر که در مناطق با لرزه خیزی بالا احداث خواهند شد، توصیه می‌شود در انتهای مطالعات مرحله اول (مطالعات مرحله شناخت) بر روی گزینه منتخب بدنه، تحلیل دینامیکی با پارامترهای در دسترس مصالح انجام گردد تا در صورت عملکرد لرزه‌ای نامطلوب، سایر گزینه‌های بدنه مجدداً ارزیابی گردد.

۳-۲- بارگذاری لرزه‌ای

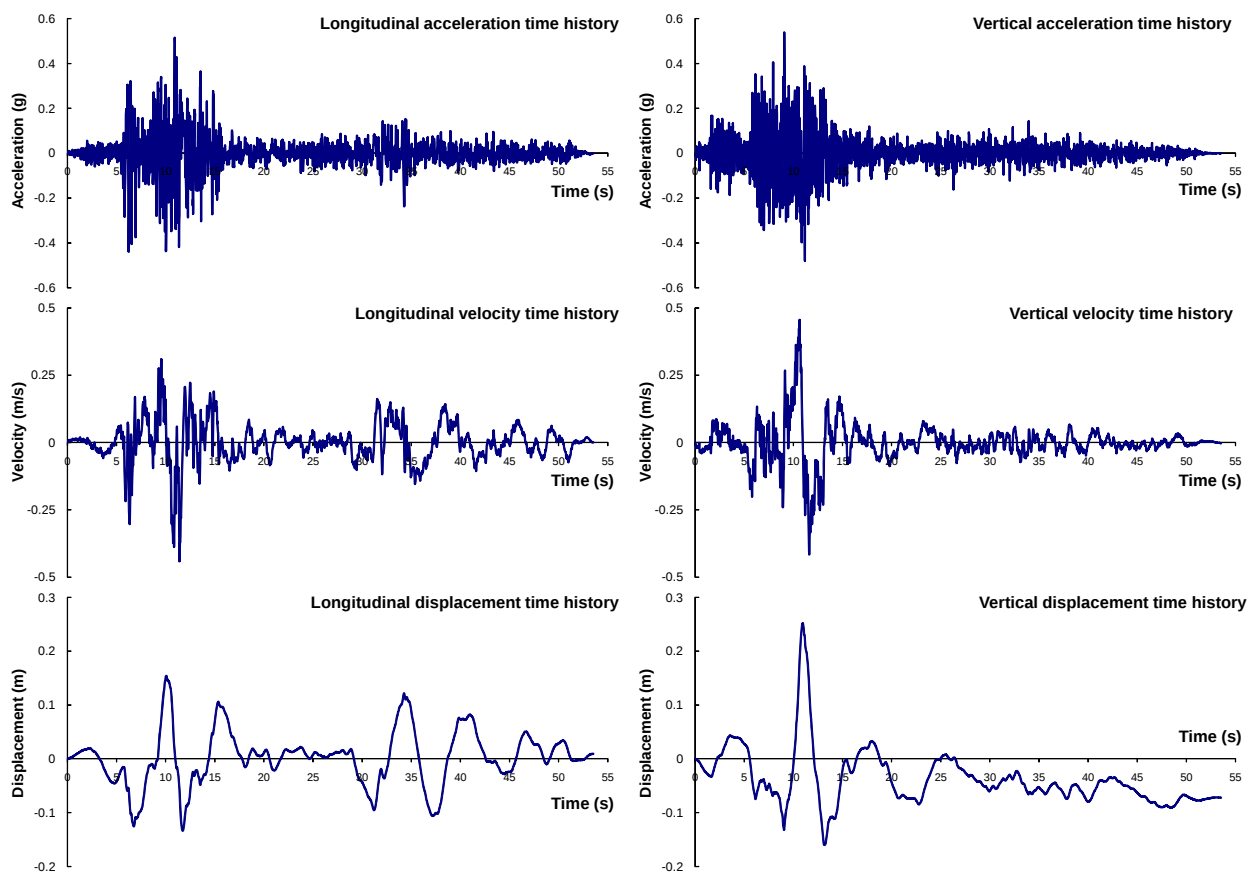
زلزله توسط حرکات ناگهانی در گسلها و نواحی فعال پوسته زمین پدید می‌آید. عامل حرکت گسل، جهش الاستیک^{۲۸} ناشی از آزاد شدن ناگهانی انرژی کرنشی در پوسته زمین است. گسلش در توده سنگها باعث بروز لرزهایی می‌شود که به صورت امواجی در پوسته زمین منتشر می‌گردد. این لرزهها حرکاتی را در سطح زمین ایجاد می‌کنند که سبب ایجاد تغییر شکل و اعمال تنش بر روی سازه‌های زیرزمینی و سطحی شده و منبع بیشتر خرابیهای حاصل از زلزله هستند. از اعمال این تنشها بر روی سازه‌ها، تحت عنوان بارگذاری دینامیکی یا لرزه‌ای یاد می‌شود. با توجه به ماهیت زلزله مقدار و

²⁸ Elastic Rebound

جهت این بارگذاری در طول زمان زلزله تغییر می‌کند که روند این تغییرات در طول زمان را تاریخچه زمانی آن زلزله می‌نامند. بارگذاری لرزه‌ای در قالب تاریخچه زمانی شتاب زلزله (شتابنگاشت) یا هریک از تاریخچه‌های زمانی سرعت، تغییر مکان یا تنش معادل آن، در مدل عددی اعمال می‌گردد.

دامنه امواج زلزله عموماً در سه راستای مختلف، شامل دو راستای افقی عمود بر هم و یک راستای قائم بر سطح توسط لرزه‌نگارها^{۲۹} ثبت می‌شوند. پارامترهای دامنه به طور کلی شامل تاریخچه شتاب، سرعت و یا تغییر مکان یک نقطه نسبت به زمان می‌باشد. شکل (۱-۳) تاریخچه زمانی پارامترهای زلزله منجیل به بزرگی ۷/۳ را که در سال ۱۳۶۹ در ایستگاه آب بر به فاصله ۱۰ کیلومتری از زلزله ثبت شده است را در دو راستای افقی و قائم نشان می‌دهد. با در دست داشتن تاریخچه زمانی هریک از این پارامترها می‌توان به تاریخچه زمانی پارامترهای دیگر دست یافت. به عنوان مثال تاریخچه زمانی سرعت در یک نقطه، با یک بار انتگرال‌گیری و تاریخچه زمانی تغییر مکان با دو بار انتگرال‌گیری از تاریخچه زمانی شتاب به دست می‌آید.

کمیت‌هایی از تاریخچه زمانی یک زلزله که برای بیان و توصیف ویژگی‌های آن زلزله کاربرد دارد، پارامترهای لرزه‌ای نامیده می‌شوند که در ادامه به اختصار به معرفی آنها پرداخته خواهد شد.



شکل ۱-۳- تاریخچه زمانی شتاب، سرعت و تغییر مکان در زلزله منجیل (ایستگاه آب بر)

²⁹ Seismogram

۳-۲-۱- معرفی پارامترهای لرزه‌ای

۳-۲-۱-۱- مقادیر حداکثر^{۳۰}

یکی از خصوصیات تاریخچه زمانی پارامترهای زلزله (شتاب، سرعت یا تغییرمکان) حداکثر مقدار آن پارامتر در طول زلزله می‌باشد. شتاب افقی حداکثر (PHGA)^{۳۱} پرکاربردترین پارامتر طراحی دینامیکی در ژئوتکنیک می‌باشد. در حالیکه حداکثر سرعت افقی (PHGV)^{۳۲} به عنوان یک پارامتر اساسی در خرابی سازه‌های مدفون نزدیک سطح زمین و حداکثر تغییر مکان افقی (PHGD)^{۳۳} در طراحی دیوارهای حائل، تونلها و خطوط لوله زیرزمینی کاربرد دارند. با توجه به اهمیت مؤلفه افقی زلزله در تحلیل دینامیکی، پارامترهای زلزله اغلب به پارامترهای مؤلفه افقی بسنده شده و تحت عنوان حداکثر شتاب (PGA)^{۳۴}، حداکثر سرعت (PGV)^{۳۵} و حداکثر تغییر مکان (PGD)^{۳۶} از آنها یاد می‌شود. به عنوان مثال مقادیر این پارامترها در زلزله منجیل بر اساس شکل (۳-۱) به ترتیب برابر با $0.51g$ ، $0.43m/s$ و $0.18m$ می‌باشد. این مقادیر حداکثر زلزله طرح، برای سازه‌های بزرگ مانند سدها بر اساس تحلیل خطر لرزه‌ای و در سازه‌های کوچکتر مانند ساختمانها معمولاً بر اساس پهنه‌بندی‌های خطر لرزه‌ای ارائه شده در استانداردهای مرتبط تعیین می‌گردند. استفاده از روابط کاهندگی، اصلی‌ترین روش در مطالعات تحلیل خطر لرزه‌ای برای تعیین پارامترهای حداکثر زلزله طرح به شمار می‌آید. پیوست ۷ به اختصار به معرفی این روابط پرداخته است.

۳-۲-۱-۲- محتوای فرکانسی^{۳۷}

به طور کلی امواج زلزله متشکل از مجموعه‌ای از موجهای ساده‌تر با فرکانسها و دامنه‌های متفاوت می‌باشد. محتوای فرکانسی یک زلزله در واقع نشان دهنده اینست که دامنه این امواج، چگونه در فرکانسهای مختلف گسترش یافته‌اند. در واقع آنچه که سبب می‌شود تا پاسخ سازه در قبال دو زلزله با انرژی، حداکثر شتاب و دیگر پارامترهای یکسان، متفاوت باشد، اختلاف در محتوای فرکانسی آن دو زلزله است. محتوای فرکانسی زلزله معمولاً در طیف پاسخ شتاب (طیف بازتاب) و یا طیف فوریه دامنه شتاب آن منعکس می‌گردد.

۳-۲-۱-۲-۱- طیف پاسخ^{۳۸} (طیف بازتاب)

یکی از روشهای طراحی سازه‌ها در برابر زلزله استفاده از طیف پاسخ می‌باشد. طیف پاسخ عبارتست از حداکثر پاسخ سیستمهای یک درجه آزادی با فرکانسهای طبیعی مختلف، به تاریخچه زلزله ورودی که به صورت تابعی از فرکانس

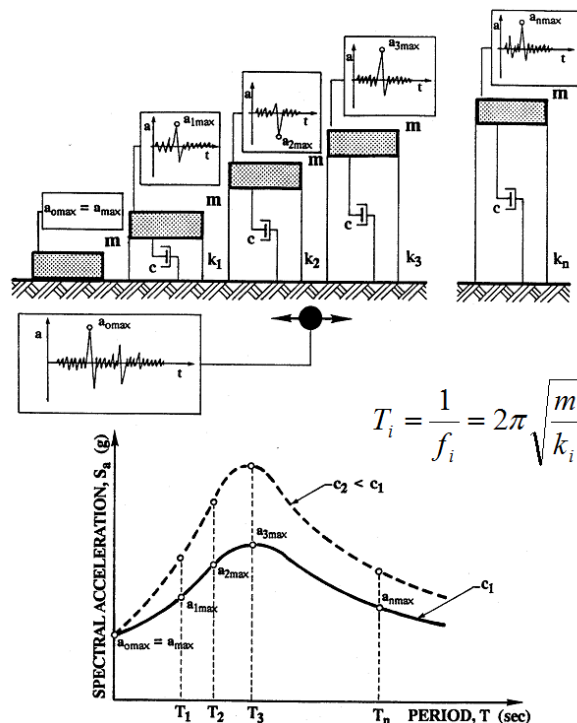
³⁰ Peak values³¹ Peak Ground Horizontal Acceleration³² Peak Ground Horizontal Velocity³³ Peak Ground Horizontal Displacement³⁴ Peak Ground Acceleration³⁵ Peak Ground Velocity³⁶ Peak Ground Displacement³⁷ Frequency Content³⁸ Response Spectrum

طبیعی (پریود طبیعی) و میرایی بیان می‌شود. این پاسخ می‌تواند در قالب حداکثر شتاب (S_a)، حداکثر سرعت (S_v) و یا حداکثر تغییر مکان (S_d) باشد که در این صورت به ترتیب طیف پاسخ شتاب (PSA)^{۳۹}، طیف پاسخ سرعت (PSV)^{۴۰} و طیف پاسخ جابجایی (PSD)^{۴۱} نامیده خواهد شد.

برای هر موج زلزله این پاسخ‌ها تنها به فرکانس طبیعی سیستم یک درجه آزادی و میرایی آن بستگی دارد. در شکل (۲-۳) سیستم یک درجه آزادی با سختی‌های (فرکانس‌ها) مختلف نشان داده شده است. لازم به ذکر است که در پریود طبیعی صفر، سیستم یک درجه آزادی به صورت صلب عمل کرده و میزان پاسخ سیستم عملاً حداکثر جنبش ورودی خواهد بود.

با ترسیم تغییرات حداکثر پاسخ شتاب نسبت به پریود طبیعی و میرایی سیستم، مطابق شکل (۲-۳)، طیف پاسخ شتاب برای میرایی‌های مختلف بدست می‌آید. با افزایش میرایی طبیعتاً قسمتی از انرژی جذب شده و میزان پاسخ سیستم یک درجه آزادی کاهش می‌یابد. طیف پاسخ طرح می‌تواند برای میرایی‌های مختلفی رسم شود ولی معمولاً در میرایی ۵ درصد ارائه می‌گردد. به عنوان مثال در شکل (۳-۳) طیف پاسخ شتاب، سرعت و تغییر مکان در میرایی ۵ درصد برای تاریخچه زمانی مولفه افقی (طولی) زلزله منجیل ترسیم شده است.

یکی از کاربردهای طیف پاسخ، برآورد تاریخچه زلزله محتمل در یک سایت می‌باشد که در بخش ۲-۲-۳ به اختصار توضیحاتی در این خصوص ارائه شده است.

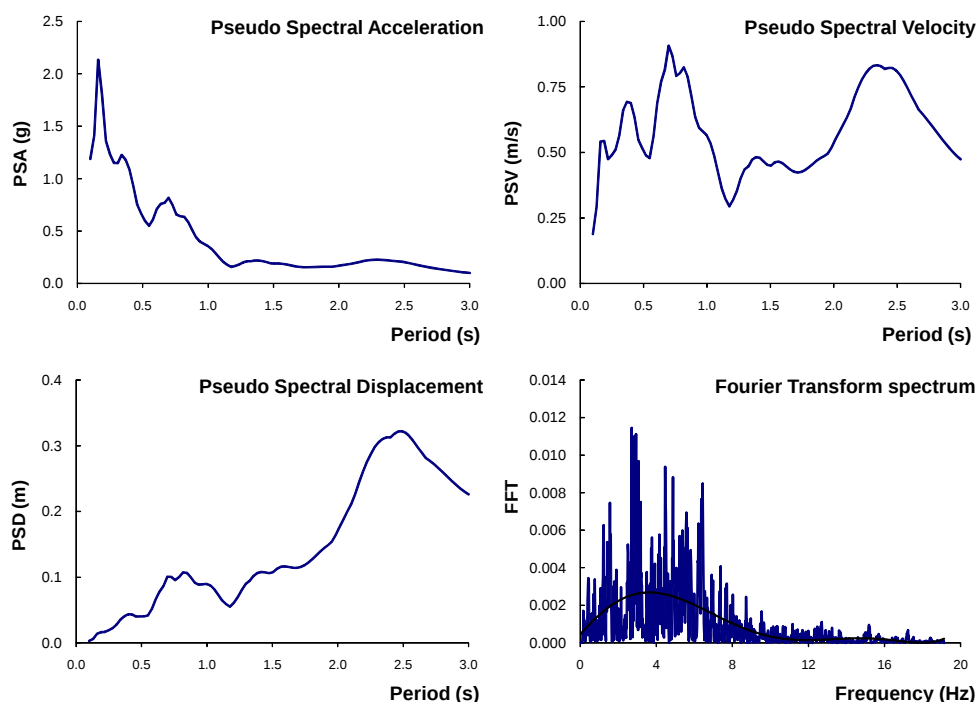


شکل ۲-۳- مفهوم طیف پاسخ

³⁹ Pseudo Spectral Acceleration

⁴⁰ Pseudo Spectral Velocity

⁴¹ Pseudo Spectral Displacement



شکل ۳-۳- طیف پاسخ شتاب، سرعت و تغییر مکان (میرایی = ۵ درصد) و طیف فوریه مولفه افقی (طولی) زلزله منجیل

۳-۲-۱-۲-۳- طیف فوریه

فیزیکدان فرانسوی به نام فوریه^{۴۲} نشان داد که هر تابعی را می‌توان به صورت مجموعی از توابع سینوسی با دامنه‌ها، فرکانس‌ها و فازهای مختلف بیان کرد. با توجه به طبیعت پیچیده امواج زلزله، می‌توان این امواج را به صورت مجموع بارهای تناوبی نوشت. در صورتی که تابع شتاب زلزله به صورت $a_g(t)$ نمایش داده شود تابع تبدیل فوریه را به صورت زیر می‌توان بیان کرد:

$$F(\omega) = \int_0^{T_0} a_g(t) e^{-i\omega t} dt \quad (۱-۳)$$

که در آن $F(\omega)$ تابع تبدیل فوریه، ω فرکانس دورانی و T_0 مدت زلزله و $i = \sqrt{-1}$ است. بدین ترتیب می‌توان شتاب را از تبدیل عکس فوریه به دست آورد:

$$a_g(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} F(\omega) e^{i\omega t} d\omega \quad (۲-۳)$$

رابطه (۱-۳) را می‌توان به صورت زیر نیز نوشت:

$$F(\omega) = \int_0^{T_0} a_g(t) \cos \omega t dt - i \int_0^{T_0} a_g(t) \sin \omega t dt = c(\omega) - is(\omega) \quad (۳-۳)$$

⁴² Fourier

بنابراین $F(\omega)$ یک تابع مختلط است که می‌تواند با دامنه‌ها و زاویه‌های فاز آن بیان شود. دامنه این تابع به نام طیف دامنه فوریه^{۴۳} ($FAS(\omega)$) و فاز آن، طیف فاز فوریه^{۴۴} ($\Phi(\omega)$) نامیده می‌شود.

$$FAS(\omega) = \sqrt{c^2(\omega) + s^2(\omega)} \quad (۴-۳)$$

$$\Phi(\omega) = -\tan^{-1} \left[\frac{s(\omega)}{c(\omega)} \right]$$

یکی از کاربردهای طیف فوریه تعیین فرکانس‌های طبیعی سازه می‌باشد. به عنوان مثال اگر در یک سد، طیف فوریه شتاب تاج بر طیف فوریه زلزله ورودی (که در پائین ترین رقوم مدل سد وارد می‌شود) تقسیم شود، تابعی به دست می‌آید که به آن تابع انتقال^{۴۵} (TF) گفته می‌شود. در صورتی که این تابع نسبت به فرکانس ترسیم گردد، فرکانس‌هایی که منجر به بروز تشدید در تابع مذکور می‌شود همان فرکانس‌های طبیعی سیستم سد (و پی) خواهند بود. از دیگر کاربردهای طیف فوریه در دینامیک سازه‌ها و لرزه زمین ساخت، می‌توان به استفاده از آن در بازتولید تاریخچه زمانی موج زلزله با توجه به پارامترهای لرزه زمین ساخت منطقه مورد نظر اشاره نمود.

۳-۲-۱-۳- پرپود (فرکانس) غالب زلزله

پرپود غالب^{۴۶} زلزله طبق تعریف عبارت است از، پرپود ارتعاشاتی که در آن حداکثر مقادیر طیف دامنه فوریه ایجاد می‌شود. برای حذف اثر برخی نویزها، معمولاً پرپود غالب از منحنی هموار شده^{۴۷} طیف فوریه به دست می‌آید. به عنوان مثال در طیف فوریه زلزله منجیل شکل (۳-۳)، مقدار فرکانس غالب حدود ۴ هرتز می‌باشد. هر قدر پرپود غالب زلزله نزدیک به پرپود مدهای ارتعاشی اصلی سد باشد احتمال تشدید بیشتر خواهد بود. پرپود غالب زلزله به نوعی بیانگر محتوای فرکانسی تقریبی موج زلزله نیز می‌باشد. از اینرو این پارامتر در برآورد تغییرمکانهای ماندگار به روش تخمینی و نیز تعیین پارامترهای میرایی رایلی مورد استفاده قرار می‌گیرد.

۳-۲-۱-۴- مدت دوام زلزله

مدت دوام زلزله، به کل مدتی که در طی آن زلزله رخ داده است اطلاق می‌شود. مدت دوام زلزله در پاسخ سازه‌های ژئوتکنیکی در برابر زلزله بسیار مؤثر است. به‌ویژه در شرایطی که در لایه‌های خاک احتمال افزایش فشار آب حفره‌ای، کاهش مقاومت و سختی در طول بارگذاری دینامیکی و یا سایر گسیختگی‌های پیشرونده^{۴۸} وجود دارد، اهمیت آن دو چندان می‌شود. بنابراین در ارزیابی روانگرایی و تحلیل‌های تغییر مکان لازم است این پارامتر مورد توجه ویژه‌ای قرار گیرد.

^{۴۳} Fourier Amplitude Spectrum (FAS)

^{۴۴} Fourier Phase Spectrum

^{۴۵} Transfer Function (TF)

^{۴۶} Predominant Period (T_p)

^{۴۷} Smoothed

^{۴۸} Progressive Failures

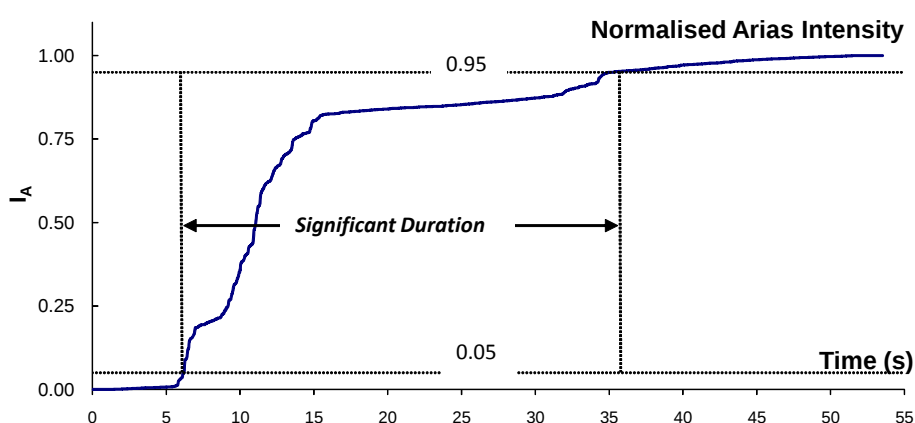
مدت زلزله ارتباط مستقیمی با شدت آریاس (I_A) دارد. شدت آریاس عبارت است از مجموع کل انرژی در واحد وزن در یک سیستم یک درجه آزادی بدون میرایی که دارای فرکانس‌هایی با توزیع یکنواخت از صفر تا بینهایت هستند. شدت آریاس از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$I_A = \frac{\pi}{2g} \int_0^{t_d} [a_g(t)]^2 dt \quad (۵-۳)$$

در این رابطه $a_g(t)$ تاریخچه شتاب زلزله، t_d کل زمان زلزله و g شتاب جاذبه است.

در حالت کلی تحلیل‌های دینامیکی می‌بایست در کل طول مدت زلزله انجام شود. این موضوع سبب افزایش قابل توجه زمان تحلیل می‌شود. لذا در برخی موارد با توجه به تأثیر کمتر بخش‌های ابتدا و انتهای شتابنگاشت ورودی بر رفتار دینامیکی سد می‌توان این بخش‌ها را حذف و بارگذاری لرزه‌ای را در مدت کوتاهتری نسبت به مدت کل انجام داد به شرطی که اولاً احتمال وقوع روانگرایی در بدنه یا پی سد موجود نباشد و ثانیاً بتوان از پایداری سد پس از زلزله اطمینان حاصل نمود. لازم به ذکر است مدت زمانی که از شتابنگاشت زلزله انتخاب می‌شود باید حجم عمده‌ای از انرژی زلزله را دارا باشد. این مقدار معمولاً ۹۰ درصد انرژی کل می‌باشد. بدین ترتیب، مدت زمانی از زلزله را که در آن (معمولاً) بیش از ۹۰ درصد انرژی زلزله وجود دارد را «مدت زمان مؤثر زلزله»^{۴۹} می‌گویند. این زمان بین ۰/۰۵ تا ۰/۹۵ شدت آریاس مقیاس شده، است.

شکل (۴-۳) شدت آریاس مقیاس شده زلزله منجیل را نشان می‌دهد. بر حسب تعریف ارائه شده مدت زمان مؤثر زلزله در زلزله منجیل ۳۰ ثانیه می‌باشد، در حالیکه زلزله در حدود ۵۵ ثانیه به طول انجامیده است.



شکل ۴-۳- تعریف مدت غالب زلزله

⁴⁹ Significant duration

۳-۲-۲- روش‌های انتخاب شتابنگاشت

در انتخاب شتابنگاشت مناسب برای یک ساختمان، لازم است خصوصیات ساختمان و منبع زلزله از نظر بزرگای زلزله، مکانیزم گسلش (مستقیم، معکوس، ...)، عمق کانونی، فاصله ساختمان تا منبع زلزله، زمین شناسی منطقه، شتاب حداکثر، محتوای فرکانسی، مدت زلزله و انرژی مورد توجه قرار گیرد و تا حد امکان این ویژگی‌ها با خصوصیات ساختمان طرح و زلزله محتمل در آن همسان باشد.

روشهای مختلفی برای انتخاب شتابنگاشت متناسب با ساختمان جهت انجام تحلیل‌های دینامیکی وجود دارد. برخی از مهمترین این روشها عبارتند از:

- ۱- انتخاب تاریخچه زلزله‌ای که در ساختمانی مشابه و دارای پارامترهای لرزه‌خیزی مشابه ساختمان مورد نظر و تقریباً در همان فاصله مورد انتظار رخ داده باشد
 - ۲- استفاده از شتابنگاشت‌های مصنوعی برای بزرگای هدف
 - ۳- تخمین طیف پاسخ ساختمان با توجه به فاصله، بزرگا، شرایط ساختمانی و مکانیزم گسلش و مقیاس کردن طیف پاسخ یک زلزله منتخب ثبت شده یا مصنوعی، متناسب با آن
 - ۴- شبیه سازی انتقال موج از منبع زلزله و محاسبه شتابنگاشت حاصله در موقعیت ساختمان
- از میان روشهای فوق به دلیل اطلاعات کم زلزله‌های بزرگ در ایران، روش سوم جهت تخمین تاریخچه شتاب زلزله روشی متداول تر به شمار می‌آید. مراحل این روش به طور خلاصه عبارتست از:
- الف- انتخاب یک تاریخچه زلزله مشابه آنچه که در ساختمان رخداد آن محتمل به نظر می‌رسد (شکل ۳-۵-الف).
 - ب- تعیین طیف فوریه و طیف پاسخ شتاب تاریخچه زلزله منتخب، با فرض میرایی ۵ درصد (شکل ۳-۵-ب و پ)
 - پ- تعیین طیف پاسخ طرح بر اساس روابط کاهندگی متناسب با ساختمان (شکل ۳-۵-ت)
 - ت- تعیین طیف فوریه اصلاح شده نسبت به طیف پاسخ طرح مطابق رابطه زیر:

$$(FFT_i)_{target} = (FFT_i)_{ini} \times \frac{(SPEC_i)_{target}}{(SPEC_i)_{ini}} \quad (۳-۶)$$

ث- تبدیل فوریه عکس از تابع فوق جهت رسیدن به تاریخچه زلزله مطلوب

در رابطه فوق FFT_i و $SPEC_i$ ، مقادیر طیف فوریه و طیف پاسخ در هر فرکانس i هستند و منظور از $target$ و ini ، مولفه‌های شتابنگاشت هدف و شتابنگاشت اولیه می‌باشند. انجام محاسبات فوق به صورت سعی و خطا بوده و عملیات فوق آنقدر ادامه می‌یابد تا تفاوت بین طیف پاسخ هدف و طیف پاسخ شتاب مقیاس شده به حداقل ممکن (مثلاً کمتر از ۱۰ درصد) برسد.

به طور کلی تاریخچه‌های شتاب برای یک ساختمان به هر روشی که محاسبه شود، دارای عدم قطعیت می‌باشد. از اینرو توصیه می‌شود که برای تحلیل دینامیکی به روش خطی یا معادل خطی از ۳ تاریخچه زمانی زلزله برای هریک از

1. Given accelerogram due to earthquake

2. It's Fourier spectrum

3. It's response spectrum
5% Damping

4. Design response spectrum
5% Damping

5. Scaling procedure for Fourier spectrum

6. Transform scaled Fourier spectrum to time domain to obtain scaled accelerogram

(a) (b) (c) (d) (e) (f)

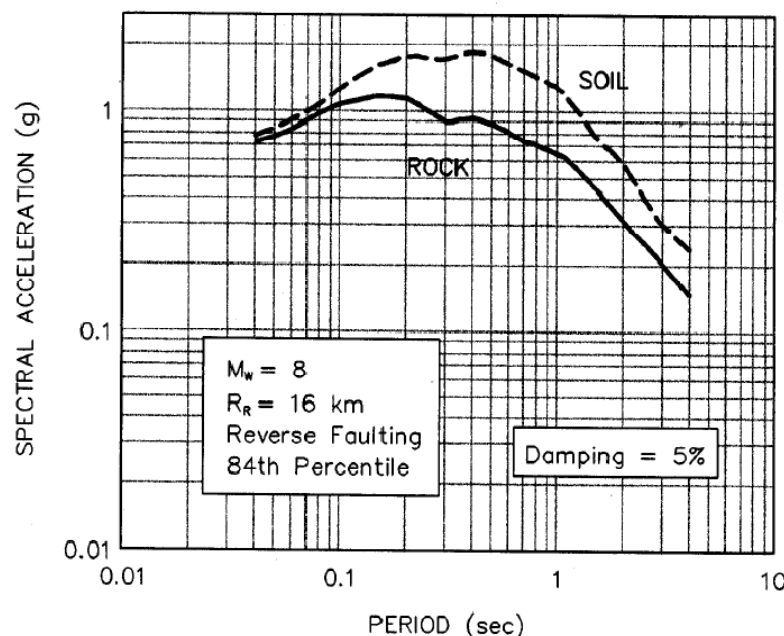
شکل ۳-۵- مراحل مختلف تهیه تاریخچه زلزله براسای طیف پاسخ طرح

۳-۲-۳- اثر شرایط ساختگاهی

تجربه زلزله‌های مختلف نشان داده است که شرایط ساختمانی بر میزان ارتعاشات و خرابیهای حاصل از زلزله تأثیرگذار می‌باشد. همانگونه که وجود لایه‌های آبرفتی در یک ساختمان می‌تواند احتمال تشدید ارتعاشات زلزله را تقویت نموده و خرابی‌های قابل توجهی را به بار آورد، در ساختمانی مشابه با همان فاصله از منبع زلزله که بر روی سنگ قرار گرفته است و یا دارای عمق و مشخصات آبرفت متفاوت است ممکن است خرابی‌های حاصل از زلزله بسیار محدودتر

باشد. به عنوان مثال در زلزله ۱۹۰۶ سانفرانسیسکو، زلزله ۱۹۸۵ مکزیکوسیتی، زلزله ۱۹۸۹ لوماپریتا و زلزله ۱۳۶۹ منجیل طیف پاسخ شتاب در ساختگاه‌های خاکی در پیرودهای بزرگتری نسبت به ساختگاه‌های سنگی تشدید شده است. در حقیقت در صورتی که پیروید طبیعی توده خاک نزدیک به پیروید غالب زلزله باشد احتمال تشدید شتابهای زلزله در آن آبرفت وجود دارد. این مساله باید در روابط کاهندگی مورد استفاده جهت تخمین طیف پاسخ تاریخچه زمانی شتاب نیز مورد توجه قرار گیرد. به عنوان مثال در شکل (۳-۶)، طیف پاسخ ساختگاه سنگی در مقایسه با ساختگاه آبرفتی برای فاصله ۱۶ کیلومتری از منبع زلزله به بزرگی ممان $M_w=8$ ترسیم شده است. همانطور که دیده می‌شود ساختگاه‌های آبرفتی در پیرودهای بزرگتر، بزرگنمایی بیشتری را نشان می‌دهند. این مساله در استانداردهای ساختمانی مانند «آیین‌نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله» (استاندارد ۸۴-۲۸۰۰ ایران) نیز در قالب ضریب بازتاب ساختمان (B) به صورت تابعی از پیروید اصلی و شرایط ساختگاهی لحاظ گردیده است.

بدین ترتیب در هنگام اعمال شتابنگاشت ورودی در مدل عددی، به خصوص در هنگامیکه پی سد آبرفتی بوده و در مدلسازی لحاظ می‌گردد، باید فرضیاتی که بر مبنای آن، شتابنگاشت محاسبه شده مورد توجه قرار گیرد، تا تأثیر شرایط ساختگاهی به طور مضاعف در مدل اعمال نگردد. در این حالت ضروری است که مشخصات زلزله ورودی با محل اعمال آن در مدل متناسب باشد. در غیر این صورت باید پیش از اعمال بار به مدل، اصلاح امواج ورودی برای عمق مورد نظر^{۵۰}، انجام شود.



شکل ۳-۶- مقایسه طیف پاسخ در ساختگاه‌های سنگی و آبرفتی

⁵⁰ Deconvolution

پریود تشدید در یک آبرفت به عمق H و سرعت موج برشی متوسط $(V_s)_{avg}$ را می‌توان از رابطه زیر که برای انتشار امواج در یک محیط الاستیک است، به دست آورد:

$$T_o = 4H / (V_s)_{avg} \quad (۷-۳)$$

تشدید در طیف پاسخ ساختگاه‌های آبرفتی می‌تواند در زلزله‌هایی که پریود غالب آنها در محدوده پریود نوسانی فوق باشد، اتفاق افتد.

شرایط ساختگاهی بر مدت زلزله نیز تأثیر دارد. عملاً مدت زلزله‌ها در ساختگاه‌های آبرفتی از نظر آماری دارای پراکندگی زیادی بوده و معمولاً بزرگتر از ساختگاه‌های سنگی می‌باشد.

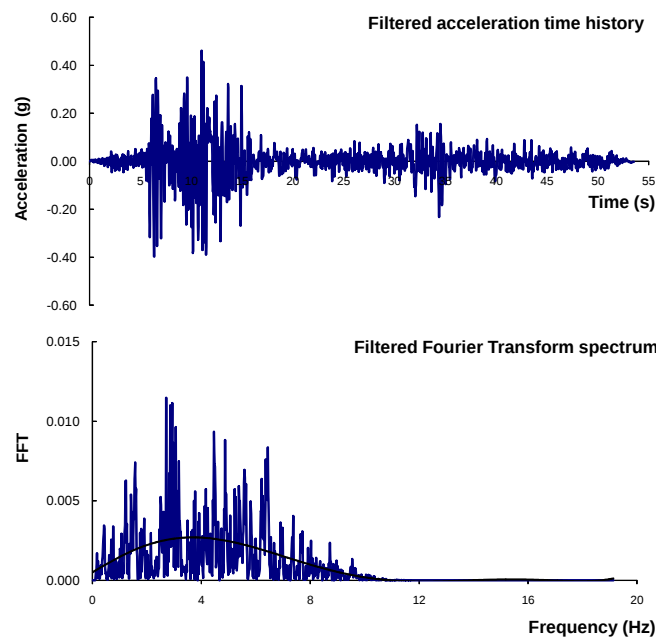
۳-۲-۴- روش‌های اصلاح شتابنگاشت

جهت استفاده از تاریخچه زلزله در تحلیلهای دینامیکی لازم است اصلاحاتی بر روی آن انجام شود تا از یک سو تحلیلهای با مشکلات عددی مواجه نشوند و از سوی دیگر نتایج حاصله تا حد امکان دقیق بوده و گمراه کننده نباشد. به طور کلی فیلتر کردن و اصلاح خط مبنا دو نوع اصلاحی است که معمولاً در مورد تاریخچه زلزله انجام می‌شود.

۳-۲-۴-۱- فیلتر کردن تاریخچه زلزله

معمولاً زلزله‌ها به ندرت دارای مولفه‌هایی با فرکانس بالا (به عنوان مثال بالاتر از ۱۵ هرتز) می‌باشند. هرچند در صورت وجود نیز این مولفه‌ها نقش چندانی در میزان انرژی وارد بر سازه ندارند. اما از سوی دیگر جهت انجام تحلیل دینامیکی مناسب، هر چه فرکانس‌های زلزله بیشتر باشد، شبکه المانهای ریزتری مورد نیاز خواهد بود که در عمل منجر به افزایش حجم و زمان محاسبات می‌گردد. یک روش برای رفع این معضل، حذف فرکانس‌های بالا و به اصطلاح فیلتر کردن آنها می‌باشد.

به عنوان مثال در صورت اصلاح تاریخچه زلزله منجیل به نحویکه که فرکانس‌های بالای ۱۰ هرتز در آن وجود نداشته باشد، تاریخچه زلزله اصلاح شده به صورت شکل (۷-۳) به دست می‌آید. در همین شکل طیف دامنه فوریه آن نیز نشان داده شده است. همانطور که مشاهده می‌شود در طیف دامنه فوریه، در فرکانس‌های بالاتر از ۱۰ هرتز، دامنه‌ای مشاهده نمی‌شود. همچنین مقدار حداکثر شتاب در این تاریخچه زلزله از $0.505g$ به $0.46g$ کاهش یافته که با توجه به اینکه این موج به صورت یک نویز عمل می‌کرده، انرژی زلزله فیلتر شده با انرژی حالت اولیه آن تفاوت چندانی نخواهد داشت.



شکل ۳-۷- تاریخچه زلزله منجیل و طیف دامنه فوریه آن با فیلتر شدن فرکانس‌های بالای ۱۰ هرتز

۳-۲-۴-۲-۳ اصلاح خط مبنا^{۵۱}

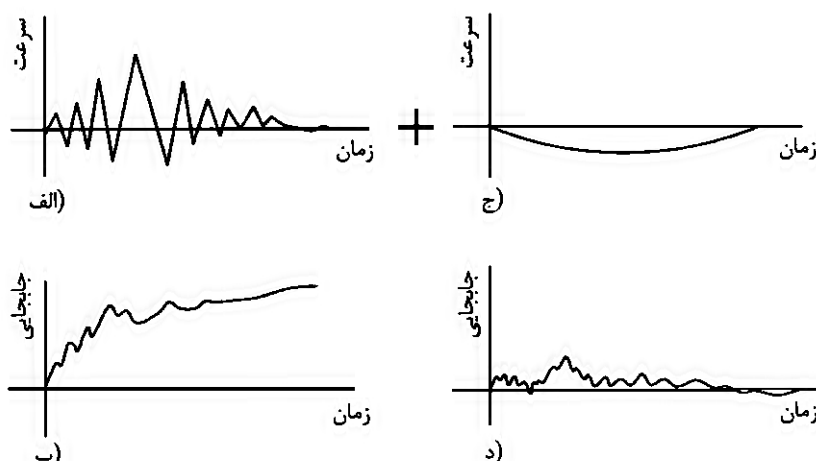
در صورتیکه در یک تحلیل دینامیکی از تاریخچه شتاب و یا سرعت که بطور مستقیم از شتابنگار^{۵۲} بدست آمده، استفاده شود، لازم است جابجایی و سرعت آن در انتهای زمان زلزله کنترل گردد، تا احیاناً سیستم اندازه‌گیری به دلیل بروز خطا دچار جابجایی یا سرعت مجازی نشده باشد. در صورت بروز چنین خطاهایی لازم است پیش از آغاز تحلیل نسبت به اصلاح این تاریخچه‌های زمانی اقدام نمود. «اصلاح خط مبنا» در واقع انجام اصلاحاتی بر روی طیف ورودی است به نحویکه در طی آن تاریخچه سرعت و یا جابجایی بدست آمده در انتهای زلزله به صفر رسانده شود.

به عنوان مثال با انتگرال‌گیری از تاریخچه زمانی سرعت در شکل (۳-۸-الف) می‌توان تاریخچه جابجایی (شکل ۳-۸-ب) را ترسیم نمود. میزان جابجایی در این شکل در انتهای زلزله صفر نشده که می‌تواند نشان از بروز خطا در سیستم اندازه‌گیری باشد. حال با افزودن یک موج سرعت با فرکانس خیلی پایین به تاریخچه سرعت اولیه، اصلاح انجام و جابجایی نهایی صفر حاصل می‌شود (شکل ۳-۸-د). موج افزوده شده با فرکانس پایین، می‌تواند یک چندجمله‌ای و یا تابع سینوسی با پارامترهای دلخواه باشد و این پارامترها باید چنان اختیار شوند که قادر باشند تا نتیجه مورد نظر را بدست دهند.

از آنجا که تاریخچه‌های زلزله معمولاً به صورت شتابنگاشت هستند، عمل اصلاح خط مبنا باید بگونه‌ای انجام شود که هم سرعت و هم جابجایی نهایی صفر شوند.

^{۵۱} Base Line Correction

^{۵۲} Accelerogram



شکل ۳-۸- نحوه اصلاح خط مبنا

اصلاح خط مبنا تنها در مواردیکه جابجایی در انتهای زلزله در حد خطای متعارف دستگاههای شتابنگار باشد انجام می‌شود. در صورتیکه این جابجایی بیش از حد متعارف باشد دیگر نمی‌توان از آن در تحلیل استفاده نمود. یکی از دلایل بروز چنین خطاهایی، می‌تواند ناشی از خطا در روند مقیاس کردن تاریخچه زمانی زلزله توسط گروه لرزه زمین ساخت باشد. در این حالت می‌بایستی این مغایرت جهت اصلاح شتابنگاشت مذکور به گروه لرزه زمین ساخت منعکس گردد.

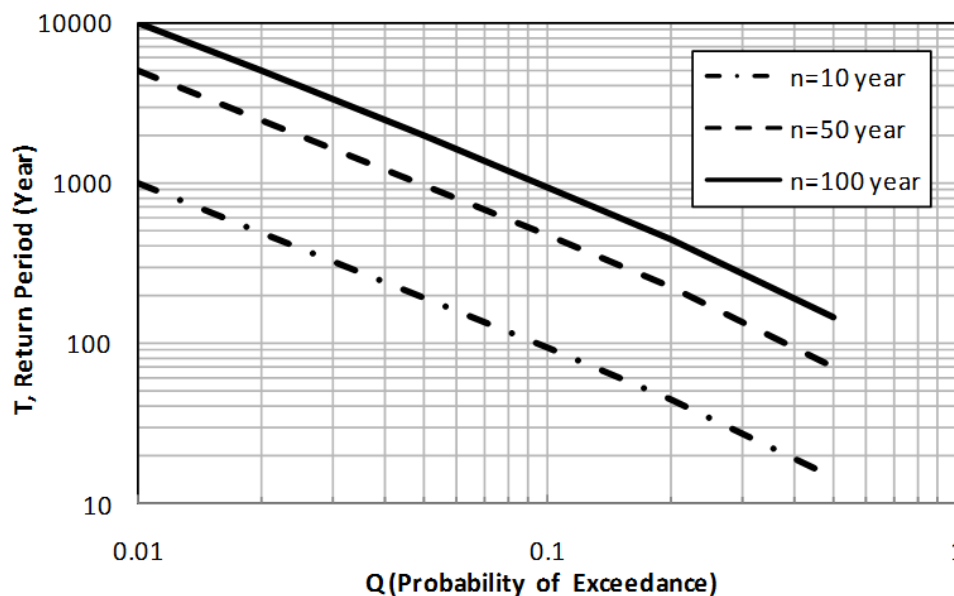
۳-۲-۵- سطوح مختلف لرزه‌ای

طرح لرزه‌ای یک سد، می‌تواند برای سطوح مختلفی از زلزله انجام شود. در واقع هرچه که دوره بازگشت زلزله بزرگتر باشد احتمال وقوع آن در طول مدت عمر سد کمتر و در عین حال مخرب‌تر خواهد بود. دوره بازگشت زلزله، به طور کلی به طول عمر سد و احتمال وقوع زلزله مرتبط بوده و در قالب رابطه زیر بیان می‌شود:

$$T = \frac{1}{1 - (1 - Q)^{\frac{1}{n}}} \quad (3-8)$$

در این رابطه T دوره بازگشت زلزله‌ای با درصد احتمال وقوع (Q) در طول عمر سد (n) می‌باشد. معمولاً طول عمر سدها بین ۵۰ تا ۱۰۰ سال در نظر گرفته می‌شود. انتخاب طول عمر سد و درصد احتمال وقوع زلزله اصولاً تابعی از درجه اهمیت سد، اقتصاد طرح و تبعات اقتصادی، اجتماعی و زیست‌محیطی است که در صورت آسیب آن در زلزله انتظار می‌رود. تصمیم‌گیری در این خصوص بر عهده دست‌اندرکاران طرح از قبیل سرمایه‌گذار، کارفرما، مشاور و با توجه ویژه به افکار عمومی صورت خواهد گرفت.

با تعیین دوره بازگشت زلزله می‌توان با استفاده از تحلیل خطر لرزه‌ای، مقدار پارامترهای طراحی (حداکثر شتاب، طیف پاسخ متناظر و...) را محاسبه و سد را به ازای آن تحلیل و طراحی نمود. در شکل (۳-۹) نمونه‌ای از رابطه بین دوره بازگشت زلزله و درصد احتمال وقوع آن برای سه دوره بهره‌برداری ۱۰، ۵۰ و ۱۰۰ سال به تصویر کشیده شده است.



شکل ۳-۹- رابطه دوره بازگشت زلزله و احتمال وقوع زلزله

سطوح لرزه‌ای مورد استفاده در طراحی به طور کلی به سه دسته، به شرح زیر تقسیم‌بندی می‌شوند:

۳-۲-۵-۱- سطح لرزه‌ای مبنای طرح (DBE)^{۵۳}

«سطح لرزه‌ای مبنای طرح» سطحی از زلزله است که احتمال وقوع آن در طول عمر سد زیاد (به عنوان مثال ۵۰٪) باشد. از اینرو در این سطح از زلزله لازم است تا آسیب‌ها به گونه‌ای باشد که سد، سازه‌های جنبی و تجهیزات وابسته، عملکرد خود را پس از زلزله به طور کامل حفظ نموده، ترمیم آسیب‌های احتمالی به سادگی میسر و سد بدون بروز وقفه قابل بهره‌برداری باشد. به همین سبب این سطح از زلزله را، زلزله سطح بهره‌برداری (OBE)^{۵۴} نیز می‌نامند. دوره بازگشت متداول زلزله مبنای طرح عموماً بین ۱۰۰ تا ۵۰۰ سال بر اساس خطرپذیری و اهمیت سازه تعیین می‌شود. توصیه می‌شود در این سطح لرزه‌ای، از تحلیل خطر به روش احتمالاتی جهت تعیین مؤلفه‌های زلزله استفاده گردد.

۳-۲-۵-۲- سطح لرزه‌ای حداکثر طراحی (MDE)^{۵۵}

«سطح لرزه‌ای حداکثر طراحی»، سطحی از زلزله است که در آن، پایداری سد و مخزن آن پس از زلزله حفظ شده و امکان ترمیم آسیب‌های وارده وجود داشته باشد. اینگونه زلزله‌ها بسته به میزان ریسک‌پذیری دارای احتمال وقوع بین ۵ تا ۱۰ درصد در طول عمر سد (معمولاً بین ۵۰ تا ۱۰۰ سال) می‌باشد، که طبق این تعریف معادل زلزله با دوره بازگشت ۵۰۰ تا ۲۰۰۰ سال خواهد بود. در این حالت نیز استفاده از روش احتمالاتی برای تخمین مؤلفه‌های زلزله توصیه می‌شود.

^{۵۳} Design Basis Earthquake

^{۵۴} Operating Basis Earthquake

^{۵۵} Maximum Design Earthquake

در طراحی سد در این سطح از زلزله لازم است این نکته مورد توجه قرار گیرد که در سدهایی که خرابی آنها فاجعه‌آمیز تلقی می‌گردد لازم است میزان سطح لرزه‌ای MDE تا سطح حداکثر زلزله قابل تصور طرح (MCE) ارتقاء یابد.

۳-۵-۲-۳- سطح لرزه‌ای حداکثر قابل تصور (MCE)^{۵۶}

در «حداکثر زلزله قابل تصور» آسیبه‌های سازه‌ای و حتی غیر قابل ترمیم برای سد متصور بوده اما در هر حال این آسیبه‌ها نباید باعث تخریب کامل سد و رخداد فاجعه شود. وقتی هندسه و فعالیت گسل‌های منطقه معلوم باشد، لازم است تا از روش تعیینی^{۵۷} جهت تخمین زلزله MCE استفاده شود. اما در صورتیکه فعالیت لرزه‌زایی منطقه نامشخص باشد بسته به میزان پتانسیل خطر می‌توان از تحلیل احتمالاتی با دوره بازگشت ۳۰۰۰ تا ۱۰۰۰۰ سال استفاده نمود. در صورتیکه پروژه مورد نظر از اهمیت زیادی برخوردار بوده و دارای پتانسیل خطر بالایی باشد، استفاده از دوره بازگشت ۱۰۰۰۰ ساله جهت تخمین MCE توصیه می‌شود. این دوره بازگشت متناسب با احتمال حداکثر ۱ درصد وقوع برای طول عمر ۱۰۰ ساله یک سد است.

۳-۳- کلیات مدلسازی عددی

یکی از ابزارهای متداول و در دسترس برای شبیه‌سازی رفتار یک سد در اثر بارهای دینامیکی ناشی از زلزله، استفاده از مدلسازی عددی و انجام تحلیل با استفاده از نرم‌افزارهای رایانه‌ای است. برای آنکه یک مدلسازی و تحلیل عددی قادر باشد شبیه‌سازی مناسبی را از رفتار یک سد طی زلزله ارائه دهد لازم است تا حد ممکن مدل ساخته شده با مشخصات واقعی سد تطابق داشته باشد. هندسه و شرایط مرزی مدل و نیز نحوه اعمال بار و رفتار مصالح از جمله مهمترین عواملی به شمار می‌آیند که می‌تواند تأثیر به سزایی در صحت نتایج حاصل از تحلیل عددی داشته باشند. از اینرو می‌بایست مدلسازی و تحلیل عددی، با توجه به این موارد صورت پذیرد تا نتایج حاصله با واقعیت تطابق قابل قبولی داشته باشد.

۳-۳-۱- مدلسازی پی سد

مدلسازی پی و انتخاب ابعاد آن در مدل عددی یک سد تأثیر به سزایی در صحت نتایج و زمان و حجم محاسبات دارد. در صورت نیاز به مدلسازی پی، لازم است گستردگی آن در محدوده بالا و پایین دست سد به اندازه‌ای باشد که در محدوده‌های مرزی مدل تأثیر تنش‌های ایجاد شده بر اثر ساخت و آبیگری سد ناچیز و قابل صرف‌نظر کردن باشد. همچنین ابعاد این محدوده بایستی به اندازه‌ای باشد که تمامی سطوح لغزش بحرانی بالا و پائین دست را نیز شامل شود. تجربه نشان داده که در آبرفت‌های معمولی با مشخصات متوسط تا خوب، مدلسازی ۱/۵ تا ۲ برابر ارتفاع سد از پنجه پائین دست و بالا دست به سوی مرزهای خارجی مدل مناسب خواهد بود.

^{۵۶} Maximum Credible Earthquake

^{۵۷} Deterministic

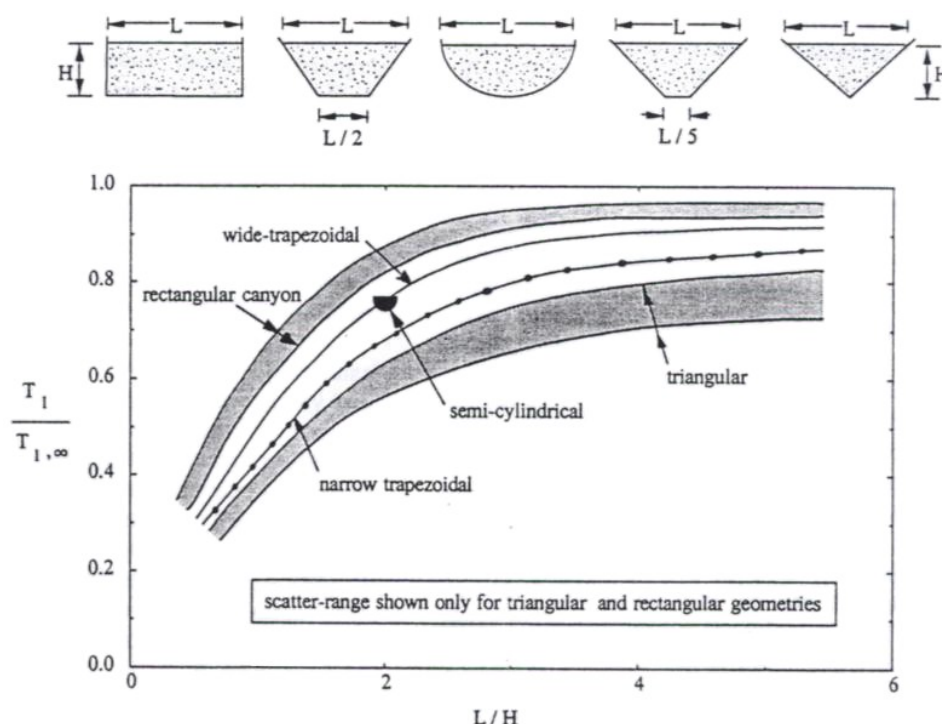
همچنین در مدلسازی پی سدهای خاکی لازم است موارد زیر مورد توجه قرار گیرد:

- پی آبرفتی: در این سدها مدلسازی پی الزامی است.
 - پی سنگی: در صورتیکه سد خاکی بر روی یک بستر سنگی با سختی بالا ساخته شود و هیچیک از سطوح لغزش در کنترل پایداری سد از پی سنگی عبور نکند مدلسازی هندسه بدنه سد به تنهایی کافی بوده و نیازی به مدلسازی هندسه پی در مدل نخواهد بود. در غیر اینصورت مدلسازی پی سنگی ضروری است.
- همچنین در هنگام تحلیل عددی و اعمال بار دینامیکی در هریک از حالات فوق توجه به این نکته ضروری است که مشخصات زلزله ورودی (شرایطی که امواج زلزله ورودی برای آن محاسبه گردیده) با محل اعمال آن در مدل متناسب باشد. در غیر این صورت باید پیش از اعمال بار به مدل، اصلاح امواج ورودی برای عمق مورد نظر^{۵۸}، انجام شود.
- انعطاف پذیری پی سد تأثیر بسزایی در پاسخ دینامیکی سدهای خاکی دارد. در بیشتر موارد هر چه انعطاف پذیری پی افزایش یابد (سرعت موج برشی در پی کاهش یابد)، بزرگنمایی شتاب تاج سد به مقدار زیادی کاهش خواهد یافت. این واقعیت نشان دهنده آن است که فرض صلب بودن پی‌ها در محاسبات دینامیکی می‌تواند یک فرض محافظه کارانه باشد. بنابراین در تحلیلهای سدهای خاکی و سنگریز بهتر است پی انعطاف پذیر نیز مدلسازی شود تا طرح سد تا حد امکان به واقعیت نزدیک‌تر گردد. در این صورت معمولاً طرح سد اقتصادی‌تر خواهد شد.

۳-۳-۲- دو یا سه بعدی بودن هندسه مدل

شرایط کرنش صفحه‌ای که معمولاً در تحلیل سدهای خاکی در نظر گرفته می‌شود تنها در سدهائی مناسب است که در آنها، طول تاج در مقابل ارتفاع سد قابل توجه بوده و تغییرات چندانی از لحاظ عوارض ژئوتکنیکی و توپوگرافی در امتداد محور سد وجود نداشته باشد. در سدهائی که در دره‌های تنگ و باریک ساخته می‌شوند به علت وجود تکیه‌گاه‌های نسبتاً صلب، شرایط سه بعدی حاکم خواهد شد. این مساله باعث می‌شود که پیوندهای طبیعی سد کاهش و شتاب تاج به مقدار زیادی افزایش یابد. در شکل (۳-۱۰)، مطالعات صورت گرفته بر روی اثر شکل دره در پیود اول سد در حالت سه بعدی و دو بعدی نشان داده شده است. همانطور که در این شکل مشاهده می‌شود نسبت پیود طبیعی سیستم سه بعدی (T_1) به پیود طبیعی سیستم دو بعدی به طول بینهایت ($T_{1,\infty}$) علاوه بر نسبت طول تاج به ارتفاع سد، به شکل دره نیز بستگی دارد اما در هر حال در صورتیکه مصالح پی تقریباً یکنواخت باشد می‌توان در دره‌های با نسبت عرض به ارتفاع بیش از ۳ ($\frac{L}{H} > 3$) از فرض رفتار دوبعدی برای تحلیل دینامیکی سد استفاده کرد.

⁵⁸ Deconvolution



شکل ۳-۱۰- اثر هندسه دره در پرپود طبیعی سد خاکی

مدلسازی سه بعدی همواره با پیچیدگی‌هایی همراه است اما روشهایی وجود دارد که می‌توان از آنها برای لحاظ کردن تقریبی تأثیر سه بعدی شکل دره در تحلیل‌های دو بعدی استفاده کرد. از جمله این روشها می‌توان به تغییر خواص دینامیکی مصالح نظیر مدول برشی در تحلیل دو بعدی اشاره کرد به طوری که پرپود طبیعی سیستم مشابه حالت سه بعدی گردد. در همین راستا روابط متعددی برای ارتباط بین پرپود طبیعی سدهای خاکی در حالت سه بعدی و دو بعدی پیشنهاد شده است.

۳-۳-۳- ابعاد المان

انتخاب مناسب ابعاد المانها در یک تحلیل عددی از جهت تأثیر گذاری آن بر دقت نتایج بسیار حائز اهمیت است. استفاده از المانهای کوچک علاوه بر نیاز به سیستمهای رایانه‌ای با قابلیت بالا سبب افزایش قابل توجه زمان تحلیل می‌گردد. از سویی دیگر انتخاب المانهای با ابعاد بزرگ نیز موجب کاهش دقت تحلیل می‌شود.

لذا به عنوان یک توصیه عمومی لازم است حداقل در نواحی از مدل که در آنجا تغییر سختی قابل ملاحظه‌ای در مصالح رخ می‌دهد (مانند مجاورت المانهای سازه‌ای و...) ابعاد المانها تا حد امکان کوچک انتخاب شوند. البته این ویژگی‌ها در تحلیل‌های استاتیکی نیز مورد توجه قرار می‌گیرند، اما در تحلیل‌های دینامیکی علاوه بر جنبه‌های فوق، ابعاد المانها باید آنگونه انتخاب شوند که امواج زلزله بتوانند از المانها عبور کنند و اصطلاحاً فیلتر نشوند. در این راستا فرکانس امواج ورودی و ویژگی‌های سرعت امواج در محیط نقش تعیین کننده‌ای خواهند داشت.

به طور کلی برای انتقال مناسب امواج دینامیکی در شبکه المانهای مدل، ابعاد تمامی المانها باید حداقل بین یک هشتم تا یک دهم طول موج زلزله باشد:

$$\Delta l = \frac{\lambda_{min}}{8} \sim \frac{\lambda_{min}}{10} \quad (۹-۳)$$

$$\lambda_{min} = VT = \frac{V}{f_{max}} \quad (۱۰-۳)$$

در این رابطه λ طول موج مولفه‌ای از امواج زلزله است که دارای بیشترین فرکانس می‌باشد. V و f_{max} نیز به ترتیب سرعت امواج در مدل و حداکثر فرکانس حاصل از زلزله می‌باشد. سرعت امواج از روابط معمول دینامیک خاک قابل محاسبه است. به عنوان مثال سرعت موج برشی عبارت است از:

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (۱۱-۳)$$

که در آن G و ρ به ترتیب مدول برشی و جرم مخصوص مصالح می‌باشند.

برای تعیین حداکثر فرکانس زلزله می‌توان از طیف فوریه دامنه تاریخیچه شتاب زلزله استفاده نمود. در صورتیکه مقدار فرکانس حداکثر زلزله زیاد باشد مقدار λ بسیار کوچک محاسبه خواهد شد. در این حالت نیاز به مدلی با ابعاد المانهای بسیار ریز خواهد بود. در نتیجه زمان محاسبات و حافظه مورد نیاز برای انجام آن به میزان قابل توجهی افزایش می‌یابد. لذا با توجه به اینکه در اکثر مواقع فرکانس‌های بالای زلزله اثر کمتری در بوجود آمدن نیروهای زلزله دارند، می‌توان جهت ساخت مدل با المانهای درشت‌تر، تاریخیچه زلزله را فیلتر و فرکانس‌های بالای آن را حذف و از تاریخیچه زلزله فیلتر شده در تحلیل دینامیکی استفاده کرد.

۳-۳-۴- شرایط مرزی

در زمان رخداد زلزله امواج حاصل از آن به سازه برخورد کرده و پس از انعکاس از سازه به زمین برگشته و به تدریج با دور شدن از سازه دامنه و انرژی آنها کاهش می‌یابد. در تحلیلهای عددی با توجه به محدودیت‌های ابعاد هندسی مدل، تنها قسمتی از پی در محدوده بین مرزهای قائم و افقی مدلسازی می‌گردد. در این صورت اگر تمهیداتی برای مرزهای محیطی مدل در نظر گرفته نشده باشد ترکیب حاصل از امواج زلزله ورودی و امواج بازگشتی از سطح، وقتی به مرزهای مدل می‌رسند به داخل محدوده پی انعکاس یافته و خود امواج دیگری خواهند شد که مجدداً با تلفیق با امواج لرزه‌ای انتشار یافته در بازه‌های زمانی موخر می‌تواند شرایطی متفاوت را ایجاد نموده و پاسخهای حاصل از تحلیل را با خطای چشمگیری مواجه سازد.

لذا شرایط مرزی در تحلیل دینامیکی مفاهیم به مراتب پیچیده‌تری را نسبت به مدلسازی استاتیکی دارا خواهد بود. مهمترین شرایط مرزی مورد استفاده در تحلیل‌های دینامیکی عبارتند از:

۳-۳-۴-۱- مرزهای ساده دور^{۵۹}

این مرزها همان مرزهای ابتدایی در تحلیل‌های استاتیکی می‌باشند (مرزهای قائم در جهت افقی بسته و مرزهای افقی در جهت قائم بسته هستند) که در فاصله نسبتاً دور نسبت به موقعیت سازه قرار می‌گیرند. در تحلیل دینامیکی زمانیکه از اینگونه مرزها در مدل استفاده می‌شود لازم است به ناگزیر محدوده وسیعی از پی سد مدلسازی شده تا امواج ناشی از تأثیر زلزله بر روی سازه سد در زمان رسیدن به مرزها به دلیل میرایی مصالح از انرژی کمتری برخوردار شوند و عملاً موج برگشتی با دامنه بسیار کمتری از مرزها مجدداً وارد محیط شوند. در زمانیکه مصالح پی سد عمدتاً از مصالحی با درصد میرایی بالا تشکیل یافته، این شرط می‌تواند با مدلسازی محدوده‌های نسبتاً کوچک‌تر نیز حاصل شود، در حالی که در مصالحی با درصد میرایی کم، فاصله مورد نیاز می‌تواند به یک مدل غیر واقعی بسیار پر المان منجر و تحلیل دینامیکی را عملاً غیر ممکن سازد.

به طور خلاصه با توجه به آنکه لازمه استفاده از این نوع مرزها قرارگیری آنها در فواصل نسبتاً دور از سازه می‌باشد حجم محاسبات به دلیل افزایش المانها طبیعتاً با افزایش چشمگیری همراه خواهد بود. از سوی دیگر انعکاس و بازگشت امواج به داخل محیط پی و سد هرچند با انرژی کمتر محتمل بوده و حتی ممکن است پدیده تشدید در مدل را به دنبال داشته باشد. لذا این نوع مرزها عملاً برای تحلیل دینامیکی مرزهای چندان مناسبی به شمار نمی‌آیند.

۳-۳-۴-۲- مرزهای ابتدایی خاص

در این نوع مرزها درجات آزادی به صورتی تعریف شده که در آنها امکان حرکت در جهت قائم وجود نداشته اما در جهت افق محدودیتی وجود ندارد. به عبارت دیگر این مرزها اجازه حرکت افقی در مرزهای قائم را به مدل می‌دهند تا تغییر مکان افقی در خارج مرز مشابه داخل آن شود و نیروی مجازی به مدل اعمال نشود. با توجه به محدودیت تغییر مکان قائم صفر در این مرزها به خصوص در زمانیکه مولفه‌های قائم زلزله به مدل اعمال می‌شود، استفاده از آنها در این حالات صحیح به نظر نمی‌رسد.

۳-۳-۴-۳- مرزهای نیمه بینهایت^{۶۰}

مرزهای نیمه بینهایت در واقع المانهایی با توابع شکل^{۶۱} خاص هستند که آنها را قادر می‌سازد نوعی میدان دور را مدلسازی نمایند. استفاده از المانهای نیمه بینهایت در مرزهای جانبی مدل سبب می‌شود موج پس از رسیدن به آنها به محیط مجازی بینهایت دور هدایت شود. در واقع استفاده از المانهای نیمه بینهایت منجر به کاهش محدوده مدلسازی شده و حجم محاسبات را به طور قابل ملاحظه‌ای کاهش می‌دهد. اما در عین حال به واسطه برخی مشکلات عددی این المانها لازم است در استفاده از آنها با احتیاط برخورد شود. این المانها همچنین نمی‌توانند در مرز پایینی مدل قرار گیرند چرا که بارگذاری دینامیکی را با اشکال مواجه می‌سازند.

⁵⁹ Fixed or primary boundaries

⁶⁰ Infinit element

⁶¹ Shape function

۳-۳-۴- مرزهای جاذب انرژی^{۶۲}

یکی از مهمترین راهکارهایی که منجر به جذب انرژی امواج در مرزهای مدل می‌شود استفاده از مرزهای ویسکوز و یا جاذب انرژی است. بر این اساس میراگرهایی مستقل در جهات برشی و نرمال در این مرزها بکار گرفته شده تا افزایش تنش بر روی مرزها را که به دلیل امواج زلزله ایجاد شده به طور کامل جذب نماید. بنابراین لازم است که مرزها قبل از اعمال مرزهای جاذب انرژی (در زمان تحلیل استاتیکی) به گونه‌ای باشند که منجر به از دست رفتن نیروهای عکس العملی نشوند. به عبارت بهتر لازم است مرزهای استاتیکی اولیه درست در هنگام شروع تحلیل دینامیکی به مرزهای جاذب انرژی با شرایط فوق تبدیل شوند.

این مرزها برای امواج حجمی (فشاری یا برشی) که با زاویه برخوردی بزرگتر از ۳۰ درجه اعمال می‌شوند بسیار مؤثر است ولی برای امواج با زوایای کمتر از ۳۰ درجه و یا امواج سطحی، جذب انرژی کمتری داشته و عملاً کارایی چندانی ندارند.

با توجه به اینکه خصوصیات این مرزها مستقل از فرکانس می‌باشد می‌توان از آنها علاوه بر امواج هارمونیک، برای جذب امواج غیر هارمونیک نیز استفاده نمود. در صورتیکه منبع انرژی دینامیکی در داخل شبکه مدل قرار داشته باشد (مانند مدلسازی ژنراتورها)، استفاده از مرزهای جاذب انرژی مناسب می‌باشد ولی در صورتیکه منبع دینامیکی مانند امواج زلزله از مرزهای پائینی وارد شبکه شوند مرزهای جاذب انرژی باعث خروج^{۶۳} انرژی از مرزها شده و انرژی موج در مرزهای کناری کم خواهد شد. در این شرایط بهتر است از مرزهای میدان آزاد که در ادامه بیان می‌شود در کناره‌های مدل استفاده نمود.

۳-۳-۵- مرزهای میدان آزاد^{۶۴}

چالش اصلی در تعریف شرایط مرزی در یک تحلیل دینامیکی، مدلسازی شرایط بینهایت دور به منظور حذف اثر انعکاس امواج از مرزها به داخل مدل می‌باشد. این مهم با اعمال پاسخ یک محیط نیمه‌بینهایت به مرزهای مدل محقق می‌شود. بدین صورت که یک محیط یک بعدی که به نوعی بیانگر فضای نیمه‌بینهایت فاقد مرزهای جانبی است، تحت زلزله مورد نظر تحلیل شده و پاسخ آن به عنوان رفتار محیط بینهایت دور به مرزهای مدل اعمال می‌گردد.

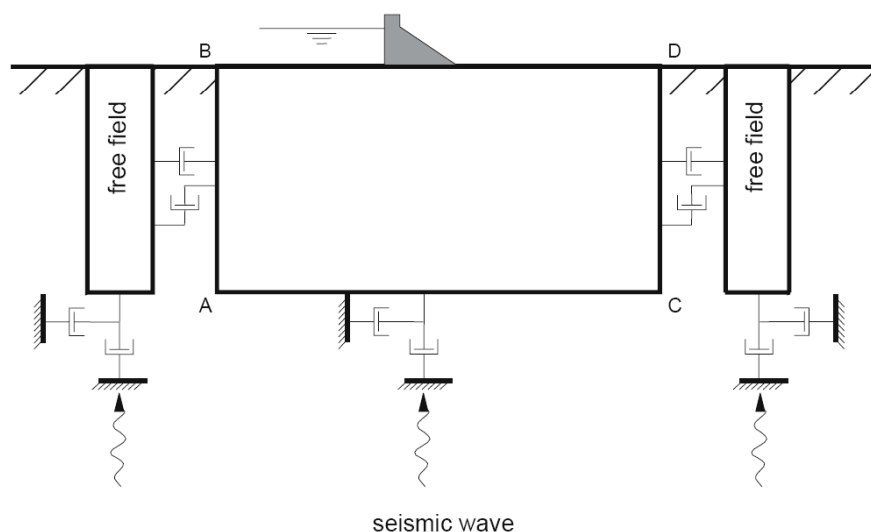
مدل ناحیه آزاد شامل یک ستون یک بعدی با عرض واحد است که رفتار یک محیط نیمه‌بینهایت را شبیه‌سازی می‌کند. ارتفاع ناحیه آزاد برابر با طول مرزهای جانبی است که به n المان مطابق با شبکه المانها تفکیک و محاسبات یک بعدی آنها به موازات تحلیل شبکه اصلی انجام می‌شود.

در مرزهای میدان آزاد، مرزهای کناری شبکه اصلی توسط میراگرهای ویسکوز که یک مرز جاذب انرژی را شبیه سازی می‌کنند به شبکه ناحیه آزاد متصل می‌گردد. بدین ترتیب این مرزها قادرند تا تاثیر خود را در انتقال امواج به بیرون مدل در محیطی که مدل نمی‌شود نشان دهند. از اینرو در مرزهای آزاد خصوصیات غیر انعکاسی امواج در مرزها

⁶² Absorbant (viscous or quiet) boundaries⁶³ Leak Out⁶⁴ Free field

حفظ شده و امواج خروجی که از برخورد به سازه تولید می‌شوند به درستی جذب می‌گردند. شکل (۳-۱۱) نمایی از این مرزها را در طرفین یک مدل دو بعدی نشان می‌دهد. مرزهای میدان آزاد در این مدل از طریق میراگرهای برشی و عمودی نیروهای خود را به شبکه اصلی منتقل می‌نمایند.

ورودی لرزه‌ای به طور معمول امواجی هستند که از داخل مصالحی که به صورت لایه لایه بر روی هم قرار گرفته‌اند به سمت بالا انتشار می‌یابد. این مرزها قادرند این امکان را فراهم سازند تا امواج بدون تحمل تغییری در مرز به سمت بالا منتشر شوند. در صورتی که شبکه اصلی یکنواخت بوده و هیچ سازه سطحی وجود نداشته باشد، میراگرهای افقی به کار نمی‌افتند چرا که شبکه ناحیه آزاد همان حرکت را به شبکه اصلی وارد می‌کند. ولی اگر حرکت شبکه اصلی متفاوت از حرکت ناحیه آزاد باشد، آنگاه میراگرها عمل می‌کنند تا انرژی را به همان روشی که مرزهای ویسکوز عمل می‌کنند، جذب کنند.



شکل ۳-۱۱- مدلی برای تحلیل‌های لرزه‌ای سازه‌های سطحی و شبکه مرز آزاد

۳-۳-۵- شرایط اولیه

از آنجائیکه خصوصیات و پارامترهای دینامیکی مصالح وابسته به سطح تنش می‌باشد لازم است که پیش از آغاز تحلیل دینامیکی از طریق انجام مراحل زیر در تحلیل استاتیکی میزان تنش نهایی در المانها محاسبه و اعمال گردد:

- ایجاد تنش‌های اولیه و سطح آب پیزومتریک در آبرفت
- تحلیل گودبرداری به عنوان مثال برداشت آبرفت یا لایه روانگرا جهت احداث هسته سد بر روی بستر سنگی (در صورت لزوم)
- تحلیل ساخت سد به صورت لایه به لایه با توجه به زمانبندی اجرایی
- تحلیل اولین آبدگیری در سد با توجه به دوره آبدگیری
- تحلیل استاتیکی تا تراوش دائم در بدنه سد

با انجام این مراحل و تعیین میزان و شرایط تنش در داخل المانهای مختلف، امکان تخصیص پارامترهای دینامیکی در لایه‌ها و مصالح مختلف سد و پی برای آغاز تحلیل دینامیکی مهیا خواهد شد.

۳-۳-۶- میرایی در مصالح

بخش عمده‌ای از انرژی گسترش یافته در یک محیط ژئوتکنیکی صرف غلبه بر اصطکاک بین ذرات و بخشی دیگر سبب پیدایش کرنشهای برگشت‌ناپذیر (پلاستیک) می‌شود. لذا با انتشار موج در درون یک محیط ژئوتکنیکی به تدریج از انرژی آن کاسته شده و به عبارتی میرا می‌گردد. چراکه در غیر این صورت، اعمال یک نیرو بر یک سیستم، سبب نوسان آن تا مدت نامحدودی می‌گردد.

بدین ترتیب میرایی مصالح به عنوان جزء لاینفکی از ذات مصالح ژئوتکنیکی تلقی می‌گردد. عدم توجه به این پارامتر در تحلیل‌های دینامیکی می‌تواند نتایج را تحت تأثیر قرار داده و پاسخ‌های غیرقابل قبولی را بدست دهد. به طور کلی در یک تحلیل دینامیکی میرایی را می‌توان به دو دسته زیر تقسیم‌بندی نمود:

۳-۳-۶-۱- میرایی هیسترسیس^{۶۵}

این نوع از میرایی در واقع میرایی طبیعی مصالح ژئوتکنیکی بوده و به نوعی جزئی از خصوصیات ذاتی آن محسوب می‌شود. از آنجا که در تحلیل‌های عددی از مدل‌های برگرفته از رفتار واقعی خاک با اعمال فرضیات ساده کننده استفاده می‌شود، تنها برخی مدل‌های رفتاری غیر خطی این امکان را دارند که در زمان تحلیل دینامیکی این نوع از میرایی را به طور دقیق در مدل اعمال نمایند.

میرایی هیسترسیس خاک مستقل از فرکانس است اما در عین حال استفاده از آن در تحلیل دینامیکی دارای اشکالاتی نیز می‌باشد اول اینکه بسیاری از توابع هیسترسیس ساده، موقعی که در معرض چندین موج قرار می‌گیرند، تمامی مؤلفه‌ها را به طور یکسان میرا نمی‌کنند. دوم اینکه توابع هیسترسیس اصولاً وابسته به مسیر تنش هستند که باعث می‌شود تفسیر نتایج بسیار مشکل باشد. با این حال در حالت ایده‌آل در صورتیکه یک مدل رفتاری طوری عمل کند که بتوان با تقریب خوبی آنرا نماینده واقعی رفتار هیسترسیس خاک دانست، دیگر نیازی به اعمال هیچ‌گونه میرایی اضافی نخواهد بود.

این میرایی را می‌توان از طریق تعریف یک سری توابع پیش فرض برای تولید منحنی کاهش مدول برشی در زمان تحلیل دینامیکی نیز به مدل رفتاری افزود. در این حالت لازم است برای تعیین پارامترهای این توابع از داده‌های واقعی جهت تطبیق منحنی کاهش مدول برشی و افزایش میرایی استفاده نمود.

⁶⁵ Hysteresis damping

۳-۳-۶-۲- میرایی مکانیکی

در اغلب مواقع استفاده از مدل‌های رفتاری غیرخطی که قادر باشد میرایی هیسترسیس را در مدل لحاظ کند با صعوبت‌های زیادی همراه بوده و در برخی موارد نیز مدل، قابلیت ارائه این نوع از میرایی را ندارد. در این حالت از میرایی مکانیکی برای بررسی رفتار دینامیکی سازه استفاده می‌شود.

میرایی رایلی^{۶۶} مرسوم‌ترین نوع میرایی مکانیکی است که در تحلیل‌های دینامیکی به کار گرفته می‌شود. به طور کلی در برنامه‌هایی که در حوزه زمان^{۶۷} عمل می‌کنند، معمولاً جهت فراهم کردن میرایی که تقریباً مستقل از فرکانس است، از میرایی رایلی استفاده می‌شود. اگرچه بنا به تعریف، میرایی رایلی خود وابسته به فرکانس است ولی می‌توان پارامترهای آن را در محدوده‌ای استفاده کرد که اثرات وابستگی به فرکانس تا حد ممکن کاهش یابد. میرایی رایلی معمولاً برای میرا کردن مدهای نوسانی طبیعی سیستم در تحلیل سازه‌ها و محیط‌های پیوسته الاستیک به کار برده می‌شود. بنابراین معادلات به فرم ماتریسی و به صورت رابطه زیر بیان می‌شوند:

$$C = \alpha M + \beta K \quad (12-3)$$

در این رابطه C ماتریس میرایی و M ماتریس جرم و K ماتریس سختی است. α و β نیز ضرایب ثابت میرایی متناسب با جرم و سختی هستند.

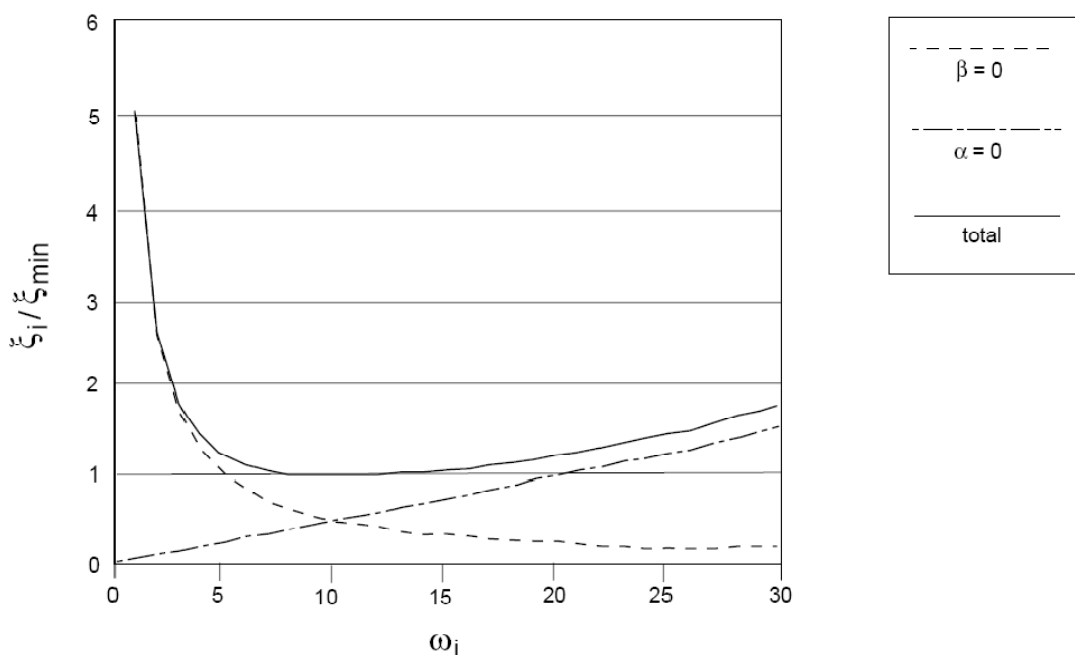
برای یک سیستم با چند درجه آزادی در هر مد نوسانی با سرعت زاویه‌ای ω_i ، نسبت میرایی (ξ_i) در آن مد نوسانی را می‌توان به صورت زیر محاسبه نمود:

$$\alpha + \beta \omega^2 = 2\omega_i \xi_i \quad \Rightarrow \quad \xi_i = \frac{1}{2} \left(\frac{\alpha}{\omega_i} + \beta \omega_i \right) \quad (13-3)$$

در شکل (۱۲-۳) تغییرات نسبت میرایی (ξ_i) به میرایی بحرانی (ξ_{min}) در برابر سرعت زاویه‌ای (ω) ، نشان داده شده است. در این شکل سه منحنی ارائه شده است. دو منحنی نشان دهنده اثرات مؤلفه‌های سختی و جرم میرایی به تنهایی بوده و منحنی سوم اثرات توأم این دو مؤلفه را نشان می‌دهد. همان‌طور که در این شکل مشاهده می‌شود در محدوده فرکانس دورانی کم، میرایی متناسب با جرم غالب است در حالیکه در فرکانس دورانی زیاد، میرایی متناسب با سختی غالب خواهد بود.

^{۶۶} Rayleigh

^{۶۷} Time domain



شکل ۳-۱۲- تغییرات نسبت میرایی بحرانی اصلاح شده با سرعت زاویه‌ای

با توجه به آنکه میرایی ذاتی مستقل از فرکانس است می‌توان دامنه فرکانس‌های ارائه شده را طوری تعریف کرد که میرایی عملاً ثابت بماند. برای اینکار می‌توان از بازه پائینی منحنی میرایی رایی که در آن مقدار میرایی نسبتاً ثابت است استفاده کرد. این محدوده با مختصات زیر توام خواهد بود:

$$\xi_{min} = (\alpha \cdot \beta)^{1/2} \quad (3-14)$$

$$\omega_{min} = \left(\frac{\alpha}{\beta}\right)^{1/2} \quad (3-15)$$

بنابراین در صورت معلوم بودن میرایی و فرکانس مورد نظر می‌توان پارامترهای میرایی رایی را به صورت زیر محاسبه نمود:

$$\alpha = \xi_{min} \cdot \omega_{min} \quad (3-16)$$

$$\beta = \left(\frac{\xi_{min}}{\omega_{min}}\right) \quad (3-17)$$

در نهایت فرکانسی که در آن میرایی تقریباً ثابت است به صورت زیر تعیین می‌شود که:

$$f_{min} = \frac{1}{2\pi} \omega_{min} \quad (3-18)$$

باید توجه داشت که در فرکانسی معادل فرکانس کمینه (f_{min})، میرایی متناسب با جرم و میرایی متناسب با سختی، تقریباً هر کدام نیمی از میرایی کل را فراهم می‌کنند.

بنابراین به طور خلاصه جهت محاسبه ضرایب میرایی رایی در ابتدا لازم است نسبت میرایی بحرانی مصالح (ξ_{min}) با استفاده از نتایج آزمایشهای آزمایشگاهی نظیر سه محوری تناوبی تعیین گردد. برای این منظور می‌توان از منحنی‌های

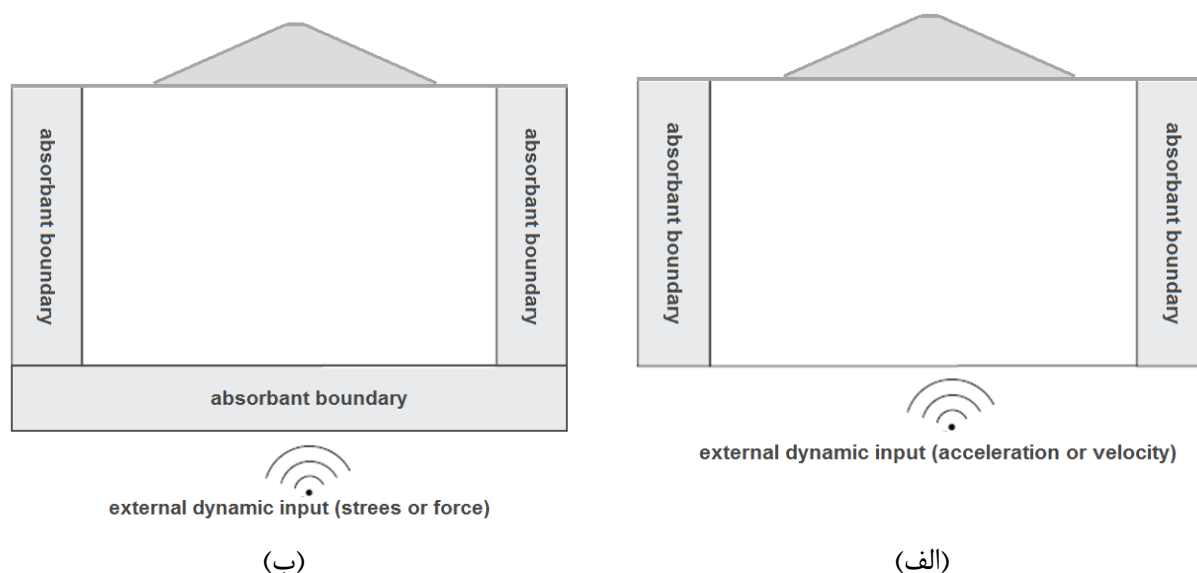
افزایش میرایی نسبت به کرنش برشی استفاده کرد. مقدار فرکانس (f_{min}) نیز ترکیبی است از فرکانس موج ورودی و مدهای طبیعی سیستم که با قضاوت مهندسی مابین فرکانس غالب زلزله و فرکانسهای طبیعی اصلی سد انتخاب می‌گردد.

۳-۷-۳- بارگذاری دینامیکی

برای اعمال بارگذاری دینامیکی ناشی از زلزله در یک مدل عددی به طور کلی دو روش وجود دارد:

- استفاده از مولفه‌های زلزله به صورت تاریخچه تغییر مکان، سرعت و یا شتاب
- اعمال تاریخچه مؤلفه‌های نیرو یا تنش حاصل از زلزله

اعمال بار ناشی از زلزله با استفاده از مولفه‌های تاریخچه تغییر مکان، سرعت و یا شتاب نسبت به روش دوم کاربرد بیشتری در مدلسازی‌های عددی داشته اما در عین حال دارای محدودیتهایی نیز می‌باشد. از جمله در این حالت دیگر امکان استفاده از مرزهای جاذب انرژی (سکون) در مرزهای پایینی مدل وجود نخواهد داشت، چرا که اثر مرز ساکن با اعمال موج به صورت تغییر مکان خنثی خواهد شد. در شکل (۳-۱۳-الف) این نوع اعمال بار زلزله نشان داده شده است. برای اعمال امواج زلزله همراه مرزهای جاذب انرژی باید از شرایط مرزی تنش استفاده شود. در این حالت تاریخچه سرعت زلزله به تاریخچه تنش تبدیل شده و به مرز جاذب انرژی وارد می‌شود. شکل (۳-۱۳-ب) این نوع بارگذاری امواج زلزله را به همراه مرزهای جاذب انرژی نشان می‌دهد.



شکل ۳-۱۳- اعمال شرایط مرزی دینامیکی: (الف) بارگذاری دینامیکی به صورت جابجایی، شتاب یا سرعت؛ (ب) بارگذاری دینامیکی به صورت تنش یا نیرو

یک موج سرعت را می‌توان با استفاده از روابط زیر به موج تنش سطحی تبدیل کرد:

$$\sigma_n = \alpha \cdot (\rho \cdot C_p) \cdot V_n \quad (۳-۱۹)$$

$$\sigma_s = \alpha \cdot (\rho \cdot C_s) \cdot V_s \quad (۳-۲۰)$$

در این روابط:

σ_n : تنش عمودی اعمالی

σ_s : تنش برشی اعمالی

α : ضریب ثابت (حدود ۲ که به منظور تصحیح اثر جذب بخشی از تنش اعمال شده به مدل توسط میراگرها در نظر

گرفته می‌شود).

ρ : دانسیته مصالح در المانهای مجاور مرز پایینی

V_n : سرعت عمودی گره مرزهای زیرین (مولفه عمودی امواج زلزله)

V_s : سرعت افقی گره مرزهای زیرین (مولفه افقی امواج زلزله)

روابط فوق در شرایط کرنش صفحه‌ای ارائه شده‌اند. در حالت سه بعدی مولفه برشی در جهت سوم (عمود بر صفحه)

نیز مشابه رابطه (۳-۲۰) اضافه خواهد شد.

با استفاده از این مرز مشکل انعکاس امواج در مرز پایینی مدل برطرف می‌شود ولی این احتمال وجود دارد که به واسطه شرایط مرزی، پاسخ تغییر مکان مرزهای پایینی پس از انجام تحلیل دینامیکی دقیقاً همانی نباشد که در زلزله ورودی استفاده شده است. بدین ترتیب ضروری است با مقایسه تاریخچه سرعت موج ورودی و سرعت موج پاسخ در نقاط متناظر مقدار ضریب α در این رابطه تدقیق گردد.

۳-۴- انواع تحلیل‌های دینامیکی

پیش از تشریح انواع تحلیل‌های دینامیکی مورد استفاده برای سدهای خاکی و سنگریز در ابتدا لازم است معرفی

مختصری از معادله تعادل دینامیکی و روشهای حل آنها انجام شود:

۳-۴-۱- روشهای کلی حل معادلات تعادل دینامیکی

بطور کلی معادله تعادل دینامیکی به صورت زیر نوشته می‌شود:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{F^a\} \quad (۳-۲۱)$$

که در آن:

$[M]$: ماتریس جرم

$[C]$: ماتریس میرایی

$[K]$: ماتریس سختی

$\{\ddot{u}\}$ ، $\{\dot{u}\}$ و $\{u\}$: به ترتیب بردار شتاب، سرعت و تغییر مکان در نقاط مختلف

$\{F^a\}$: بردار نیروی وارده در زلزله است که برابر با حاصلضرب شتاب زلزله در جرم می‌باشد.

روشهای مختلفی برای حل این معادله وجود دارد که هر یک کاربرد خاص خود را دارند. روشهای مرسوم در این زمینه بطور خلاصه به شرح زیر می‌باشد:

۳-۴-۱-۱- روش جمع آثار مدها^{۶۸}

در این روش معادله تعادل دینامیکی یک سیستم خطی با یک تبدیل از فضای زمان به فضای فرکانس برگردانده می‌شود. در فضای فرکانس معادله مشخصه سیستم حل شده و فرکانس‌های طبیعی آن، که مقادیر ویژه معادله مشخصه هستند، محاسبه می‌شود. به ازاء هر یک از فرکانس‌های طبیعی، الگوی تغییر شکل سیستم که شکل مدی^{۶۹} سیستم نامیده می‌شود تعیین می‌شود. جمع وزنی این شکلهای مدی در دامنه مدها، تغییر مکان نهایی سیستم را بدست می‌دهد که بر همین اساس با توجه به گام زمانی می‌توان سرعت و شتاب هر نقطه مادی را نیز محاسبه نمود. کاربرد این روش محدود به سیستمهای الاستیک خطی می‌باشد.

در روش جمع آثار مدها، تاریخچه کاملی از پاسخ سازه نسبت به زمان بدست می‌آید، درحالیکه در طراحی، مقادیر حداکثر این پاسخ‌ها مورد نیاز خواهد بود. از اینرو از ترکیب مدها با استفاده از «تحلیل طیف پاسخ»^{۷۰}، تغییر مکانها و نیروهای حداکثر محاسبه شده و تغییر مکان طیفی، سرعت طیفی و شتاب طیفی در n امین مد ارتعاشی، از طیف پاسخ بدست می‌آید. با توجه به مقادیر فرکانس‌ها و شکلهای مدی، تغییر مکانهای حداکثر قابل محاسبه خواهند بود.

۳-۴-۱-۲- روش انتگرال گیری مستقیم^{۷۱}

در این روش معادله تعادل دینامیکی با توجه به نیروی اعمال شده (نیروی زلزله) در حوزه زمان حل می‌شود. با توجه به روش محاسباتی، این عملیات می‌تواند به دو صورت انجام شود. در روش اول، معادله تعادل با توجه به شرایط مرزی و بارگذاری در تک تک المانها حل شده و شرایط معلوم برای حل معادله تعادل در المان بعدی را بوجود می‌آورد. در این روش که حل صریح^{۷۲} نامیده می‌شود نیازی به تشکیل ماتریس سختی برای کل المانها نخواهد بود. در روش دوم ماتریسهای جرم، میرایی و سختی برای تمام المانها محاسبه شده و پس از جاگذاری در ماتریس کل سازه در هر گام محاسباتی، معادله تعادل برای همه سیستم حل می‌شود و مقادیر نیروها و تغییر مکانهای گرهی و در ادامه آن تنشها و کرنشها در تمام نقاط سازه محاسبه می‌شود. این روش حل ضمنی^{۷۳} معادلات تعادل می‌باشد.

روش انتگرال گیری مستقیم هم در مسائل خطی و هم در مسائل غیرخطی کاربرد دارد. لذا از آنجا که رفتار مصالح ژئوتکنیکی عموماً به صورت غیرخطی است، این روش می‌تواند در تحلیل دینامیکی سازه‌های ژئوتکنیکی کاربردهای فراوانی داشته باشد.

⁶⁸ Mode Superposition Method

⁶⁹ Mode Shape

⁷⁰ Response Spectrum Analysis

⁷¹ Time Integration Technique

⁷² Explicit Method

⁷³ Implicit Method

۳-۴-۲- روشهای تحلیل دینامیکی

روشهای تحلیل دینامیکی سدهای خاکی به سه دسته کلی تقسیم بندی می شوند:

- روش الاستیک خطی
- روش معادل خطی
- روشهای غیر خطی

دو روش اول با استفاده از تمامی تکنیکهای ارائه شده در بخش ۳-۴-۱ قابل حل هستند ولی در صورتیکه از معادلات رفتاری غیرخطی در مدلسازی عددی استفاده شود تنها تکنیک قابل استفاده روش محاسبه درحوزه زمان (انتگرال گیری مستقیم) خواهد بود.

۳-۴-۲-۱- روش الاستیک خطی

در روشهای الاستیک خطی، مقدار مدول برشی و میرایی مصالح در طول تحلیل ثابت بوده و تنها در شرایطی که نیروهای وارده کوچک باشند قابل استفاده است.

با توجه به آنکه در بارگذاریهای سطوح متوسط و بالا، مقدار مدول برشی سکانت و میرایی در مصالح ژئوتکنیکی، بسته به کرنش برشی ایجاد شده در المانها تغییر می کند، این روش برای تحلیل دینامیکی سدها مناسب نبوده و معمولاً از روشهای معادل خطی و غیر خطی برای بررسی پاسخ لرزه ای سدها استفاده می شود.

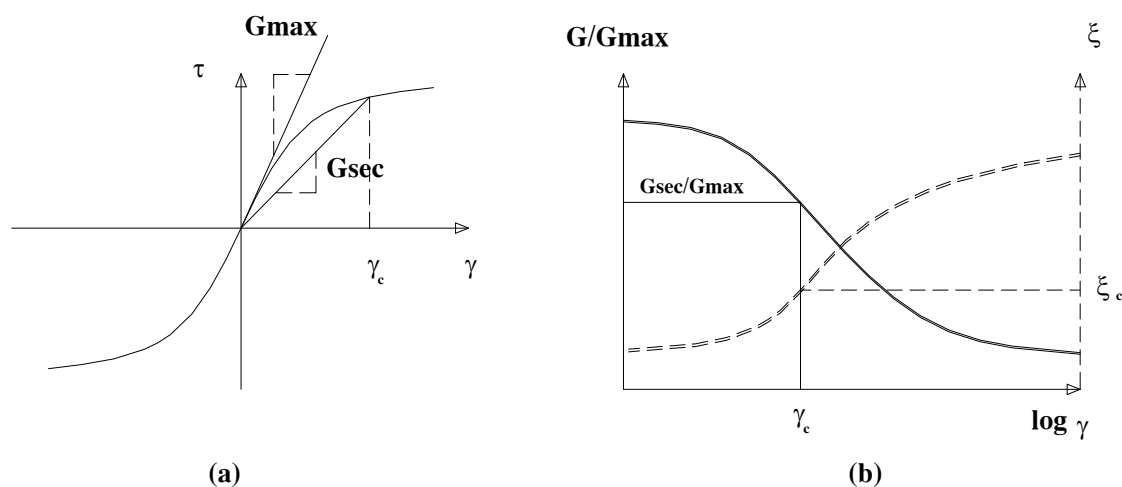
۳-۴-۲-۲- روش معادل خطی^{۷۴}

رفتار تنش-کرنش برشی مصالح ژئوتکنیک یک رفتار غیرخطی و به شکل منحنی پایه^{۷۵} (شکل ۳-۱۴-a) است. بنابراین با توجه به این رفتار غیر خطی، مقدار مدول برشی و میرایی در طول یک زلزله ثابت نبوده و بسته به مقدار کرنشهای برشی ایجاد شده در خاک تغییر می کنند. بدین ترتیب به منظور افزایش دقت تحلیل دینامیکی خطی لازم است اثر کلیه پارامترهای مؤثر بر مدول برشی و میرایی، از جمله تاریخچه کرنش برشی در تخمین این پارامترها لحاظ گردد به نحویکه بتوان مقادیر مدول برشی و میرایی منتخب برای هریک از مصالح بدنه سد را با تقریب مناسبی معادل متوسط مدول برشی و میرایی مصالح در طول زلزله دانست.

این روش نسبتاً ساده تحلیل دینامیکی که در ۳۵ سال گذشته به طور گسترده ای برای تخمین پاسخ دینامیکی سدهای خاکی و سنگریز مورد استفاده قرار گرفته است، روش معادل خطی نامیده می شود.

⁷⁴ Equivalent Linear Method

⁷⁵ Backbone Curve



شکل ۳-۱۴- منحنی پایه رفتار مصالح در شرایط دینامیکی و ب) تغییرات مدول برشی و میرایی با کرنش برشی

مراحل تحلیل دینامیکی به روش معادل خطی به طور خلاصه به شرح زیر می‌باشد:

- ۱- انجام تحلیل دینامیکی به روش الاستیک خطی با استفاده از مدول برشی و میرایی اولیه
- ۲- استخراج تاریخچه کرنش برشی در نقاط مختلف و محاسبه کرنش برشی مؤثر بر اساس ۰/۵ تا ۰/۷ کرنش برشی حداکثر. این ضریب عموماً در تحلیل دینامیکی سدهای خاکی برابر ۰/۶۵ در نظر گرفته می‌شود. این ضریب را همچنین می‌توان از رابطه زیر و بر اساس بزرگای زلزله (M) نیز محاسبه نمود. در این رابطه γ_e کرنش برش مؤثر و γ_{max} کرنش برشی حداکثر می‌باشد.

$$R_\gamma = \frac{\gamma_e}{\gamma_{max}} = \frac{M-1}{10} \quad (3-22)$$

- ۳- اصلاح پارامترهای مدول برشی و میرایی مصالح در هر نقطه متناسب با مقدار کرنش برشی مؤثر در آن نقطه. همانطور که در شکل (۳-۱۴-b) نشان داده شده است با افزایش کرنش برشی مدول برشی افزایش و میرایی کاهش می‌یابد. این منحنی‌ها برای مصالح مختلف از طریق آزمایش یا روابط تجربی (بخش ۳-۵-۳) قابل دستیابی است.

- ۴- تکرار مراحل سه گانه فوق تا همگرایی نتایج و رسیدن به دقت مورد نظر

بدین ترتیب ویژگیهای روش معادل خطی بدین شرح است:

- ۱- در طول تحلیل دینامیکی تمام خصوصیات مکانیکی مصالح ثابت است. در واقع این روش قادر به مدلسازی تغییر سختی مصالح در طول زلزله نیست.
- ۲- برای همگرایی نهایی باید چندین تحلیل دینامیکی انجام شود.
- ۳- منحنیهای کاهش مدول برشی و افزایش میرایی که در آزمایشگاه بدست می‌آید، بطور مستقیم می‌تواند در برآورد پارامترهای مصالح مورد استفاده قرار گیرند.

۴- این روش به صورت مستقیم اطلاعات مربوط به جابجایی‌های ماندگار، تولید فشار آب حفره‌ای اضافی و اثرات روانگرایی و هر نوع گسیختگی احتمالی در سازه سد را نشان نمی‌دهد. این اثرات باید به صورت جداگانه مورد بررسی قرار گیرد. به عنوان مثال مقدار جابجایی ماندگار در این روش را می‌توان به کمک روشهایی نظیر بلوک لغزشی نیومارک تعیین نمود.

۵- احتمال تشدید پاسخ زلزله بیش از آنچه که در واقعیت مشاهده شده وجود دارد. در واقع پاسخ لرزه‌ای برای زلزله‌های کوچک تا متوسط مناسب است درحالیکه در زلزله‌های بزرگ پاسخ تاج سد بطور معمول بیشتر از واقعیت است.

۳-۴-۲-۳ روشهای غیرخطی

در این روشها رفتار مصالح (رابطه تنش در برابر کرنش) به صورت غیر خطی در نظر گرفته می‌شود، که تطابق بیشتری با رفتار مصالح ژئوتکنیکی دارد. همچنین برخی نارسایی‌هایی که در تحلیل لرزه‌ای سد به روش خطی و معادل خطی وجود داشت تا حد زیادی مرتفع شده است. از جمله در روشهای غیرخطی تغییرمکان حاصل از زلزله بطور مستقیم درطول تحلیل محاسبه می‌شود و مشابه روشهای خطی و معادل خطی نیازی به استفاده از روشهای کمکی نظیر بلوک لغزش نیومارک نخواهد بود. همچنین در برخی از انواع پیشرفته‌تر این مدلها، تولید و گسترش فشار آب حفره‌ای در طول مدت تحلیل از طریق حل معادله تعادل دینامیکی و روابطی که میزان کرنش حجمی را وابسته به نرخ کرنشهای برشی می‌نمایند قابل محاسبه می‌باشد.

علی‌رغم این مزایا، اغلب مدل‌های رفتاری به کار گرفته شده در مدلسازی‌های غیرخطی نیازمند پارامترهای متعددی هستند که تخمین و برآورد آنها مستلزم انجام آزمایشهای پیچیده دینامیکی است. همچنین استفاده از این روشها مهارتهای خاصی را می‌طلبد که استفاده از آنها را تا حدودی محدود ساخته است.

روشهای غیرخطی تحلیل لرزه‌ای سدهای خاکی به دو دسته روشهای حل مستقیم و غیرمستقیم به شرح زیر قابل تقسیم‌بندی است. در روش اول منحنی تنش-کرنش به طور مستقیم توسط روابط غیرخطی ارائه می‌شود، در حالیکه در روش دوم بیشتر از مفاهیم پلاستیسیته برای تعیین روابط رفتاری استفاده می‌شود.

۳-۴-۲-۱ روشهای غیرخطی مستقیم

در روشهای غیر خطی مستقیم، رابطه تنش-کرنش در حالت بارگذاری، باربرداری و بارگذاری مجدد، توسط روابط و قواعد خاصی تعیین می‌گردد. در این روشها منحنی هذلولی و یا منحنی‌هایی مشابه آن به عنوان منحنی پایه معرفی شده و باربرداری و بارگذاری مجدد مطابق قوانین میسینگ^{۷۶} صورت می‌گیرد. قوانین میسینگ در منحنی تنش - کرنش خاک، باعث شکل‌گیری میرایی هیسترسیس در خاک می‌شود.

⁷⁶ Masing

به عنوان مثال در یک نمونه از اینگونه مدل‌های رفتاری، رابطه مابین تنش برشی و کرنش برشی برای مرحله بارگذاری اولیه خاک تحت شرایط زهکشی شده و زهکشی نشده به صورت یک تابع هذلولی (شکل ۳-۱۵-a) و به صورت زیر تعریف شده است.

$$\tau = f(\gamma) = \frac{G_{max} \cdot \gamma}{(1 + (\frac{G_{max}}{\tau_{max}}) \cdot |\gamma|)} \quad (23-3)$$

که در آن γ و τ به ترتیب کرنش و تنش برشی بوده و G_{max} مدول برشی ماکزیمم، τ_{max} نیز حداکثر مقاومت برشی در خاک مورد نظر می‌باشد.

بر اساس قوانین میسینگ نمودار باربرداری و بارگذاری مجدد در یک نقطه خاص مثل (γ_r, τ_r) واقع بر روی نمودار بارگذاری اولیه از رابطه زیر تبعیت می‌کند (شکل ۳-۱۵-b):

$$\frac{\tau - \tau_r}{2} = \frac{\frac{G_{max}(\gamma - \gamma_r)}{2}}{\left(1 + \left(\frac{G_{max}}{2\tau_{max}}\right) |\gamma - \gamma_r|\right)} \quad (24-3)$$

و یا

$$\frac{\tau - \tau_r}{2} = f\left(\frac{\gamma - \gamma_r}{2}\right) \quad (25-3)$$

روشهای دیگری برای اعمال قوانین میسینگ روی بارگذاری‌های نامنظم پیشنهاد شده است. بر این اساس منحنی باربرداری و بارگذاری مجدد وقتی از حداکثر کرنش برشی قبلی بیشتر شد از همان منحنی پایه پیروی خواهد کرد (بخش BC از شکل ۳-۱۵-c و بخش AM از شکل ۳-۱۵-d).

از دیگر مدل‌های غیرخطی مستقیم مدل رمبرگ-اوزگود^{۷۷} است که منحنی پایه را به صورت زیر تعریف می‌کند:

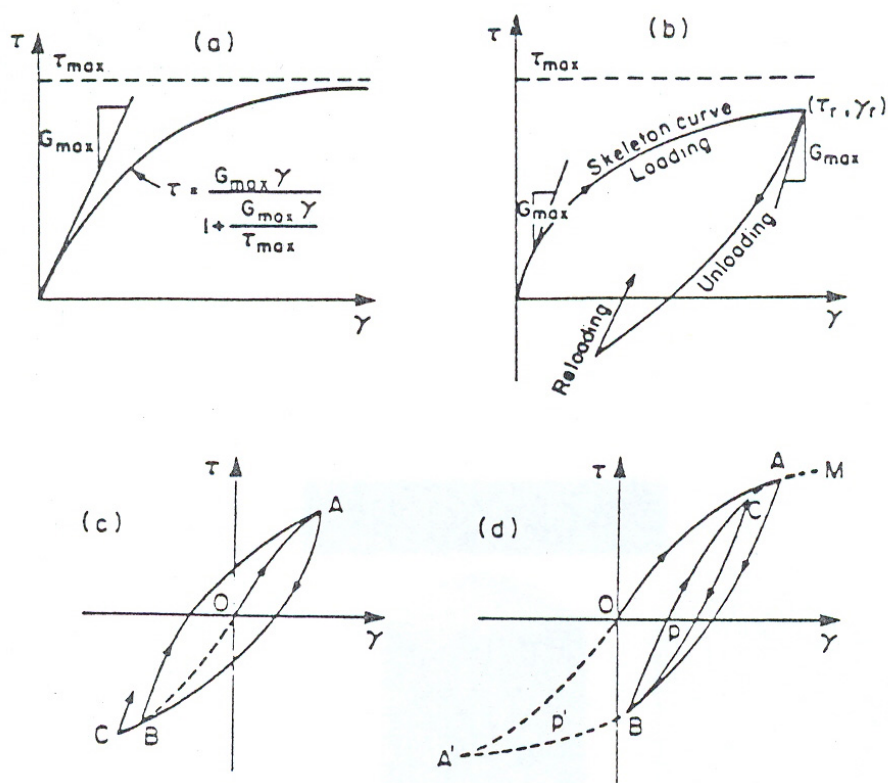
$$\frac{\tau}{(1 + a\tau^b)} = G_{max}\gamma \quad (26-3)$$

در این رابطه توان b یک ثابت کوچکتر از واحد و a پارامتر مربوط به مصالح است. این منحنی دارای سه پارامتر است و رگرسیون آن برای اطلاعات آزمایشگاهی راحت‌تر از مدل هاردین و درنویچ^{۷۸} است.

دو مدل هذلولی «هاردین-درنویچ» و «رمبرگ-اوزگود» دارای تفاوت‌هایی با یکدیگرند: یکی آنکه در مدل رمبرگ-اوزگود حد بالایی وجود نداشته و با افزایش کرنش حتی تا بینهایت هم تنش برشی به یک مقدار ثابت میل نخواهد کرد. بنابراین محاسبه مقاومت برشی لازم نبوده و به عنوان مثال تنش برشی معادل کرنش یک درصد کافی خواهد بود. دوم آنکه این مدل (رمبرگ-اوزگود) دارای سه پارامتر بوده و با طبیعت پیچیده خاک متناسب‌تر است؛ به عنوان مثال مدول برشی در کرنشهای کم و میرایی و تنش برشی در کرنشهای بزرگ را می‌توان با آن تطبیق داد.

^{۷۷} Ramberg-Osgood

^{۷۸} Hardin & Drnevich

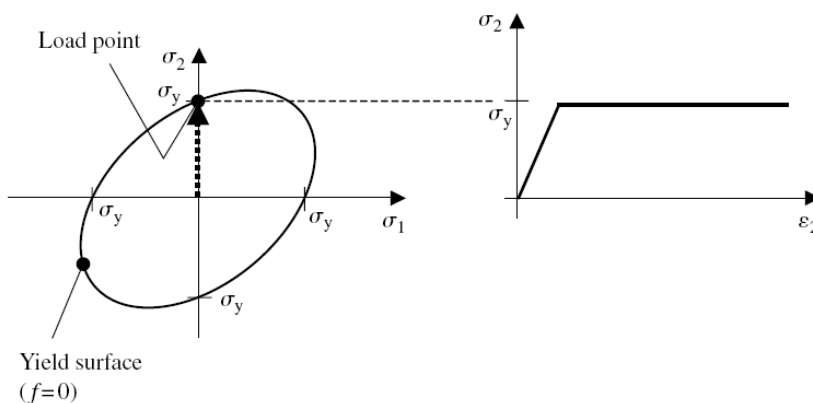


شکل ۳-۱۵- مسیر تنش- کرنش و تشکیل حلقه‌های هیسترسیس

۳-۲-۴-۲- روشهای غیرخطی غیر مستقیم

این روشها بر پایه تئوری پلاستیسیته بنا شده‌اند. مدل‌های الاستوپلاستیک معمولی ممکن است الاستوپلاستیک کامل و یا الاستوپلاستیک همراه با سخت شوندگی باشند.

مدلهای الاستوپلاستیک کامل: در این مدل‌های رفتاری، رفتار مصالح در ابتدا به طور کامل الاستیک بوده و پس از رسیدن به تسلیم کاملاً پلاستیک می‌شود. بدین ترتیب منحنی تنش-کرنش این مصالح (شکل ۳-۱۶) به صورت دوخطی بوده و معیار تسلیم همان معیار گسیختگی می‌باشد.

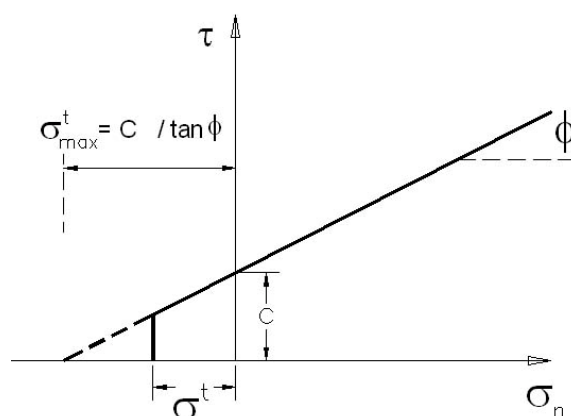


شکل ۳-۱۶- سطح تسلیم در یک مدل الاستوپلاستیک کامل و رفتار تنش - کرنش مربوطه

از جمله این مدلها، می‌توان به مدل «موهر-کولمب» اشاره نمود که در آن مقاومت برشی تابع سطح تنش می‌باشد. این مدل بسیار ساده بوده و عمدتاً برای تخمینهای اولیه از پاسخ سد به کار گرفته می‌شوند. این مدل رفتاری به صورت ساده یک رابطه خطی بین تنش برشی و تنش عمود بر سطح بر روی یک صفحه می‌باشد که توسط کولمب در سال ۱۷۷۳ ارائه شد:

$$\tau = c + \sigma_n \tan \phi \quad (27-3)$$

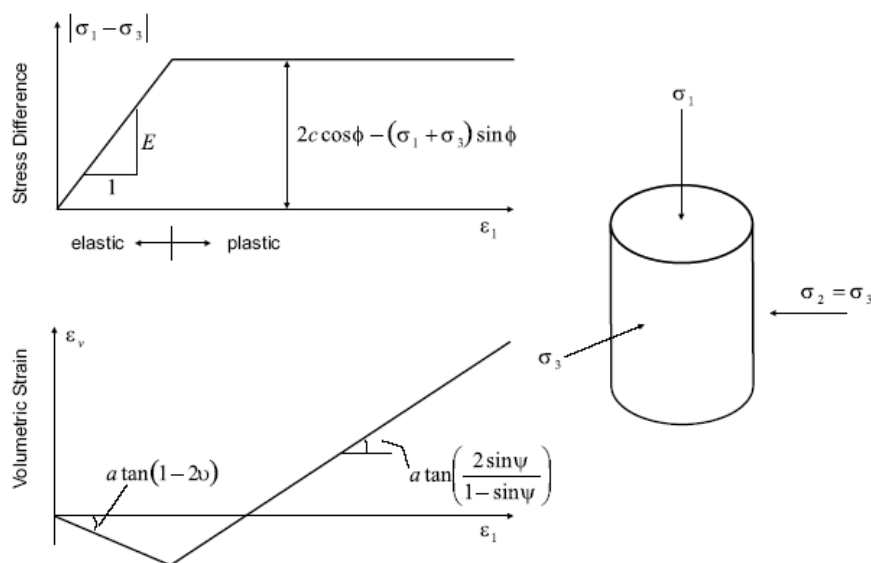
در رابطه فوق، τ تنش برشی، σ_n تنش عمود بر سطح گسیختگی (نرمال)، c چسبندگی و ϕ زاویه اصطکاک داخلی خاک است. معمولاً غیر از پارامترهای مقاومت برشی، از پارامتر مقاومت کششی نیز جهت معرفی سطح تسلیم کششی استفاده می‌شود. در شکل (۱۷-۳) معیار تسلیم برشی و کششی در کنار هم مشاهده می‌شود.



شکل ۱۷-۳- معیار تسلیم موهر - کولمب همراه با مقاومت کششی

علاوه بر دو پارامتر چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی خاک، سه پارامتر مدول الاستیسیته (E) و ضریب پواسون (ν) و همچنین زاویه اتساع (ψ) در میدان تنش و کرنش مصالح نقش دارند. زاویه اتساع بیانگر افزایش حجم مصالح به علت اعمال برش است که در مصالح دانه‌ای متراکم مقدار آن مثبت می‌باشد. در شکل (۱۸-۳)، پارامترهای مدل موهر-کولمب نشان داده شده‌اند. این پارامترها را می‌توان از طریق آزمایش سه محوری زهکشی شده و همچنین مقاومت کششی تک محوری تعیین نمود.

از جمله مزایای این مدلها می‌توان به سادگی مفاهیم، تعداد کم پارامترها و سهولت تعیین آنها اشاره کرد. اما این مدلها دارای معایبی نیز هستند از جمله اینکه، اولاً رفتار مصالح در کرنشهای کم کاملاً الاستیک بوده و در بارهای دینامیکی دارای میرایی بسیار کمی هستند در حالیکه با افزایش کرنش و رسیدن به ناحیه پلاستیک میزان میرایی به شدت افزایش می‌یابد، ثانیاً مسیر تنش در باربرداری و بارگذاری مجدد در یک امتداد صورت گرفته و در واقع رفتار مصالح در این حالت تا قبل از رسیدن به سطح گسیختگی کاملاً الاستیک است. مضاف بر آن در صورت بارگذاری تقریباً همه جانبه رفتار مصالح الاستیک می‌باشد، که البته این ضعف با ترکیب مدل موهر-کولمب با یک کلاهدک تا حدودی قابل رفع می‌باشد.

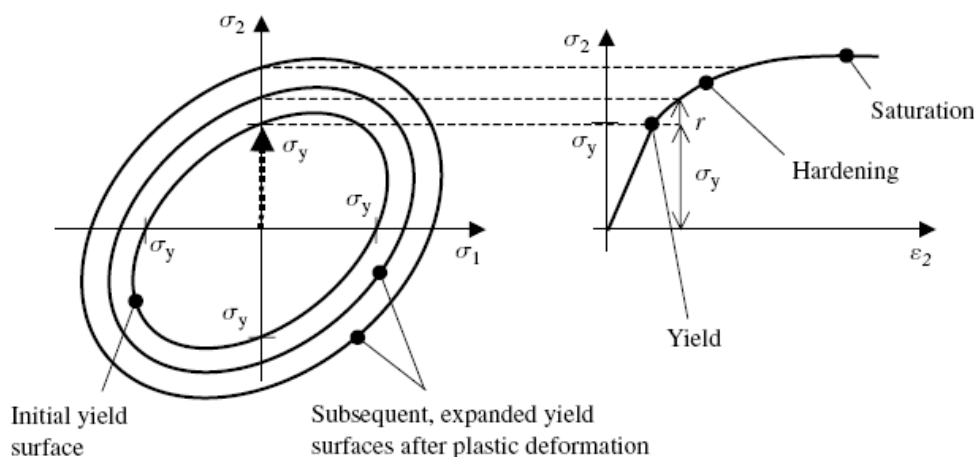


شکل ۳-۱۸- رفتار تنش و کرنش مصالح در مدلسازی آزمایش مقاومت برشی سه محوری

مدل‌های الاستوپلاستیک سخت شونده همسان: این مدل‌های رفتاری بر خلاف مدل‌های الاستوپلاستیک کامل

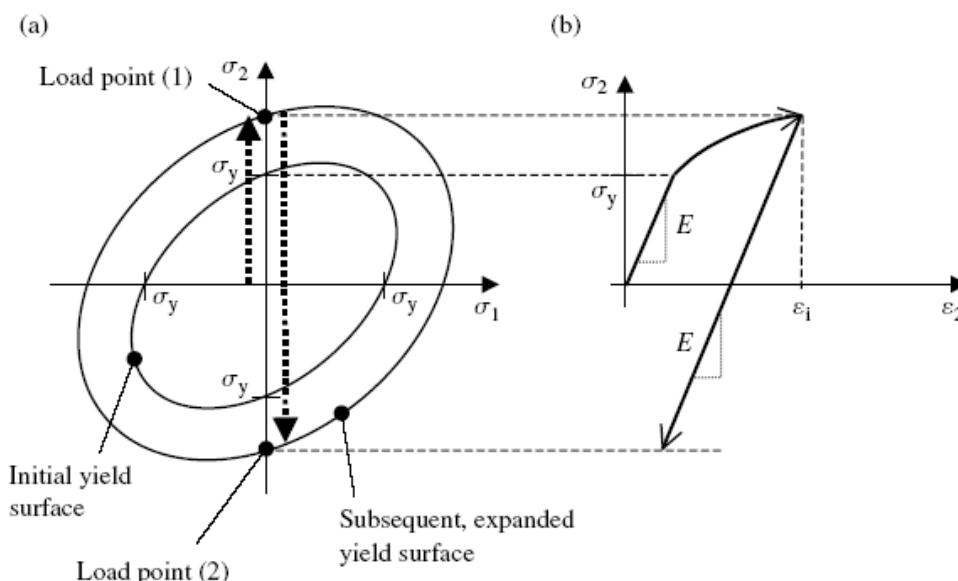
دارای سطح تسلیم ثابت نیستند. در این مدل‌ها به طور کلی یک سطح تسلیم اولیه وجود دارد که تا قبل از آن، رفتار مصالح به صورت الاستیک بوده و با افزایش تنش و رسیدن به سطح تسلیم اولیه، سطح تسلیم شروع به منبسط شدن می‌کند و کرنش‌های پلاستیک رخ می‌دهد. در صورتیکه بزرگ شدن سطح تسلیم به صورت متقارن انجام گیرد، اصطلاحاً به این نوع مدل‌ها، مدل‌های سخت شونده همسان (Isotropic Hardening) گفته می‌شود. در شکل (۳-۱۹) نمونه‌ای از این مدل‌های رفتاری نشان داده شده است.

با تعریف توابع مناسب در این نوع مدل‌ها، به راحتی می‌توان منحنی پایه در تحلیل‌های دینامیکی را بدست آورد.



شکل ۳-۱۹- سطح تسلیم در یک مدل الاستوپلاستیک سخت شونده و رفتار تنش - کرنش مربوطه

از آنجاییکه در این مدلها محدوده سطح تسلیم با افزایش سطح بارگذاری افزایش می‌یابد، بعد از آنکه در بارگذاری دینامیکی، نمونه خاک یک سطح تنش بزرگ را تجربه کند، در سطوح بارگذاری‌های کمتر رفتار مصالح کاملاً الاستیک خواهد بود (شکل ۳-۲۰)، تا آنکه مجدداً نمونه خاک، تنشی بزرگتر از تنش تسلیم قبلی را تجربه نماید. لذا این مدلها قادر به باز تولید رفتار واقعی مصالح در بارگذاری سینماتیکی نمی‌باشد. مدل‌های Cam Clay، Modified Cam Clay و Isotropic Hardening Soil، از جمله اینگونه مدلها می‌باشند.

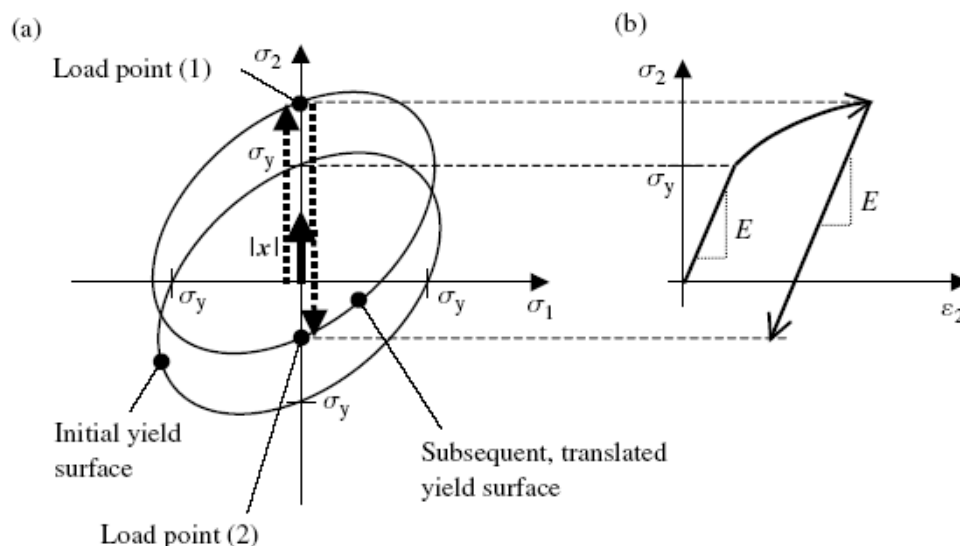


شکل ۳-۲۰- محدوده الاستیک بزرگ در باربرداری در مدل‌های الاستوپلاستیک سخت‌شونده

مدل‌های الاستوپلاستیک همراه با سخت شدگی سینماتیکی: در مدل‌های سخت شونده همسان، سطح تسلیم همراه با افزایش تنش حاصل از بارگذاری، بزرگتر شده و در مرحله باربرداری و بارگذاری مجدد (قبل از رسیدن به سطح تسلیم)، رفتار مصالح به صورت کاملاً الاستیک درمی‌آید. در حالیکه در واقعیت در زمان باربرداری و بارگذاری مجدد نیز امکان پیدایش کرنشهای پلاستیک در خاک وجود دارد و تنها در محدوده کوچکی رفتار خاک به صورت الاستیک می‌باشد که به آن اثر بوشینگر^{۷۹} و یا سخت شدگی سینماتیکی گفته می‌شود.

در همین راستا و به منظور تطابق نسبی رفتار خاک با واقعیت، در مدل الاستوپلاستیک سخت شونده سینماتیکی، این اشکال برطرف شده است. همانطور که در شکل (۳-۲۱) مشاهده می‌شود، پس از رسیدن مسیر تنش به سطح تسلیم اولیه، رفتار الاستوپلاستیک آغاز شده و سطح تسلیم به سمت بالا حرکت داده می‌شود. بدین ترتیب پس از باربرداری، رفتار مصالح در داخل سطح تسلیم جابجا شده الاستیک و پس از رسیدن مجدد مسیر تنش در باربرداری به نقطه دیگری از سطح تسلیم، رفتار مجدداً الاستوپلاستیک خواهد بود، به عبارت دیگر محدوده الاستیک در حالت باربرداری کاهش می‌یابد.

⁷⁹ Bauschinger

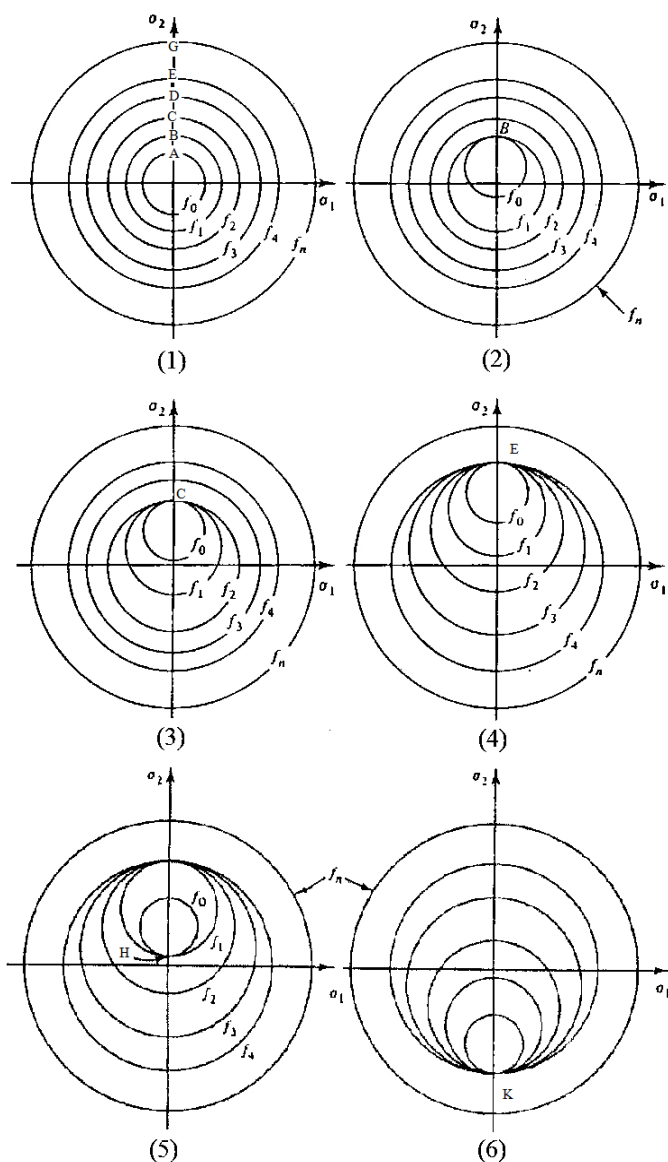


شکل ۳-۲۱- رفتار سخت‌شونده سینماتیکی، الف) انتقال سطح تسلیم با کرنش پلاستیک ب) منحنی تنش - کرنش حاصل و اثر بوشینگر

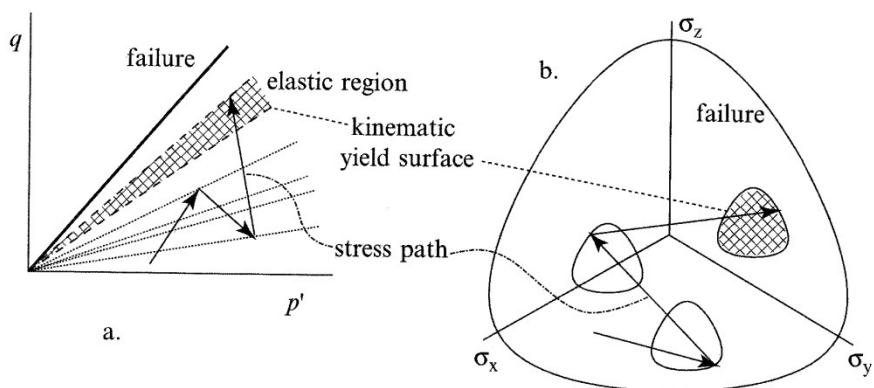
انواع پیشرفته‌تری از مدل‌های الاستوپلاستیک با رفتار سخت‌شونده سینماتیکی وجود دارند که تناسب بیشتری با رفتار خاک داشته و برای تحلیل‌های دینامیکی غیر خطی مناسب‌ترند. مدل‌های بر پایه سطح تسلیم چندگانه^{۸۰} و یا براساس تئوری سطح حدی^{۸۱} از جمله مهم‌ترین این مدل‌ها به شمار می‌آیند. در مدل‌های سطح تسلیم چندگانه، چندین سطح تسلیم داخل یکدیگر تعریف می‌شود که هرکدام در سطح تنش خاصی فعال شده و بیرونی‌ترین سطح تسلیم به عنوان سطح گسیختگی مطرح می‌گردد (شکل ۳-۲۲). در حالیکه در مدل‌های تئوری سطح حدی، یک سطح به عنوان سطح تسلیم و یک سطح دیگر به عنوان سطح گسیختگی توسط معیار تسلیم مورد نظر به عنوان حد نهایی مقاومت برشی معرفی می‌شود (شکل ۳-۲۳).

⁸⁰ Multi-yield surface

⁸¹ Bounding surface theory



شکل ۳-۲۲- شکل مدل رفتاری با سخت شونده‌گی سینماتیکی بر پایه سطح تسلیم چندگانه
بارگذاری (۱ تا ۴) و باربرداری (۵ تا ۶)



شکل ۳-۲۳- شکل مدل رفتاری با سخت شونده‌گی سینماتیکی براساس تئوری سطح حدی

مهمترین ویژگی مدل‌های سخت شونده سینماتیکی نسبت به سایر مدل‌ها، قابلیت آنها در شبیه سازی رفتار تنش-کرنش الاستوپلاستیک در هنگام باربرداری و بارگذاری مجدد و توانایی پیش‌بینی افزایش فشار آب حفره‌ای در طول زلزله می‌باشد. علی‌رغم این قابلیت‌ها، مدل‌های فوق نسبتاً پیچیده بوده و پارامترهای آنها از آزمایش‌های خاص‌تری نظیر مقاومت برشی تناوبی بدست می‌آیند. این پیچیدگی‌های به اندازه‌ای است که استفاده از این مدل‌ها و انجام صحیح آزمایش‌ها و تخمین پارامترها، نیازمند داشتن مهارت‌های کافی در این زمینه است، به نحویکه با تمام مزایای این روش‌ها به دلیل صعوبت‌های مذکور، کمتر از این مدل رفتاری در تحلیل‌ها استفاده می‌شود.

۳-۵- پارامترهای دینامیکی مصالح بدنه و پی و نحوه تعیین آنها

انتخاب پارامترهای متناسب با مدل رفتاری انتخاب شده برای مصالح بدنه و پی سد در صحت نتایج حاصله در یک تحلیل عددی بسیار مؤثر می‌باشد. با توجه به پیچیدگی بیشتر پارامترهای دینامیکی خاک این موضوع می‌تواند در تحلیل دینامیکی از اهمیت دوچندان برخوردار باشد.

در ادامه و در این بخش پارامترهای مورد نیاز برای توصیف خصوصیات مصالح ساختگاه و بدنه سد جهت انجام تحلیل‌های دینامیکی تشریح خواهد شد. هدف از توصیف خصوصیات مصالح ساختگاه برای طراحی لرزه‌ای، فراهم نمودن اطلاعات ضروری پروفیل زیرسطحی و خصوصیات خاک برای آنالیز لرزه‌ای می‌باشد. در تخمین پارامترهای مصالح بدنه سد نیز عموماً به نتایج آزمایش‌های آزمایشگاهی و یا نتایج کار محققین مختلف استناد می‌گردد.

از آنجاییکه تحلیل‌های دینامیکی در مرحله دوم و پس از برقراری شرایط اولیه تنش که همان وضعیت پایدار سد در حالت استاتیکی می‌باشد انجام می‌شود بنابراین در ابتدا لازم است تا در طول یک دوره مطالعات ژئوتکنیکی معمول، اطلاعاتی شامل طبقه بندی خاک، وزن مخصوص خاک، پارامترهای تراکم پذیری، مقاومت برشی و نفوذپذیری آن تعیین گردد. با مشخص شدن خصوصیات اولیه خاک در مراحل بعدی لازم است پارامترهای مورد نیاز در تحلیل دینامیکی با استفاده از آزمایش‌های متناسب با مدل‌های مورد استفاده در تحلیل تعیین گردد.

۳-۵-۱- پارامترهای مورد نیاز خاک جهت ارزیابی لرزه‌ای

تحلیل دینامیکی را می‌توان به روش‌های مختلفی نظیر خطی، معادل خطی و غیرخطی انجام داد. مدل‌های رفتاری مورد نیاز در هریک از این روش‌ها نیازمند پارامترهای مختص به خود می‌باشد که اغلب با استفاده از نتایج آزمایش‌های آزمایشگاهی قابل تخمین هستند.

پیچیدگی مدل‌های رفتاری غیرخطی و تعدد پارامترهای مورد نیاز آنها سبب شده تا مدل معادل خطی به سبب سادگی مفاهیم و تعداد محدودتر پارامترهای مورد نیاز تحلیل، متداول‌تر از سایر روش‌ها باشد. از اینرو در این بخش علاوه بر تشریح آزمایش‌های دینامیکی آزمایشگاهی و آزمون‌های صحرایی، برخی روابط تجربی که در تخمین پارامترهای معادل خطی کاربرد دارند نیز به طور خاص معرفی می‌گردد.

علاوه بر پارامترهای مورد نیاز در تحلیل‌های استاتیکی، مهمترین پارامترهای مورد نیاز برای انجام تحلیل دینامیکی به روش معادل خطی که در سایر روشها نیز مورد استفاده قرار می‌گیرند عبارتند از:

- مدول برشی حداکثر
- منحنی کاهش مدول برشی و افزایش میرایی با کرنش برشی
- سرعت موج برشی (که یک پارامتر مستقل در تحلیل نبوده و برای تخمین مدول برشی حداکثر مورد استفاده قرار می‌گیرد)

پیش از آغاز تحلیل دینامیکی لازم است شناخت کافی از ساختگاه و پارامترهای مدل رفتاری مورد استفاده وجود داشته باشد. بدین منظور می‌توان مطابق بندهای ۳-۵-۲ و ۳-۵-۳ عمل نمود:

۳-۵-۲- آزمایشهای مورد نیاز برای تخمین پارامترهای دینامیکی خاک

۳-۵-۲-۱- مطالعات صحرایی

۳-۵-۲-۱-۱- شناسایی‌های متداول تحت‌الارضی

شناخت پروفیل زیرسطحی و همچنین تعیین نوع و عمق سنگ بستر از جمله مقدمات مورد نیاز برای انجام تحلیل‌های دینامیکی می‌باشند که البته هریک از این عوامل در تحلیل‌های استاتیکی نیز مورد توجه قرار می‌گیرند. شناسایی زیرزمینی باید توصیف کاملی از لایه بندی خاک شامل ضخامت و تراز لایه‌ها در ساختگاه را فراهم نماید. وضعیت لایه‌بندی ساختگاه سد را می‌توان با استفاده از روشهای بررسی کلاسیک نظیر گمانه زنی و نمونه گیری، آزمایشهای درجا یا تجهیزات ژئوفیزیکی بدست آورد. البته شناسایی لایه‌های سست در تحلیل‌های لرزه‌ای می‌تواند با آنچه که در تحلیل‌های استاتیکی مورد توجه است متفاوت باشد. به عنوان مثال، یک لایه ماسه اشباع از نظر مقاومتی ممکن است در شرایط استاتیکی چندان حائز اهمیت نباشد ولی همین لایه، زمانیکه تحت بارگذاری ناشی از زلزله قرار گیرد، ممکن است روانگرا شده و مشکلات عدیده‌ای را برای سد پدید آورد.

در تحلیل‌های لرزه‌ای همچنین لازم است عمق آبرفت تا بسترسنگی مناسب نیز معین گردد. با این وجود اگر بسترسنگی مناسب تا عمق مورد نظر یافت نشد، لازم است اکتشافات ژئوتکنیکی حداقل تا عمق تاثیر تنشهای حاصل از ساخت سد به انجام برسد. هرچند توصیه می‌شود تا حفاری حداقل یکی از گمانه‌ها تا شناسایی عمق سنگ بستر ادامه یابد.

۳-۵-۲-۱-۲- آزمایشهای صحرایی

به منظور برآورد پارامترهای بر جای مصالح لازم است آزمایشهای صحرایی متعددی انجام شود که نتایج بخش عمده‌ای از آنها در تحلیل‌های استاتیکی مورد استفاده قرار می‌گیرد. مهمترین آزمونهای صحرایی که به نوعی در تخمین پارامترهای دینامیکی خاک نیز به کار برده می‌شوند عبارتند از:

الف - آزمایش نفوذ استاندارد^{۸۲} (SPT): متداول ترین آزمایش برجا در عملیات ژئوتکنیک، آزمایش SPT می باشد که نحوه انجام آن در استاندارد ASTM D 1586 بیان شده است. آزمایش SPT عموماً از طریق رانش یک نمونه گیر استاندارد در خاکهای ماسه ای انجام می شود و کاربرد آن بدین شکل، در خاکهای درشت دانه و شنی با خطای زیادی همراه است. برای رفع این مشکل می توان از آزمایش نفوذ استاندارد با نوک مخروطی (SPTcone) استفاده و نتایج را پس از اعمال اصلاحات به کار برد. تعداد ضربات SPT اصلاح شده را می توان در موارد زیر به کار برد:

- محاسبه دانسیته نسبی خاکهای ماسه ای
- محاسبه پارامترهای مقاومت برشی خاکهای دانه ای یا ماسه ای
- ارزیابی پتانسیل نشست لرزه ای ماسه ها
- ارزیابی پتانسیل روانگرایی ماسه های اشباع
- محاسبه مدول برشی در کرنشهای بسیار کوچک
- سرعت موج برشی

ب - آزمایش نفوذ مخروط^{۸۳} (CPT): آزمایش CPT شامل راندن یک مخروط استاندارد به داخل زمین با سرعت ثابت می باشد که در طی آن، مقاومت نوک و جداره مخروط به تفکیک اندازه گیری می شود. نسبت بین مقاومت اصطکاکی جداره (f_s) و مقاومت نوک مخروط (q_c)، ارتباط نسبتاً مناسبی با نوع خاک و مقاومت آن دارد. روش انجام آزمایش CPT در استاندارد ASTM D 3441 ارائه شده است.

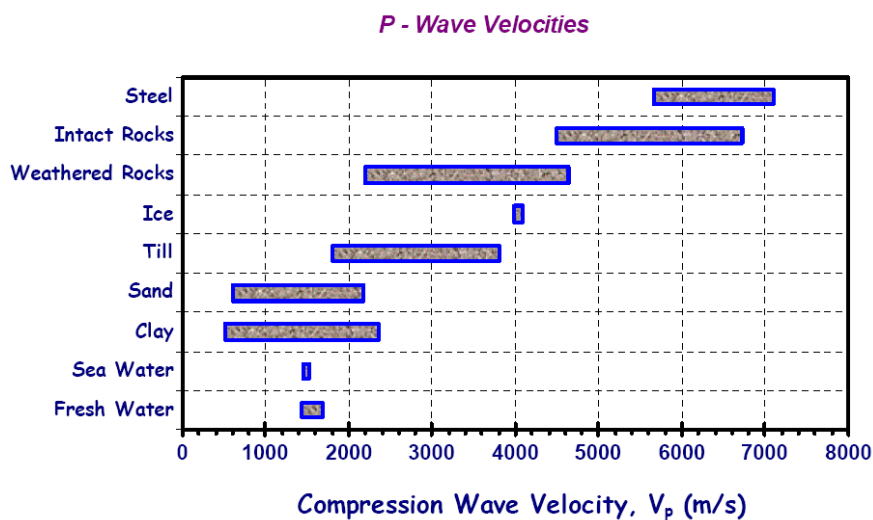
در نمونه های اخیر این دستگاه که به سلولهای اندازه گیری فشار آب حفره ای (Piezocone) نیز مجهز شده اند، میزان فشار آب حفره ای در حین نفوذ و بعد از آن اندازه گیری شده و بدین ترتیب، اندازه گیری صحرایی خصوصیات تحکیم و عمق سطح آب را تسهیل می نماید. همچنین با نصب یک ژئوفن روی دستگاه CPT می توان اقدام به اندازه گیری سرعت موج برشی خاک نمود.

انجام این آزمایش نسبتاً آسان است و با انجام آن یک نیمرخ پیوسته از خصوصیات مقاومتی خاک حاصل می شود که در شناسایی خاکهای با قابلیت روانگرایی، بسیار ارزشمند می باشد. از مقاومت مخروط همچنین می توان مقاومت برشی زهکشی نشده، زاویه اصطکاک داخلی و دانسیته نسبی مصالح را نیز تعیین نمود. در ضمن در طبقه بندی نوع خاک و همچنین تعیین سرعت موج برشی نیز می توان از این نوع آزمایش استفاده نمود.

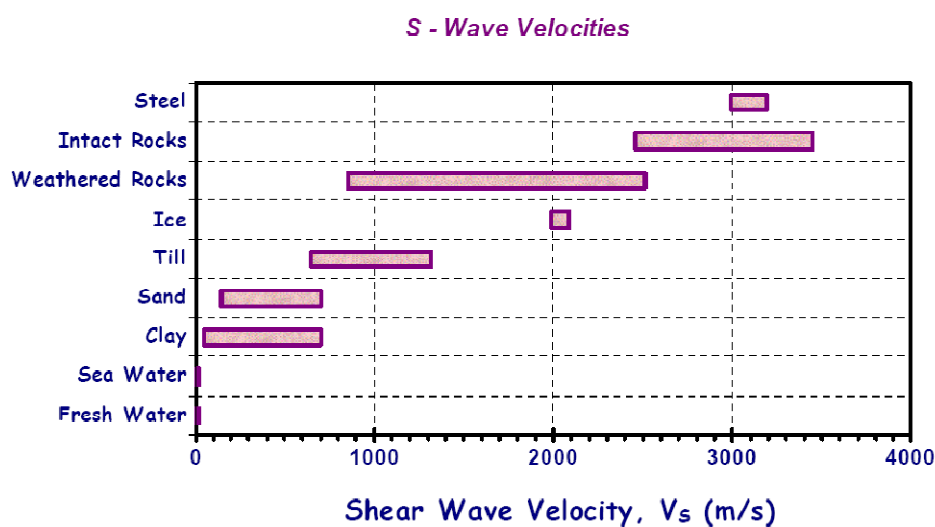
پ - آزمایشهای ژئوفیزیک: آزمایشهای ژئوفیزیکی عموماً به منظور تعیین سرعت موج برشی (V_s) و فشاری (V_p) بر جای مصالح، مورد استفاده قرار می گیرند. یکی از کاربردهای انجام این آزمایش تخمین تقریبی جنس لایه های زمین می باشد (شکلهای ۳-۲۴ و ۳-۲۵).

⁸² Standard Penetration Test

⁸³ Cone Penetration Test



شکل ۳-۲۴- مقایسه سرعت موج فشاری و نوع مصالح



شکل ۳-۲۵- مقایسه سرعت موج برشی و نوع مصالح

همچنین با استفاده از این مقادیر و با فرض رخداد کرنشهای کوچک، می‌توان برخی از پارامترهای مورد نیاز در تحلیل دینامیکی را محاسبه نمود:

$$G_{max} = \rho \cdot V_s^2 \quad (۳-۲۸)$$

$$E_{max} = 2(1 + \nu) \cdot G_{max} \quad (۳-۲۹)$$

$$K_{max} = \rho \cdot V_p^2 \quad (۳-۳۰)$$

در این روابط G_{max} ، مدول برشی حداکثر و E_{max} و K_{max} به ترتیب مدول الاستیسیته حداکثر و مدول حجمی حداکثر^{۸۴} خاک می‌باشد. ρ و ν نیز دانسیته و ضریب پواسن خاک هستند. در صورت عدم دسترسی به مقدار واقعی ضریب پواسن، می‌توان با استفاده رابط زیر تخمین مناسبی از ضریب پواسن بدست آورد:

$$\nu = 1 - \frac{1}{2(1 - (\frac{V_s}{V_p})^2)} \quad (3-31)$$

سرعت موج برشی یا مدول برشی در کرنشهای کوچک، در آزمایشگاه با استفاده از آزمایشهای ستون تشدید و المان خمشی^{۸۵} نیز قابل تعیین است ولی اندازه‌گیری‌های ژئوفیزیکی در محل، برای محاسبه سرعت موج برشی متداول‌تر و قابل اعتمادتر می‌باشد. سرعت امواج در خاک را می‌توان علاوه بر روشهای نفوذی^{۸۶} از قبیل آزمایشهای درون چاهی و مخروط لرزه‌ای CPT از سایر روشها نظیر استفاده از بازتاب لرزه‌ای، انکسار و پروفیل موج سطحی نیز محاسبه نمود. روشهای متداول در این ارتباط عبارتند از:

پ-۱- آزمایشهای ژئوفیزیک درون چاهی: اصول این روش بر مبنای حفاری حداقل یک گمانه تا عمق مطلوب برای شناسایی خاک و اندازه‌گیری سرعت موج از طریق قراردادن منبع موج در داخل یا خارج چاه و اندازه‌گیری موج در نقطه مشخص دیگری می‌باشد. این آزمایش را می‌توان به سه روش مشخص انجام داد:

۱- آزمایش Up Hole: در این روش، ژئوفنها در یک ردیف بر روی زمین در اطراف گمانه قرار داده شده و مدت زمان لازم میان انتشار موج از عمق مورد نظر تا رسیدن به سطح زمین را اندازه‌گیری می‌نمایند. به منظور پوشش کلیه لایه‌های ژئوتکنیکی مورد نظر، لازم است منبع انتشار موج در داخل گمانه در اعماق مختلف از انتها تا سطح زمین بطور پیوسته قرار گیرد. این منبع می‌تواند موج حاصل از یک انفجار و یا به صورت تجهیزات مکانیکی ضربه‌ای باشد.

۲- آزمایش Down Hole: منبع انتشار موج در این روش بر روی سطح زمین و ردیاب یا ژئوفنها در داخل گمانه و در اعماق مختلف قرار داده می‌شوند. با توجه به نوع ضربه ارسالی، می‌توان سرعت موج برشی و یا فشاری در هر لایه را اندازه‌گیری نمود.

۳- آزمایش Cross Hole: در این آزمایش منبع انتشار موج درون یک گمانه و ردیاب یا ژئوفنها در گمانه‌ای دیگر و در عمق مشابه قرار داده می‌شود. مزیت این روش نسبت به سایر روشها اینست که در این آزمایش امکان اندازه‌گیری سرعت موج در لایه و عمق مورد نظر وجود دارد حال آنکه در سایر روشها، سرعت موج در کل لایه‌های خاک تا عمق مورد نظر اندازه‌گیری می‌شود. از اینرو این روش می‌تواند از دقت بیشتری نسبت به دیگر روشها برخوردار باشد. هرچند دقت اندازه‌گیری فاصله بین منبع انتشار موج و ردیابها در نتایج حاصله تأثیرگذار خواهد بود. نحوه انجام این آزمایشها در استاندارد ASTM D 4428 بیان شده است.

⁸⁴ Maximum bulk modulus

⁸⁵ Bender element

⁸⁶ intrusive

پ-۲- روشهای ژئوفیزیک غیر مخرب: در این روشها اصولاً نیازی به حفر گمانه نبوده و اندازه‌گیری سرعت موج از طریق انجام آزمایش بر روی سطح زمین صورت می‌گیرد. شاخص‌ترین روشهای اندازه‌گیری سرعت موج به این روش عبارتند از:

- ۱- بازتاب و انکسار لرزه‌ای^{۸۷}: در این آزمایش منبع ارتعاشی (مانند چکش) بر روی یک صفحه فلزی ضربه‌ای اعمال می‌کند و ژئوفن‌هایی که در امتداد یک خط مستقیم با فاصله منظم از هم قرار گرفته‌اند اولین موج رسیده را ثبت می‌نمایند. بر اساس فاصله ژئوفن‌ها از یکدیگر و زمان ثبت امواج دریافتی در هریک از آنها عمق لایه و سرعت موج در آن لایه‌ها محاسبه می‌شود. دقت این روشها نسبتاً کم است و با افزایش عمق کاهش می‌یابد. این روشها بیشتر برای شناسایی عمق سنگ بستر و محل قرارگیری لایه‌های افقی که از نظر دانسیته و سختی با لایه‌های خاک فوقانی تفاوت زیادی دارند، مناسب می‌باشد. در واقع روش انکساری در مواردیکه لایه‌های عمیق تر دارای سرعت موج بیشتری باشند قابل استفاده می‌باشد. روش انجام این آزمایش در استاندارد ASTM D5777 بیان شده است.
- ۲- تحلیل طیفی امواج سطحی^{۸۸}: تحلیل طیفی امواج سطحی (SASW) یک روش ژئوفیزیکی غیر مخرب است که عمدتاً برای ارزیابی پروفیل‌های سرعت موج برشی زیر سطحی استفاده می‌شود. روش SASW در واقع سرعت موج برشی را با استفاده از اندازه‌گیری سرعت موج سطحی (رایلی) تعیین می‌کند. این دو سرعت معمولاً برای اغلب خاکها در حدود ۵ درصد با یکدیگر اختلاف دارند. نتایج SASW بیانگر خصوصیات متوسط مجموعه نسبتاً بزرگی از توده خاک است که در مصالح ناهمگن می‌تواند منجر به نتایج گمراه کننده شود. سهولت و سرعت انجام این آزمایش از یک سو و الگوریتمهای مکانیزه شده برای پردازش داده‌ها و تکرارپذیری آن از سوی دیگر موجب شده تا هزینه‌های ارزیابی شرایط زیر سطحی به این روش نسبت به سایر آزمایشهای معمول درون چاهی کاهش چشمگیری داشته و به عنوان مهمترین مزیت این روش همواره مطرح باشد.

۳-۵-۲-۲- آزمایشهای آزمایشگاهی

در آزمایش‌های آزمایشگاهی امکان ارزیابی مستقیم رفتار تنش-کرنش هیسترسیس خاک فراهم می‌گردد، از اینرو آزمایشهای آزمایشگاهی بهترین نوع آزمایشها جهت برآورد پارامترهای دینامیکی خاک به شمار می‌آیند. اما در عین حال آزمایش‌های آزمایشگاهی دینامیکی با محدودیت‌هایی بدین شرح نیز همراه هستند:

- از بین رفتن شرایط تنش برجا و مشکلات مربوط به ایجاد دوباره این تنشها در زمان آزمایش
- مشکلات مربوط به اخذ نمونه‌های دست نخورده از خاک‌های دانه‌ای و بازسازی نمونه‌های دست‌خورده
- زمان و هزینه مربوط به آزمایش‌های آزمایشگاهی دینامیکی

متداول‌ترین آزمایش‌های آزمایشگاهی که در برآورد پارامترهای دینامیکی خاک توسعه یافته‌اند به اختصار عبارتند از:

⁸⁷ Refraction Method

⁸⁸ Spectral Analysis of Surface Waves (SASW)

الف - آزمایش ستون تشدید^{۸۹}: در آزمایش ستون تشدید به منظور تعیین خصوصیات دینامیکی خاک، از تئوری انتشار موج در یک میله استفاده می‌شود. در این آزمایش هر دو نوع موج برشی و فشاری می‌توانند در نمونه خاک انتشار داده شوند. بسته به نوع نمونه‌گیر، نمونه‌های توپر یا توخالی می‌توانند در آزمایش استفاده شوند.

جهت برآورد پارامترهای سرعت موج فشاری و یا برشی، بارگذاری فشاری و یا پیچشی به صورت سینوسی از طریق کلاهک بالایی به بالای نمونه اعمال و تغییر شکل بالای نمونه در طول آزمایش اندازه‌گیری می‌شود. در ادامه بارگذاری با فرکانسهای مختلف انجام و تا زمان بروز پدیده تشدید در نمونه ادامه می‌یابد. بدین ترتیب سرعت موج از طریق فرکانس تشدید و خصوصیات هندسی نمونه و دستگاه اعمال بار قابل محاسبه خواهد بود. در این آزمایش همچنین امکان اندازه‌گیری میرایی در مصالح با استفاده از قطع بارگذاری در هنگام تشدید و ثبت دامنه کاهش نوسانات، وجود دارد. کاهش دامنه با زمان به منظور تعیین کاهش لگاریتمی^{۹۰} که به صورت مستقیم به ضریب میرایی ویسکوز مرتبط است، به کار می‌رود.

اشکال عمده در استفاده از آزمایش ستون تشدید، محدود بودن آزمایش به کرنش‌های برشی بسیار کوچک تا متوسط به علت ملاحظات بار اعمالی و فرکانس‌های تشدید می‌باشد. به علاوه در کرنش‌های بزرگ، به منظور حفظ کرنش ثابت در مقطع نمونه باید از نمونه‌های توخالی استفاده شود. بنا به این دلایل، آزمایش ستون تشدید بیشتر جهت تعیین مدول برشی در کرنش‌های کوچک به کار می‌رود. همچنین این آزمایش می‌تواند برای تعیین تغییرات مدول برشی و میرایی ویسکوز معادل، در کرنش‌های میانی نیز مورد استفاده قرار گیرد. آزمایش ستون تشدید با استفاده از استاندارد ASTM D4015 قابل انجام است.

ب - آزمایش المان خمشی^{۹۱}: وقتی یک نیروی مکانیکی به مصالح پیزوالکتریک مانند سرامیک وارد می‌شود قطب‌های کریستالی تغییر یافته و ولتاژ الکتریکی ایجاد می‌شود؛ همچنین وقتی ولتاژ الکتریکی به این مصالح اعمال می‌شود، کریستالها تغییر فرم می‌دهند. اساس آزمایش المان خمشی براین مبنا استوار است. المان خمشی در واقع شامل دو قطعه نازک است که در بالا و پایین نمونه خاک قرار می‌گیرند. یک سیگنال الکتریکی در بالای نمونه باعث حرکت خمشی در نمونه می‌گردد و موج برشی سینوسی از بالای نمونه به سمت پایین ارسال می‌شود و توسط یک اسیلوسکوپ سیگنال الکتریکی در پایین نمونه رصد می‌شود. با اندازه‌گیری تاخیر زمانی بین امواج ارسالی و دریافت شده و همچنین طول مسیر (نمونه)، سرعت موج برشی حداکثر نمونه خاک و در نتیجه مدول برشی حداکثر تعیین می‌گردد.

پ - آزمایش سه محوری تناوبی^{۹۲}: آزمایش سه محوری تناوبی به منظور ارزیابی رفتار تناوبی^{۹۳} خاکها مورد استفاده قرار می‌گیرد. در این آزمایش ابتدا نمونه به صورت همسان در سلول سه محوری، تحکیم یافته و سپس با اعمال تنش

^{۸۹} Resonant Column Test

^{۹۰} Logarithm Increment

^{۹۱} Bender Element

^{۹۲} Cyclic Triaxial Test

^{۹۳} Cyclic

تفاضلی تحت برش استاتیکی قرار می‌گیرد. در ادامه، بارگذاری دینامیکی به صورت بار محوری تناوبی منجر به قرارگیری نمونه در حالت کشش^{۹۴} و فشار^{۹۵} می‌شود.

این آزمایش به هر دو صورت «کنترل تنش» و «کنترل کرنش» قابل انجام است. در حالت کنترل تنش، هدف بررسی تغییرات گسیختگی نمونه و یا ارزیابی روانگرایی در مصالح است که براساس استاندارد ASTM D5311 صورت می‌پذیرد. در حالت دوم، هدف برآورد پارامترهای دینامیکی شامل مدول برشی و میرایی است که مطابق استاندارد ASTM D3999 انجام می‌شود.

اشکال عمده در آزمایش‌های سه محوری تناوبی، عدم تطابق کامل آن با وضعیت تنش ایجاد شده در اثر زمین‌لرزه در داخل محیط خاکی می‌باشد. برخی از مهمترین این اشکالات عبارتند از:

- در آزمایش سه محوری، نمونه آزمایشگاهی به صورت همسان تحکیم می‌یابد، در حالیکه نمونه‌های خاک در محیط واقعی در شرایط سکون و یا K_0 تحکیم یافته‌اند.
- تغییر جهات تنشهای اصلی در زمان زلزله به صورت پیوسته انجام می‌گیرد، در حالیکه در آزمایش سه محوری جهات تنشهای اصلی فقط ۰ یا ۹۰ درجه است.
- تنش عمودی متوسط در محل تقریباً ثابت است در حالیکه در آزمایشگاه تنش عمودی متوسط به طور تناوبی تغییر می‌کند.

ت- آزمایش برش ساده تناوبی^{۹۶}: آزمایش برش ساده تناوبی می‌تواند دقیق‌ترین پارامترهای دینامیکی خاک را برای انتشار قائم موج برشی در خاکریزهایی با لایه‌بندی افقی در مقایسه با سایر آزمایش‌های آزمایشگاهی ارائه دهد. دستگاه برش تناوبی ساده اصولاً به دو شکل مختلف ساخته می‌شود. یکی شامل جعبه مستطیل شکل و دیگری به صورت حلقه‌های فلزی قرار گرفته بر روی هم که در هر دو حالت، این قالبها نمونه خاک را احاطه کرده و مانع از تغییر شکل جانبی نمونه در حین آزمایش می‌شود. همچنین دستگاه شامل تنظیماتی برای اعمال بار قائم ثابت و یا ثابت نگهداشتن ارتفاع نمونه در حین اندازه گیری بار قائم بوده و قابلیت اعمال بار برشی تناوبی به صورت افقی را داراست.

ث- آزمایش برش ساده پیچشی^{۹۷}: آزمایش برشی ساده پیچشی به منظور غلبه بر برخی محدودیت‌های آزمایش برش ساده تناوبی و آزمایش‌های سه محوری تناوبی ابداع گردید.

در این آزمایش نمونه‌ها به شکل سیلندری ساخته می‌شوند که در آن نسبت شعاع خارجی به داخلی با نسبت ارتفاع خارجی به داخلی مساوی و تقریباً برابر با ۲ می‌باشد. این نمونه تیوپ شکل، تضمین کننده کرنش برشی نسبتاً یکنواختی در راستای افقی در کل نمونه می‌باشد. آزمایش برش ساده پیچشی مزایای زیادی نسبت به آزمایش برش ساده تناوبی و آزمایش‌های سه محوری تناوبی دارد که عبارتند از:

⁹⁴ Extention

⁹⁵ Compression

⁹⁶ Cyclic Simple Shear Test

⁹⁷ Torsional Simple Shear Test

- امکان فراهم کردن شرایط تنش (کرنش) در محل مانند آزمایش برش ساده تناوبی وجود دارد.
 - اعمال تنش‌های افقی و قائم به صورت مستقل امکان‌پذیر است.
 - این امکان در انجام آزمایش فراهم شده تا تنش عمودی هشت وجهی (Octahedral Normal Stress) در طول آزمایش بدون تغییر باقی بماند.
- این آزمایش معایبی نیز دارد از جمله اینکه تفسیر نتایج کمی پیچیده بوده و تعریف روانگرایی در آن، امکان ارتباط نتایج آزمایش برش ساده پیچشی را با نتایج سایر آزمایش‌ها نمی‌دهد. همچنین شکل نمونه آزمایشی باعث صعوبت استفاده از این دستگاه برای کاربردهای معمول مهندسی شده چراکه تهیه نمونه‌های دست نخورده بدین شکل تقریباً غیرعملی می‌باشد.

۳-۵-۳- معرفی برخی از روابط تجربی به منظور تخمین پارامترهای دینامیکی مصالح

هریک از مدل‌های رفتاری مورد استفاده در تحلیل دینامیکی دارای پارامترهای خاص خود می‌باشند که لازمست مقدار آنها با استفاده از آزمایش‌های مناسب برآورد گردد. با این وجود در مراحل اولیه تحلیل و طراحی، می‌توان از مقادیر تقریبی توصیه شده در مراجع مختلف بهره گرفت. همانگونه که پیشتر نیز اشاره شد از میان مدل‌های رفتاری معرفی شده برای انجام تحلیل‌های دینامیکی، مدل معادل خطی با توجه به سادگی مفاهیم، کاربرد بیشتری نسبت به سایر مدل‌ها در طراحی لرزه‌ای سدهای خاکی و سنگریز داشته و از اینرو تحقیقات زیادی بر روی پارامترهای دینامیکی مورد نیاز در آن صورت گرفته و توصیه‌ها و روابط تجربی مختلفی برای تخمین پارامترهای آن ارائه شده است که می‌توان با رعایت انطباق شرایط مصالح هر پروژه با فرضیات این روابط و نمودارها، در تحلیل‌ها از آنها استفاده نمود. در ادامه به برخی از مهمترین این توصیه‌ها پرداخته خواهد شد.

در انجام تحلیل دینامیکی به روش معادل خطی به طور کلی پارامترهای زیر مورد نیاز خواهند بود:

- میرایی اولیه (میرایی در کرنشهای کوچک)
 - مدول برشی اولیه (در کرنشهای کوچک) G_{max}
 - منحنی‌های کاهش مدول برشی و افزایش میرایی با افزایش کرنش برشی
- تعیین مقدار میرایی در کرنش‌های کوچک بسیار دشوار است و بستگی به سطح تنش، جنس و تراکم مصالح دارد. در بیشتر موارد در تحلیل‌های معادل خطی، ضریب میرایی اولیه، برابر با ۲ تا ۵ درصد و در تحلیل‌های غیر خطی در حدود ۰/۵ تا ۱ درصد در نظر گرفته می‌شود. در مورد سایر پارامترها، توصیه‌ها و روابط ارائه شده بدین شرح می‌باشند:

۳-۵-۳-۱- مقدار مدول برشی اولیه یا حداکثر^{۹۸}

مدول برشی در کرنشهای کوچک یا مدول برشی اولیه G_{max} را می‌توان از آزمایش‌های صحرایی و آزمایشگاهی و یا با استفاده از روابط تجربی با توجه به خصوصیات خاک بدست آورد. جدول (۳-۱) حدودی از تغییرات این پارامتر را در

⁹⁸ Initial (maximum) Shear Modulus (G_{max})

خاکهای مختلف نشان می‌دهد. در جدول (۲-۳) نیز برخی روابط موجود برای تخمین اولیه مقدار مدول برشی اولیه برای خاکهای چسبنده ارائه شده است.

به طور کلی در استفاده از روابط موجود در این جداول باید با احتیاط برخورد کرد و با محدودیتهای هریک و مبانی فرمولهای بدست آمده آشنا شد و سپس از روابطی استفاده نمود که به خاک و شرایط بارگذاری مورد نظر نزدیک است.

جدول ۳-۱- مقادیر معمول برای مدول برشی اولیه

نوع خاک	مدول برشی اولیه (حداکثر) G_{max} (kPa)
رس نرم (Soft Clay)	۲۷۵۰ - ۱۳۷۵۰
رس سخت (Firm Clay)	۶۹۰۰ - ۳۴۵۰۰
ماسه سیلتی (Silty Sand)	۲۷۶۰۰ - ۱۳۸۰۰۰
ماسه متراکم و شن (Dense Sands & Gravel)	۶۹۰۰۰ - ۳۴۵۰۰۰

جدول ۳-۲- روابط ارائه شده جهت برآورد مدول برشی حداکثر در خاکهای رسی

محدودیتها	مدول برشی اولیه (حداکثر) G_{max} (kPa)																				
خاکهای با شاخص خمیری کم و یا خاکهای رسی نسبتاً سخت ^{۹۹} با نسبت تخلخل بین ۰/۶ تا ۱/۵	$3270 \frac{(2.97 - e)^2}{1 + e} (\sigma'_0)^{0.5}$																				
خاکهای نرم با شاخص خمیری و تراکم‌پذیری بالا و نسبت تخلخل بین ۱/۵ تا ۲/۵	$445 \frac{(4.4 - e)^2}{1 + e} (\sigma'_0)^{0.5}$																				
برای خاکهای رسی نرم آبرفتی با تراکم‌پذیری بالاتر و شاخص خمیری (PI) ۴۰ تا ۱۰۰ و نسبت تخلخل ۱/۵ تا ۴	$90 \frac{(2.97 - e)^2}{1 + e} (\sigma'_0)^{0.5}$																				
<table><tr><td>PI</td><td>۰</td><td>۲۰</td><td>۴۰</td><td>۶۰</td><td>۸۰</td><td>>۱۰۰</td></tr><tr><td>K</td><td>۰</td><td>۰/۱۸</td><td>۰/۳۰</td><td>۰/۴۱</td><td>۰/۴۸</td><td>۰/۵</td></tr></table>	PI	۰	۲۰	۴۰	۶۰	۸۰	>۱۰۰	K	۰	۰/۱۸	۰/۳۰	۰/۴۱	۰/۴۸	۰/۵	$3230 \frac{(2.97 - e)^2}{1 + e} OCR^K (\sigma'_0)^{0.5}$						
PI	۰	۲۰	۴۰	۶۰	۸۰	>۱۰۰															
K	۰	۰/۱۸	۰/۳۰	۰/۴۱	۰/۴۸	۰/۵															
	$\frac{625}{(0.3 + 0.7e^2)} (P_a \sigma'_m)^{0.5} OCR^k$																				
	$\frac{625}{e^{1.3}} (P_a \sigma'_m)^{0.5} OCR^k$																				
	$\frac{99.5}{e^{1.13}} (P_a)^{.305} (q_c)^{0.695}$																				
شاخص خمیری (PI) بزرگتر از ۳۰	$(285 - 2PI) \sigma'_0 a$																				
شاخص خمیری (PI) کمتر از ۳۰	$(16 PI + 1850) \frac{(2.97 - e)^2}{1 + e} (\sigma'_0)^{0.5}$																				
با احتیاط استفاده شود	<table><tr><td>$\frac{G_{max}}{S_u}$</td><td colspan="3">OCR</td></tr><tr><td>PI</td><td>۱</td><td>۲</td><td>۵</td></tr><tr><td>۱۵-۲۰</td><td>۱۱۰۰</td><td>۹۰۰</td><td>۶۰۰</td></tr><tr><td>۲۰-۲۵</td><td>۷۰۰</td><td>۶۰۰</td><td>۵۰۰</td></tr><tr><td>۳۵-۴۵</td><td>۴۵۰</td><td>۳۸۰</td><td>۳۰۰</td></tr></table>	$\frac{G_{max}}{S_u}$	OCR			PI	۱	۲	۵	۱۵-۲۰	۱۱۰۰	۹۰۰	۶۰۰	۲۰-۲۵	۷۰۰	۶۰۰	۵۰۰	۳۵-۴۵	۴۵۰	۳۸۰	۳۰۰
	$\frac{G_{max}}{S_u}$	OCR																			
	PI	۱	۲	۵																	
	۱۵-۲۰	۱۱۰۰	۹۰۰	۶۰۰																	
	۲۰-۲۵	۷۰۰	۶۰۰	۵۰۰																	
۳۵-۴۵	۴۵۰	۳۸۰	۳۰۰																		

در روابط فوق تمامی تنشها و مدولهای برشی برحسب kpa هستند.

در جدول فوق، e نسبت تخلخل خاک، P_a فشار اتمسفر، OCR ضریب پیش تحکیمی، q_c مقاومت نوک در آزمایش S_u ، چسبندگی زهکشی نشده در آزمایش سه محوری UU و σ'_0 تنش مؤثر میانگین در خاک رسی می باشد که از رابطه زیر بدست می آید:

^{۹۹} relatively stiff clays

$$\sigma'_0 = \left[\frac{1 + 2K_0}{3} \right] \sigma'_v \quad (32-3)$$

در این رابطه σ'_v تنش مؤثر قائم و K_0 ضریب فشار جانبی خاک در حالت سکون می‌باشد.

در مورد خاکهای ماسه‌ای و درشت‌دانه شنی نیز روابط مشابهی ارائه شده است که برخی از آنها به ترتیب در جدول (۳-۳) و (۴-۳) ارائه شده‌اند. علائم بکار رفته در این جدول مشابه جدول قبل می‌باشد و منظور از D_r دانسیته نسبی خاک ماسه‌ای است.

جدول ۳-۳- روابط ارائه شده جهت برآورد مدول برشی حداکثر در خاکهای ماسه‌ای

محدودیتها	مدول برشی اولیه (حداکثر) G_{max} (kPa)														
ماسه گردگوشه با نسبت تخلخل کمتر از ۰/۸	$6931 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} (\sigma_o')^{0.5}$														
ماسه تیزگوشه	$3270 \frac{(2.97 - e)^2}{1 + e} (\sigma_o')^{0.5}$														
<table><tr><td>$(K_2)_{max}$</td><td>۳۴</td><td>۴۰</td><td>۴۳</td><td>۵۲</td><td>۵۹</td><td>۷۰</td></tr><tr><td>D_r</td><td>۳۰</td><td>۴۰</td><td>۴۵</td><td>۶۰</td><td>۷۵</td><td>۹۰</td></tr></table>	$(K_2)_{max}$	۳۴	۴۰	۴۳	۵۲	۵۹	۷۰	D_r	۳۰	۴۰	۴۵	۶۰	۷۵	۹۰	$220 (K_2)_{max} (\sigma_o')^{0.5}$ & $20 (N_1)_{60}^{\frac{1}{3}}$
$(K_2)_{max}$	۳۴	۴۰	۴۳	۵۲	۵۹	۷۰									
D_r	۳۰	۴۰	۴۵	۶۰	۷۵	۹۰									
	$15560 N_{60}^{0.68}$														

جدول ۳-۴- روابط ارائه شده جهت برآورد مدول برشی حداکثر در خاکهای درشت‌دانه

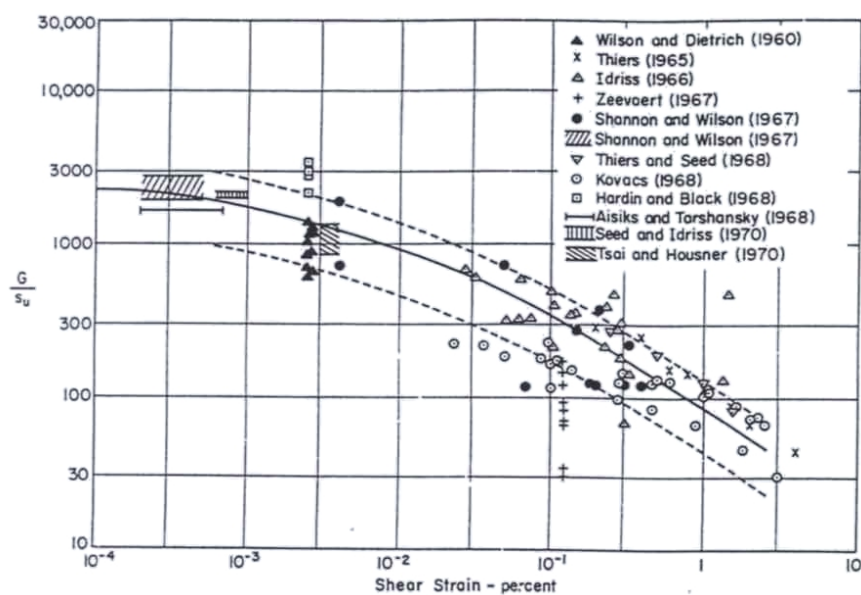
محدودیتها	مدول برشی اولیه (حداکثر) G_{max} (kPa)
خاکهای درشت دانه بالاست با حداکثر ساینز ۷ سانتیمتر تحت فشار همه جانبه ۶۰ kpa تا ۱۰۰ kpa	$7230 \frac{(2.97 - e)^2}{1 + e} (\sigma'_0)^{0.38}$
شن گردگوشه	$8400 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} (\sigma'_0)^{0.5}$
سنگ شکسته و خردشده	$13000 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} (\sigma'_0)^{0.55}$
مطابق با جدول (۳-۳) تغییرات $(K_2)_{max}$ در مورد مصالح شنی با همان نسبت ولی به جای محدوده ۳۴ تا ۹۰ بین مقادیر ۸۰ تا ۱۸۰ تغییر می‌کند.	$220 (K_2)_{max} (\sigma'_0)^{0.5}$

به طور کلی در استفاده از مقادیر SPT و یا مقاومت نوک CPT، برای تخمین مقدار مدول برشی حداکثر باید توجه داشت که این روابط دارای پراکندگی بسیار زیاد هستند و لازم است در استفاده از آنها با احتیاط زیاد عمل شود.

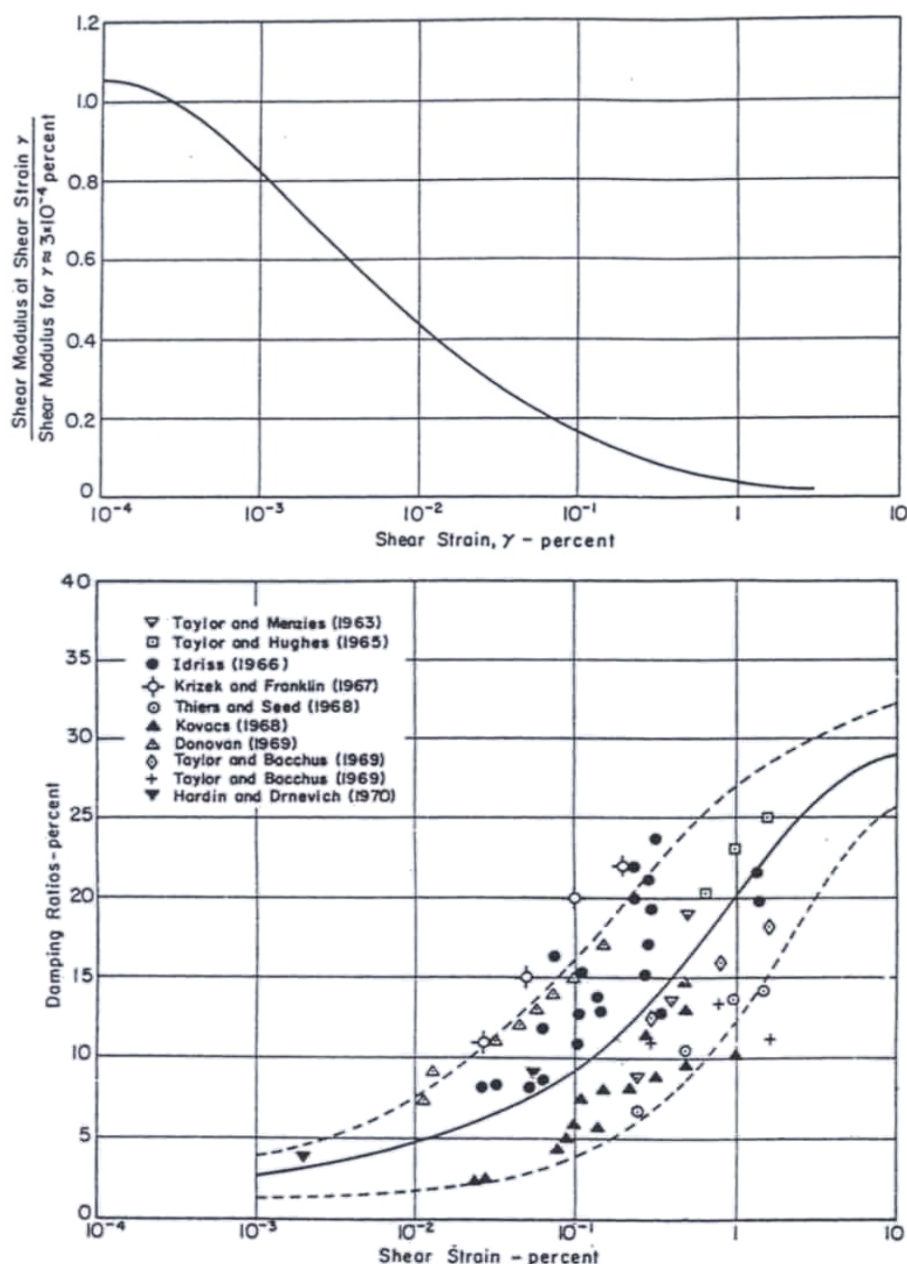
۳-۵-۲- تغییرات مدول برشی و میرایی با کرنش برشی

۳-۵-۳-۱- خاکهای رسی

رابطه تغییرات مدول برشی و مقدار میرایی برحسب کرنش در خاکهای چسبنده به وسیله محققین متعددی مطالعه شده است. نمودار شکل (۳-۲۶) نمونه‌ای از رابطه تغییرات مدول برشی در خاکهای رسی اشباع را نشان می‌دهد. در این نمودار محور قائم، نسبت مدول برشی سکانت به چسبندگی زهکشی نشده و محور افقی کرنش برشی در یک خاک رسی می‌باشد. در شکل (۳-۲۷) نیز تغییرات نسبت مدول برشی و میرایی در مصالح رسی اشباع نشان داده شده است.



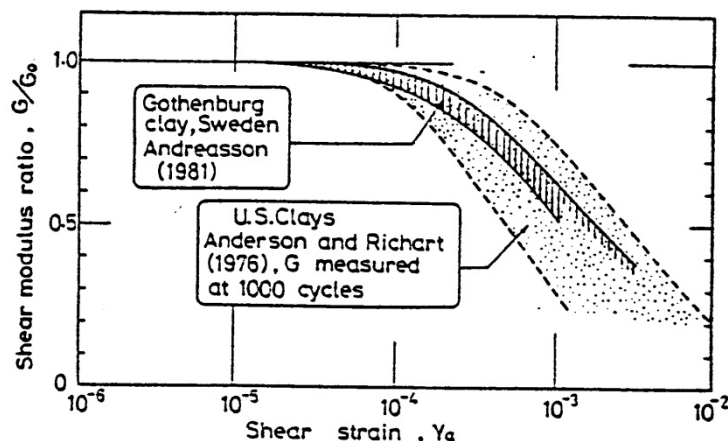
شکل ۳-۲۶- تغییرات مدول برشی با کرنش برشی در خاک رسی اشباع



شکل ۳-۲۷- تغییرات نسبت مدول برشی و میرایی در خاکهای رسی اشباع

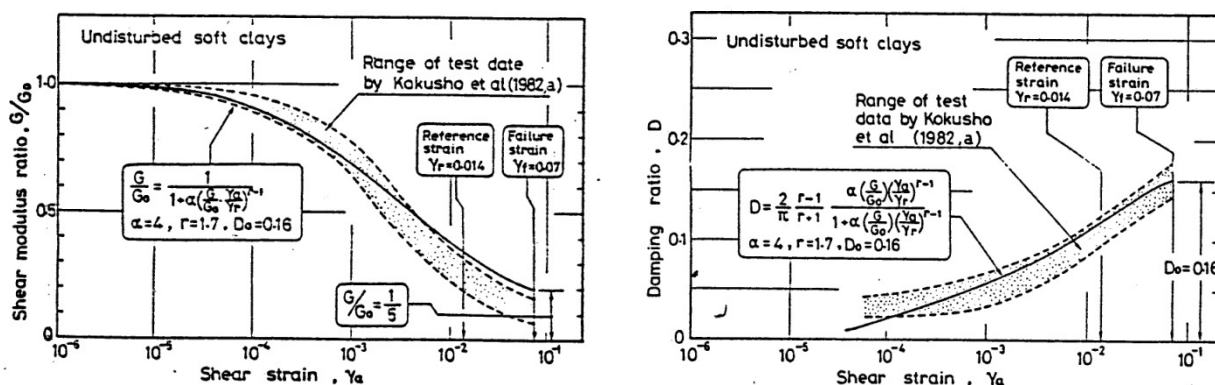
اندرسون و ریچارد^{۱۰۰} در سال ۱۹۷۶ با انجام مطالعات بر روی پنج نمونه دست نخورده از خاک رسی که دارای اندیس خمیری بین ۲۰ تا ۴۵ بود، منحنی شکل (۳-۲۸) را ارائه نمودند. مقاومت تحکیم یافته زهکشی نشده چهار نمونه از این پنج نمونه در حدود ۷۵-۸۵ kPa و یک نمونه نیز، دارای مقاومت زهکشی نشده کمتر و در حدود ۱۵kPa بود. در همین شکل نتیجه مطالعات اندرسون بر روی خاک رس گوتنبرگ سوئد، با اندیس خمیری بین ۲۰ تا ۶۰، نیز ارائه شده است.

¹⁰⁰ Anderson & Richart



شکل ۳-۲۸- تغییرات نسبت مدول برشی در خاکهای رسی

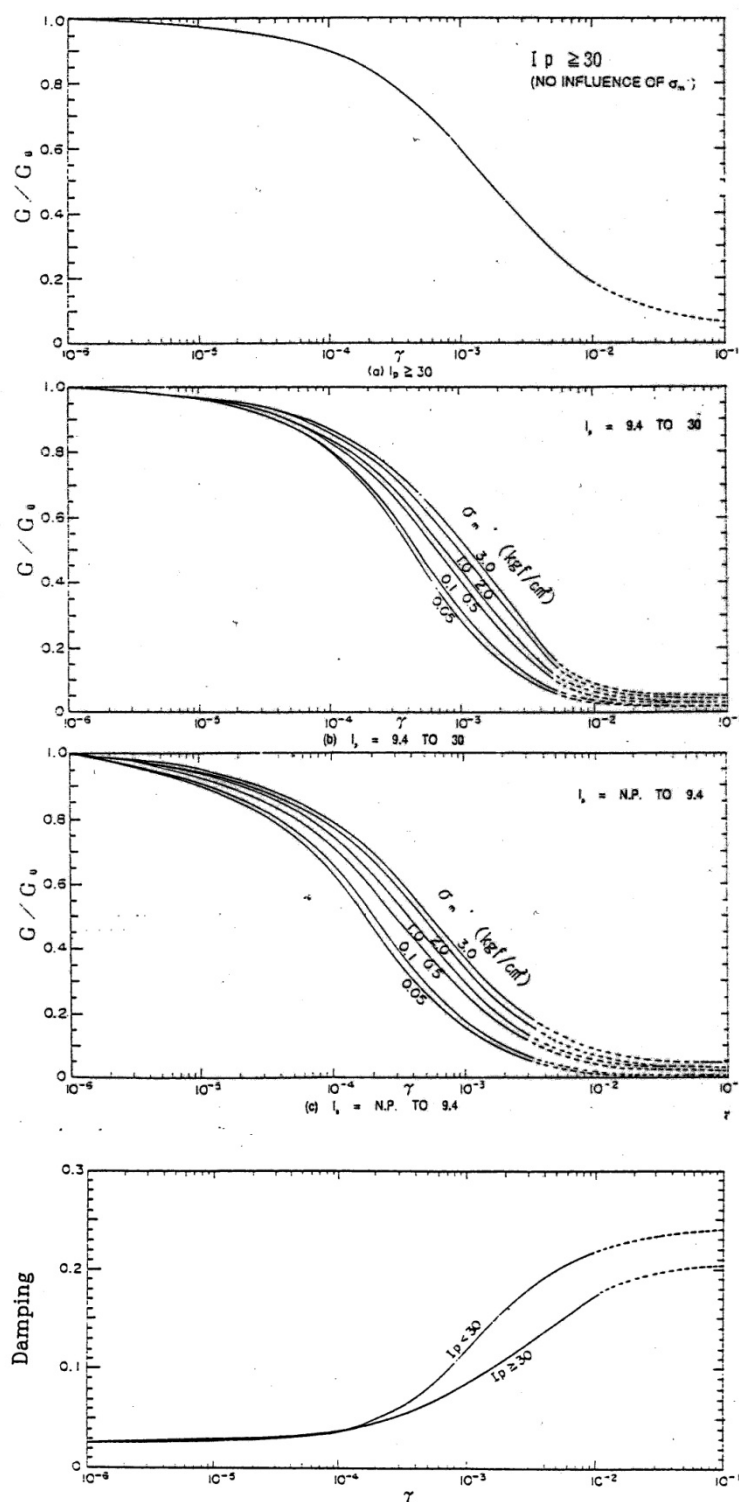
شکل (۳-۲۹) تغییرات مدول برشی و میرایی با کرنش را در بررسی‌های انجام شده توسط کوکوشو^{۱۰۱} بر روی نمونه‌های دست نخورده خاک رسی با اندیس خمیری بالا بین ۴۰ تا ۱۰۰ نشان می‌دهد. مطابق این نمودار مدول برشی حداکثر در این نمونه‌ها بین ۲۵۰۰ تا ۷۵۰۰ کیلوپاسکال متغیر بوده است.



شکل ۳-۲۹- تغییرات نسبت مدول برشی در خاکهای رسی با اندیس خمیری بالا

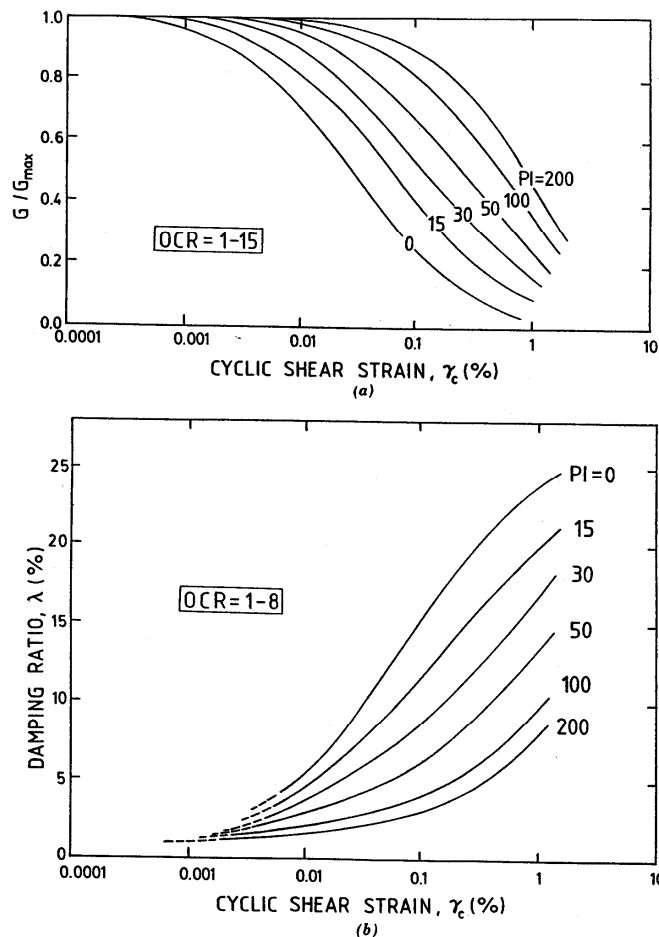
منحنی‌های کاهش مدول برشی و افزایش میرایی در خاکهای رسی، بسته به میزان تنش همه‌جانبه مؤثر و اندیس خمیری خاک در شکل (۳-۳۰) ارائه شده است. این نمودارها در مقادیر کم اندیس خمیری خاک (کوچکتر از ۹/۴) برای خاکهای ماسه‌ای نیز قابل استفاده می‌باشند. لازم به ذکر است که در قسمتهای خط‌چین نمودارها، نتایج بسیار تقریبی هستند.

¹⁰¹ Kokusho et al., 1982



شکل ۳-۳۰- تغییرات نسبت مدول برشی و میرایی با کرنش برشی وابسته به تنش همه‌جانبه و اندیس خمیری خاک

از دیگر نمودارهای ارائه شده در این زمینه می‌توان به نمودارهای شکل (۳-۳۱) اشاره نمود که در آن روابط بین کاهش مدول برشی و میرایی، با کرنش برشی تناوبی بر مبنای شاخص خمیری خاک ارائه شده‌اند. لازم به ذکر است که در این منحنی‌ها، منحنی مربوط به شاخص خمیری صفر مربوط به ماسه، شن و سایر خاکهای غیرچسبنده می‌باشد.



شکل ۳-۳۱- منحنی کاهش مدول برشی و افزایش میرایی در خاکهای ریزدانه به عنوان تابعی از کرنش برشی و شاخص خمیری خاک

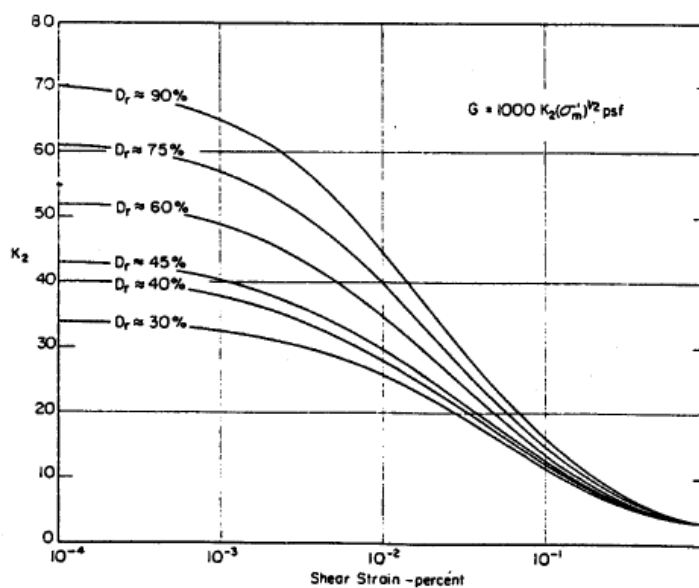
۳-۵-۳-۲- خاکهای ماسه‌ای

تغییرات مدول برشی نسبت به کرنش برشی در خاکهای ماسه‌ای از رابطه تجربی زیر قابل محاسبه است:

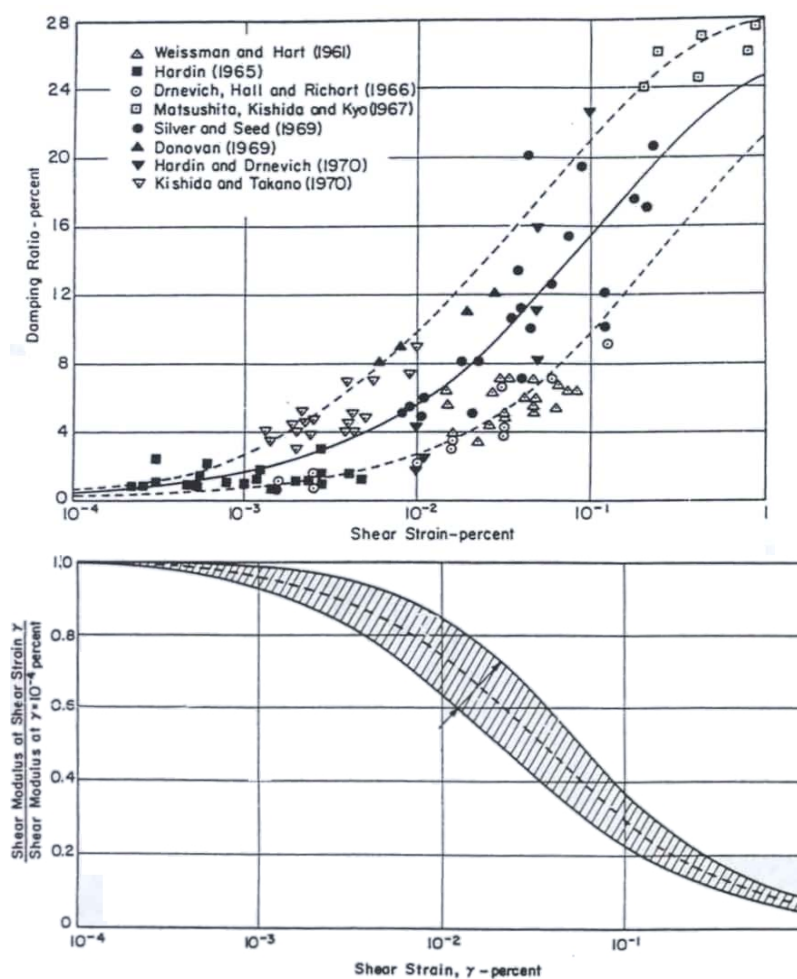
$$G(kPa) = 220K_2(\sigma'_0)^{0.5} \quad (3-33)$$

در این رابطه مقدار K_2 با توجه به دانسیته نسبی در خاک ماسه‌ای از شکل (۳-۳۲) بدست می‌آید.

علاوه بر رابطه فوق، برای تعیین تغییرات نسبت مدول برشی و میرایی با کرنش برشی برای خاکهای ماسه‌ای می‌توان از شکل (۳-۳۳) نیز استفاده نمود.



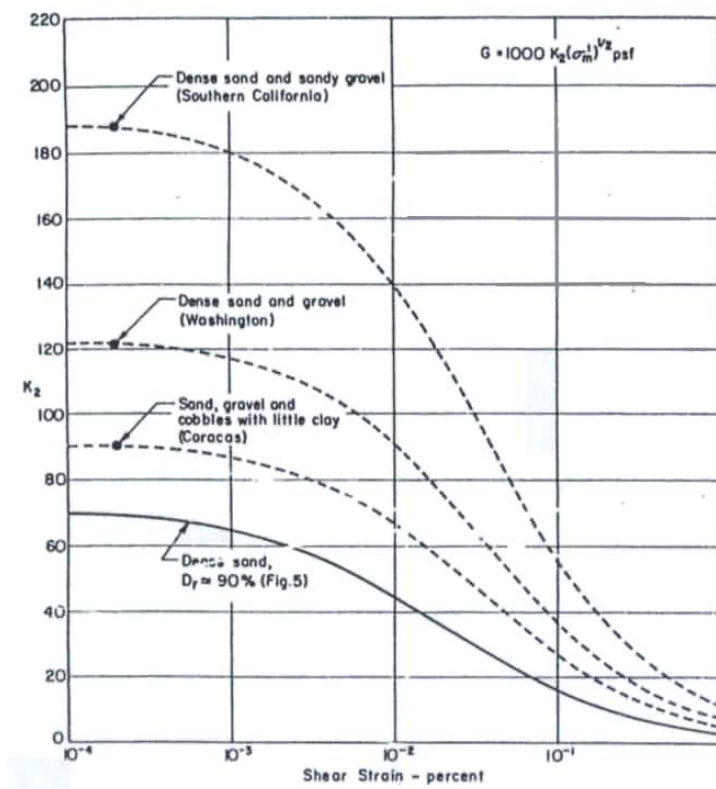
شکل ۳-۳۲- منحنی‌های کاهش مدول برشی برای ماسه



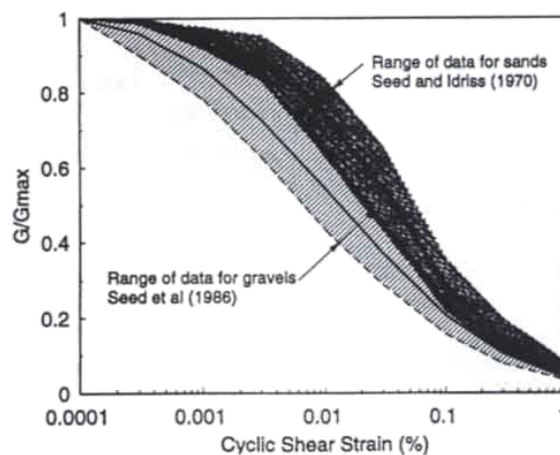
شکل ۳-۳۳- تغییرات نسبت مدول برشی و میرایی با کرنش برشی در خاکهای ماسه‌ای

۳-۲-۳-۵-۳- خاکهای دانه‌ای درشت دانه

در مورد خاکهای درشت‌دانه نیز مشابه خاکهای چسبنده و ماسه‌ای روابط و منحنی‌های مختلفی برای نشان دادن نحوه تغییرات مدول برشی نسبت به کرنش برشی ارائه شده است. از جمله رابطه (۳-۳۳) که در مورد خاکهای ماسه‌ای در بخش پیش ارائه شد در مورد خاکهای شنی نیز می‌تواند کاربرد داشته باشد. مقدار ضریب K_2 در این حالت از شکل (۳-۳۴) بدست می‌آید. در شکل (۳-۳۵) نیز تغییرات نسبت مدول برشی در خاکهای ماسه‌ای و شنی باهم مقایسه شده‌اند.



شکل ۳-۳۴- منحنی‌های کاهش مدول برشی برای شن و ماسه

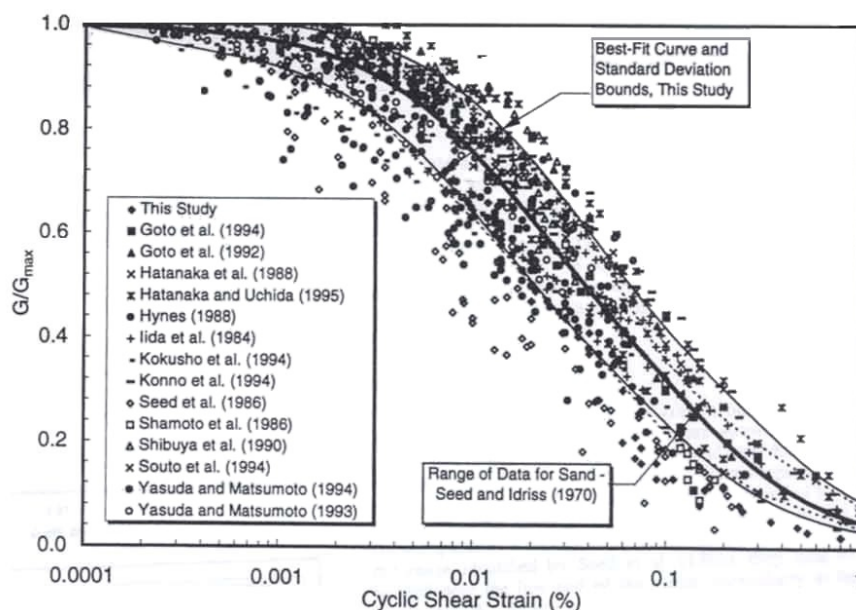


شکل ۳-۳۵- منحنی‌های عمومی کاهش مدول برشی در خاکهای درشت دانه

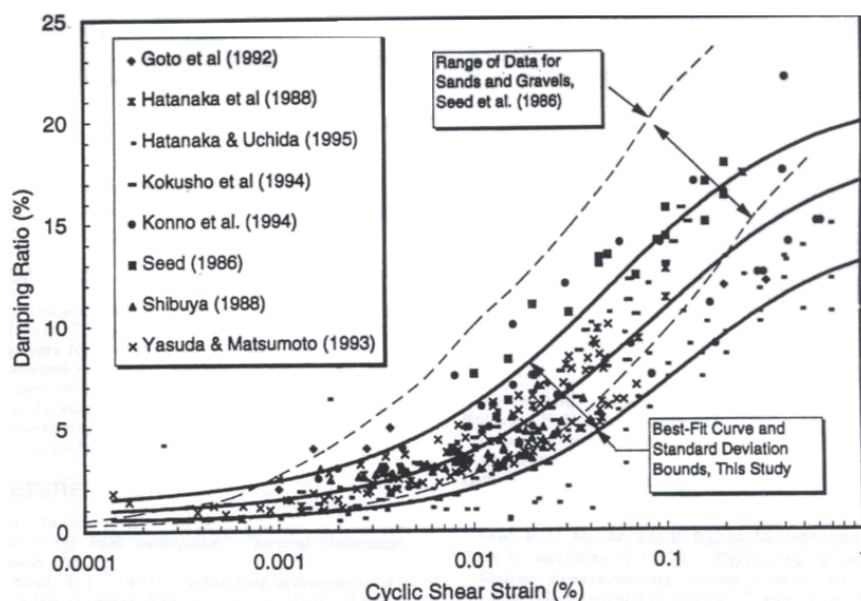
شکل (۳-۳۶) نمونه‌ای دیگر از نتایج بررسی‌های انجام شده توسط ۱۵ محقق مختلف در مورد خاکهای درشت‌دانه را نشان می‌دهد. روابط تجربی زیر جمع‌بندی بررسی‌های انجام شده بر روی همین نتایج می‌باشد:

$$G/G_{\max} = 1/[1.2 + 16\gamma(1 + 10^{(-20\gamma)})] \quad (3-34)$$

$$D = 0.8 + 18(1 + 15\gamma^{0.9})^{-0.75} \quad (3-35)$$

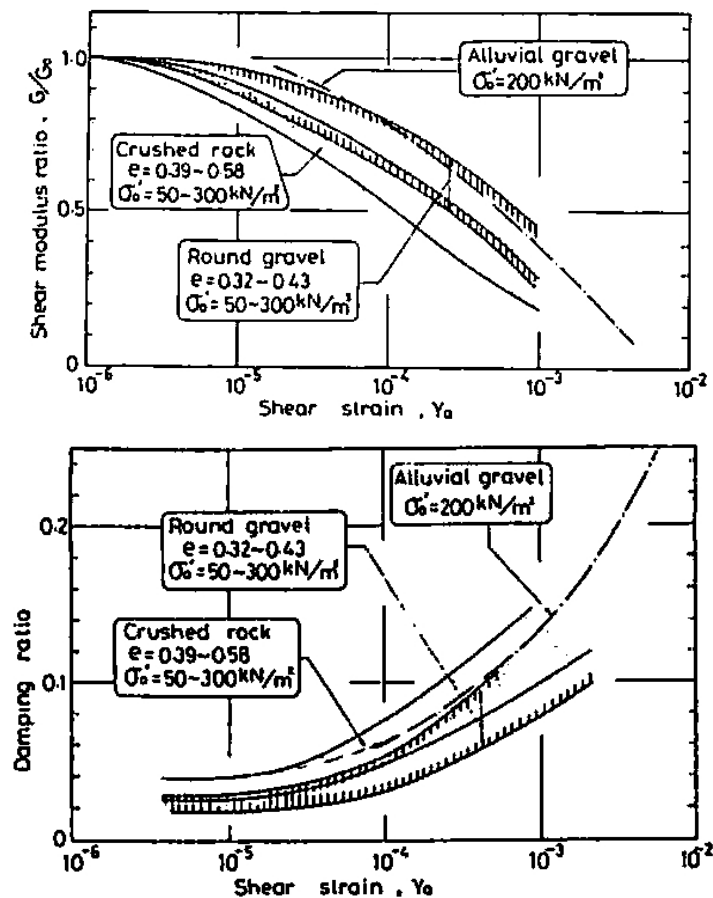


شکل ۳-۳۶- منحنی‌های کاهش مدول برشی و افزایش میرایی در مصالح درشت‌دانه



شکل ۳-۳۶- (ادامه) - منحنی‌های کاهش مدول برشی و افزایش میرایی در مصالح درشت‌دانه

شکل (۳-۳۷) یکی دیگر از بررسی انجام شده بر روی مصالح سنگ آهک خرد شده و شن آبرفتی را نشان می‌دهد.



شکل ۳-۳۷ - تغییرات نسبت مدول برشی و میرایی با کرنش برشی در خاکهای درشت‌دانه

لازم به ذکر است که کلیه منحنی‌های کاهش مدول برشی نسبت به کرنش برشی که در این بخش ارائه شد به سطح کرنش برشی ۱٪ محدود شده‌اند. در نواحی با پتانسیل لرزه‌خیزی بالا ممکن است کرنش‌های برشی تناوبی، از حد ۱٪ نیز فراتر رود. در این حالت می‌توان منحنی‌های کاهش مدول برشی را طبق روشهایی از قبیل Jackura، برای کرنش‌های بیش از ۱٪ هم ادامه داد.

۳-۶ - محاسبه تغییرمکانهای ماندگار حاصل از زلزله

تخمین میزان تغییرمکانهای حاصل از زلزله و بررسی عملکرد سد در اثر وقوع این تغییرشکلها، پس از محاسبه مقادیر ضرائب اطمینان پایداری شیروانی‌های سد در مقابل لغزش در حالت شبه استاتیک، دومین گام در ارزیابی رفتار لرزه‌ای یک سد به شمار می‌آید. بدین ترتیب، در صورتیکه تغییرمکانهای حاصل از تحلیل لرزه‌ای سد از مقدار مجاز تغییرمکان در سطح لرزه‌ای مورد نظر، کمتر باشد سد ایمن شناخته شده و در غیر اینصورت می‌توان از طریق اعمال اصلاحات مناسب در طرح اولیه شامل تغییر مصالح بدنه، اصلاح شیب‌ها، بهبود وضعیت پی و... نسبت به کاهش مقادیر تغییر شکل

و بهبود رفتار لرزه‌ای سد اقدام نمود. در حالتیکه تغییرمکانهای سد در محدوده مجاز قرار دارد، می‌توان نشست ماندگار سد حاصل از زلزله را به ارتفاع آزاد سد اضافه نمود.

روشهای مختلفی برای تعیین تغییرمکان ماندگار پس از زلزله وجود دارد:

الف- روشهای عددی: در این روشها، تغییر مکانها (ی ماندگار)، با انجام تحلیل‌های دینامیکی محاسبه می‌شوند. در تمامی سدهای بزرگ و همچنین سدهای متوسطی که در نواحی با پتانسیل خطر بالا قرار گرفته‌اند (جدول ۱-۳) استفاده از این روش در مرحله دوم مطالعات به منظور بررسی پاسخ سد در برابر زلزله‌های طرح و در نهایت دستیابی به یک طرح ایمن الزامی است. همچنین بر اساس بند ۱-۶-۳، در سدهای با ارتفاع بیش از ۱۰۰ متر واقع در مناطق با لرزه‌خیزی بالا نیز توصیه می‌شود در انتهای مطالعات مرحله اول (مطالعات مرحله شناخت) بر روی گزینه منتخب بدنه، تحلیل دینامیکی با پارامترهای در دسترس مصالح انجام گردد تا در صورت عملکرد لرزه‌ای نامطلوب، سایر گزینه‌های بدنه مجدداً ارزیابی گردد.

ب- روشهای تخمینی: در این روشها با استفاده از روابط و فرضیات ساده‌کننده میزان تغییر مکان سد تخمین زده می‌شود. این روشها نسبت به روشهای تحلیل عددی دارای دقت پایینی هستند، اما در عین حال سرعت و سادگی استفاده از آن موجب شده تا علی‌رغم پیشرفت ابزار تحلیل عددی، کماکان به عنوان یک روش در برآورد تغییر مکانهای ماندگار سد پس از زلزله کاربرد داشته باشند. این روشها عموماً در مطالعات مرحله اول، سدهای کوچک که در مناطق با پتانسیل خطر بالا قرار گرفته‌اند و همچنین سدهای متوسط با پتانسیل خطر متوسط توصیه می‌شوند (جدول ۱-۳). در ادامه کلیات و اصول به کارگیری هریک از این روشها در محاسبه و تخمین میزان تغییر مکان سد به اختصار ارائه شده است.

۳-۶-۱- روشهای عددی

روشهای عددی قادرند با مدلسازی رفتار و پاسخ سد در برابر زلزله، تخمینی مناسبی را از میزان تغییر شکلهای آن بدست دهند. از مهمترین مزیت‌های این روشها امکان تهیه مدل با هر نوع هندسه و لحاظ نمودن اثر توپوگرافی در مدل می‌باشد. همچنین امکان اختصاص یا تغییر خصوصیات نواحی مختلف سد به منظور تدقیق پاسخ سد در برابر زلزله در این روشها وجود دارد. در عین حال با توجه به اینکه تعیین تغییرمکان بر پایه تحلیل دینامیکی صورت می‌گیرد همان پیچیدگی‌ها و معایب تحلیل دینامیکی، در اینجا نیز مصداق خواهد داشت.

تحلیل دینامیکی سدها اصولاً در دو قالب تحلیل غیر خطی و یا تحلیل معادل خطی انجام می‌شود. در تحلیل‌های غیرخطی تغییرمکانهای ماندگار به صورت مستقیم محاسبه می‌شوند. اما از آنجاییکه در روش تحلیل دینامیکی خطی یا معادل خطی تغییرمکانی در انتهای تحلیل محاسبه نمی‌شود، به منظور تخمین تغییر مکانهای ماندگار، از ترکیب نتایج این تحلیل‌ها با روشهای مکمل، نظیر بلوک لغزشی نیومارک، بهره گرفته می‌شود.

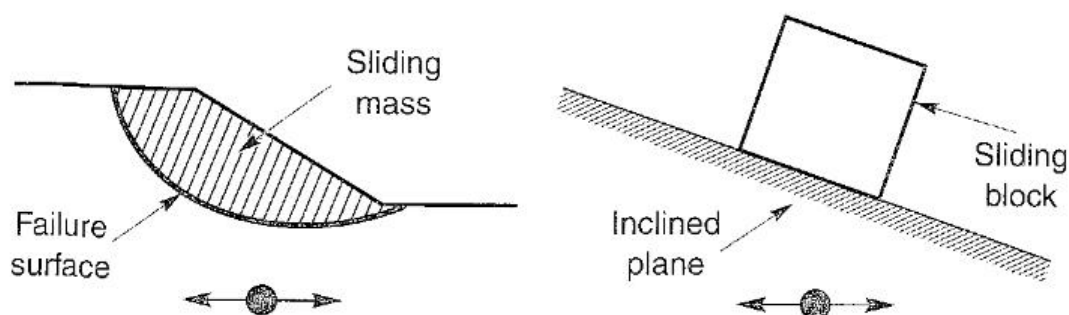
۳-۱-۶-۱- تحلیل خطی و معادل خطی و ترکیب آن با تئوری بلوک لغزش نیومارک^{۱۰۲}

با توجه به آنکه در روشهای الاستیک خطی و معادل خطی، پاسخ سازه به صورت الاستیک مورد بررسی قرار می‌گیرد عملاً مقدار تغییر مکان در طول تحلیل محاسبه نمی‌شود و پس از پایان اعمال نیروی زلزله، شرایط تنش و تغییر مکان در بدنه و پی سد همان شرایط اولیه قبل از اعمال زلزله خواهد بود. لذا روشهای فوق به تنهایی قادر به محاسبه تغییر مکان نبوده و لازم است با استفاده از یک روش مناسب و با استفاده از نتایج حاصله به صورت غیر مستقیم میزان تغییر مکان ماندگار را تعیین نمود.

در صورتیکه مصالح در طول اعمال بار دینامیکی روانگرا نشوند و با این فرض که تغییر مکان تنها در جهت شیب شیروانی امکان پذیر باشد، استفاده از بلوک لغزشی نیومارک به عنوان یکی از متداول ترین روشهای موجود برای محاسبه تغییر مکان در این تحلیل‌ها می‌تواند مورد استفاده قرار گیرد.

۳-۱-۶-۱-۱- روش بلوک لغزش نیومارک

در طول مدت زلزله، لحظاتی وجود دارد که در آنها، شتاب و در نتیجه نیروی لرزه‌ای وارده به گوه‌هایی از سد بیش از توان مقاومت سطح لغزش آن گوه‌ها است. اما از آنجا که این حالت تنها در لحظات بسیار کوتاهی رخ می‌دهد، سد پایدار باقی می‌ماند، ولی مقداری تغییر مکان ماندگار در بدنه سد به وجود می‌آید. اصول روش نیومارک بر پایه محاسبه این تغییر مکانها در سطوح لغزش مختلف بنا نهاده شده است.



شکل ۳-۲۸- همانندی بین توده لغزشی و بلوک لغزش نیومارک بر روی سطح شیب‌دار

جهت محاسبه تغییر مکانهای ماندگار، نیومارک یک توده در آستانه لغزش از یک شیروانی را با یک بلوک لغزشی بر روی یک سطح شیب‌دار همانندسازی نمود (شکل ۳-۳۸).

در صورتیکه مطابق شکل (۳-۳۹-الف)، تعادل نیروها در شرایط استاتیکی و در جهت موازی سطح شیب در نظر گرفته شود، نسبت نیروی مقاوم بسیج شده R_s به نیروی محرک D_s ضریب اطمینان لغزش خواهد بود. در اینصورت با فرض چسبندگی صفر در سطح لغزش رابطه ضریب اطمینان به صورت زیر خواهد شد:

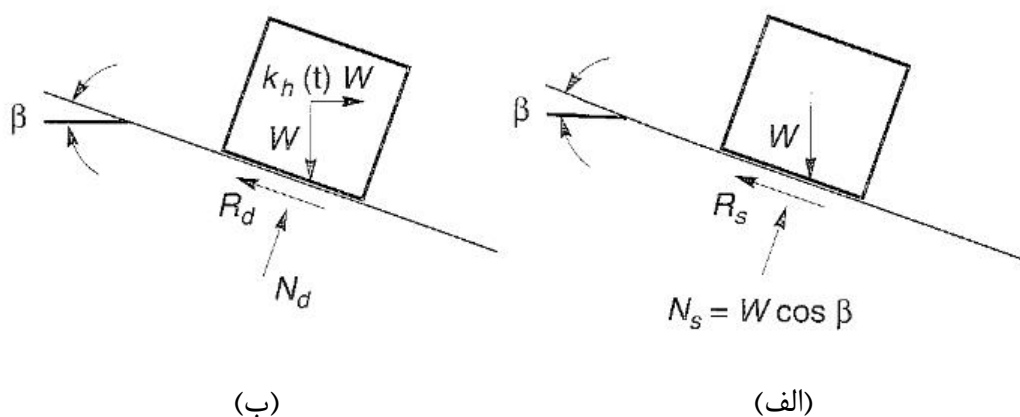
¹⁰² Newmark

$$FS = \frac{R_s}{D_s} = \frac{W \cos \beta \tan \phi}{W \sin \beta} = \frac{\tan \phi}{\tan \beta} \quad (36-3)$$

که در آن ϕ زاویه اصطکاک بین بلوک لغزشی و سطح شیب‌دار است.

حال اگر نیروی حاصل از زلزله در هر زمان به صورت ضریب زلزله $a_h(t) = k_h(t) \cdot g$ بر روی بلوک لغزشی عمل کند (برای سادگی اثر زلزله قائم در نظر گرفته نشده است)، در یک زمان مشخص، شتاب افقی در بلوک منجر به نیروی $k_h W$ بر روی بلوک می‌شود (شکل ۳-۳۹-ب). در صورتیکه نیروها در جهت شیب اعمال شوند، با حل معادلات تعادل، ضریب اطمینان شبه استاتیکی در یک زمان معین از رابطه زیر بدست خواهد آمد:

$$FS_d(t) = \frac{R_d(t)}{D_d(t)} = \frac{[\cos \beta - k_h \sin \beta] \tan \phi}{\sin \beta + k_h(t) \cos \beta} \quad (37-3)$$



شکل ۳-۳۹- نیروهای اعمالی بر بلوک لغزشی بر روی سطح شیب‌دار، الف) شرایط استاتیکی و ب) شرایط دینامیکی

بدین ترتیب با افزایش مقدار ضریب اطمینان کاهش پیدا کرده و در یک مقدار خاص از ضریب اطمینان لرزه‌ای برابر با یک خواهد شد. ضریبی که بدین ترتیب بدست می‌آید ضریب زلزله بحرانی^{۱۰۳} (k_y) و شتاب حاصل از آن نیز شتاب بحرانی، $a_y = k_y g$ نامیده می‌شود.

برای بلوک لغزش شکل (۳-۳۹) مقدار ضریب زلزله بحرانی برای وقتی که بلوک لغزشی به سمت پایین حرکت کند عبارت خواهد بود از:

$$k_y = \tan(\phi - \beta) \quad (38-3)$$

در شرایطی که بلوک لغزشی در جهت بالادست در آستانه حرکت قرار گیرد مقدار ضریب شتاب بحرانی عبارت است از:

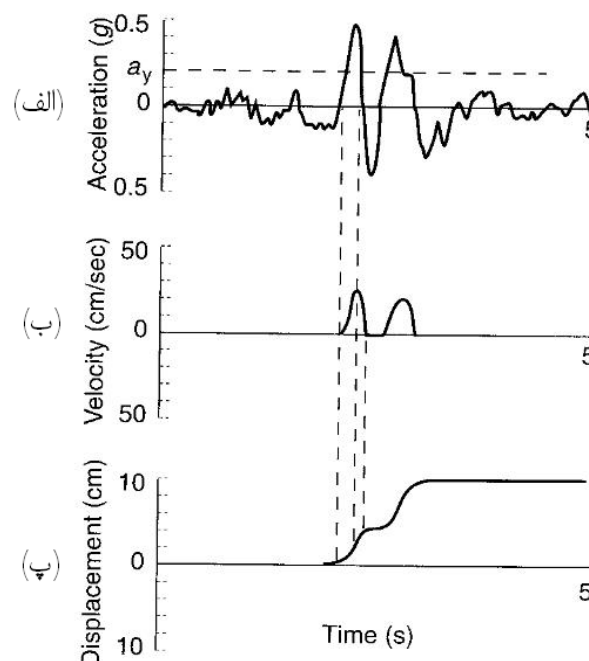
$$k_y = \frac{\tan \phi + \tan \beta}{1 + \tan \phi \tan \beta} \quad (39-3)$$

¹⁰³ Yield Coefficient

بنابراین بر اساس روشهای تعادل حدی، ضریب اطمینان کمتر از یک بیانگر حرکت سطح لغزش مورد بررسی می‌باشد. بدین ترتیب در صورتیکه شتاب زلزله که به بلوک لغزش وارد می‌شود از مقدار شتاب بحرانی آن بیشتر شود بلوک لغزشی شروع به حرکت خواهد کرد. در این شرایط در واقع نیروی زلزله بیشتر از مقاومت شیب مورد نظر بوده و اختلاف این مقادیر منجر به اعمال نیرو به بلوک لغزشی و در نهایت جابجایی بلوک می‌شود. این ایده اولین بار توسط نیومارک مطرح شد.

شکل (۳-۴۰) اصول تعیین تغییر مکان به روش نیومارک را نشان می‌دهد. در شکل (۳-۴۰-الف)، تاریخچه شتاب زلزله القا شده بر بلوک لغزشی نشان داده شده است. مقدار a_y در این شکل معرف شتاب بحرانی این بلوک لغزشی می‌باشد. اختلاف شتاب القایی و شتاب بحرانی a_y منجر به پیدایش سرعت در بلوک لغزشی و در نهایت جابجایی آن می‌شود. به عبارت دیگر در هنگام وقوع زلزله، توده لغزشی از لحظه‌ای که ضریب اطمینان به کمتر از یک کاهش می‌یابد در طول سطح گسیختگی حرکت کرده و در زمان و محلی که تنش حاصل از زلزله از مقاومت سطح لغزش کمتر شد توقف می‌نماید و مجدداً تعادل برقرار می‌شود. براساس مقادیر تجمعی تغییر مکان نسبی سطح لغزش که بدین ترتیب محاسبه می‌شود و ممکن است در محدوده چند سانتیمتر تا چند متر باشد، پایداری و ناپایداری سد مورد ارزیابی قرار می‌گیرد.

توجه به این نکته ضروری است که در روش نیومارک رفتار پی و همچنین توده در آستانه لغزش به صورت صلب در نظر گرفته شده است در حالیکه در طول زلزله، بلوک لغزش در درون خود نیز تغییر مکانهایی خواهد داشت که در این روش لحاظ نمی‌گردد.



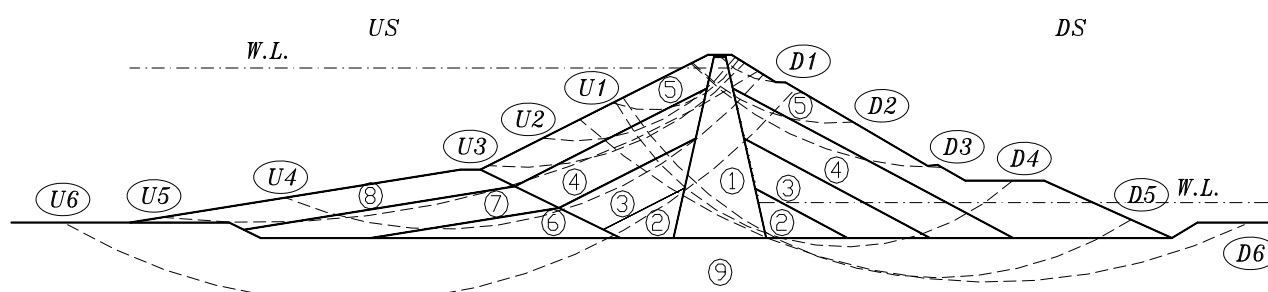
شکل ۳-۴۰- روش نیومارک در تعیین تغییر مکان بلوکهای لغزشی

۳-۶-۱-۱-۲- محاسبه تغییر مکانهای ماندگار در مدل خطی و معادل خطی

دو روش برای محاسبه تغییر مکانها در توده‌های لغزشی بحرانی وجود دارد. یکی محاسبه شتاب متوسط در بلوکهای لغزشی و دیگری محاسبه ضریب اطمینان در شیروانی در طول زمان اعمال شتاب زلزله می‌باشد. در روش اول، تغییر مکانها در توده‌های لغزشی در ارتفاعهای مختلف از سد خاکی محاسبه می‌شود. چراکه اولاً در ارتفاعهای مختلف، پاسخ توده در برابر زلزله متفاوت می‌باشد و ثانیاً هریک از این سطوح لغزش، خود می‌تواند مقاومت متفاوتی را در برابر نیروهای زلزله دارا باشد. مراحل محاسبه تغییر مکان در این روش شامل سه گام زیر است:

- محاسبه ضریب زلزله بحرانی در ترازهای مختلف سد،
- محاسبه شتاب متوسط در بلوکهای لغزشی در طول زلزله
- محاسبه تغییر مکان در بلوکهای لغزشی به روش نیومارک

جهت محاسبه ضریب زلزله بحرانی در ترازهای مختلف سد، در تحلیل‌های پایداری به روش شبه‌استاتیکی، شتابهای افقی با سعی و خطا آنقدر تغییر می‌یابند که در نهایت ضریب اطمینان بحرانی‌ترین سطح لغزش در ارتفاع مورد نظر برابر یک شود. در این صورت ضریب زلزله و سطح لغزش حاصل، به عنوان ضریب زلزله بحرانی و سطح لغزش بحرانی در تراز مورد نظر تلقی خواهد شد. به عنوان مثال در شکل (۳-۴۱)، سطوح لغزش بحرانی محاسبه شده برای بالادست و پایین دست یک سد نشان داده شده که هر یک از این سطوح دارای ضریب زلزله بحرانی مختص به خود می‌باشد.



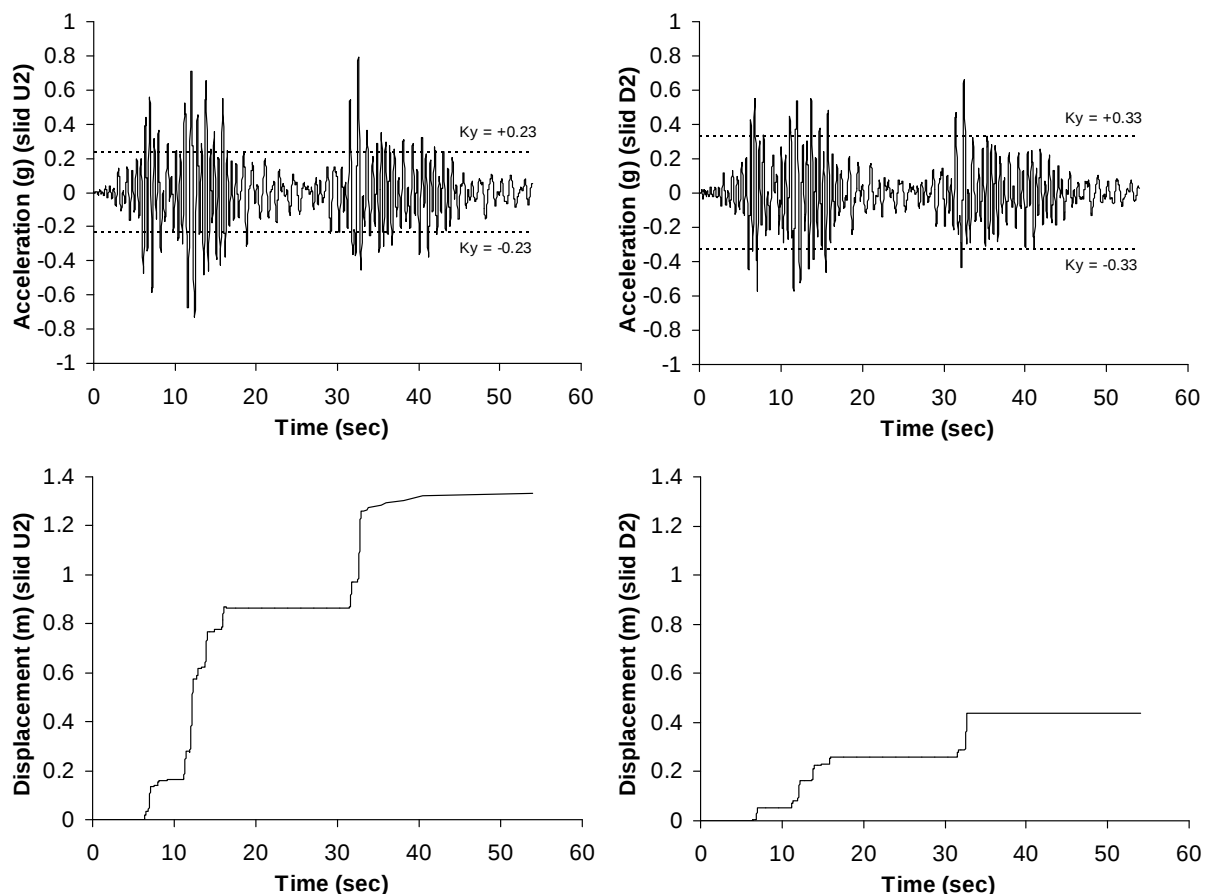
شکل ۳-۴۱- بلوکهای لغزشی بحرانی در بالادست و پایین دست سد

در مرحله دوم، تاریخچه شتاب متوسط در هریک از این بلوکهای لغزشی بحرانی محاسبه می‌شود. برای این منظور ابتدا تحلیل به روش خطی یا معادل خطی بر روی مقطع منتخب انجام و مقدار پاسخ شتاب هریک از نقاط موجود در شبکه المانهای داخل بلوک لغزشی محاسبه می‌شود. در نهایت با استفاده از رابطه وزنی زیر، شتاب متوسط در هر گام زمانی برای هریک از بلوکهای لغزشی مورد استفاده تعیین می‌شود:

$$\bar{a}(t) = \frac{\sum_{i=1}^n a_i(t) m_i}{\sum_{i=1}^n m_i} \quad (۳-۴۰)$$

که در آن $\bar{a}(t)$ ، شتاب متوسط در هر لحظه در هر بلوک لغزشی است، $a_i(t)$ شتاب در مرکز هر المان و m_i جرم هر المان میباشد. رابطه فوق برای n تعداد از المانهای داخل هر بلوک لغزشی محاسبه می‌شود.

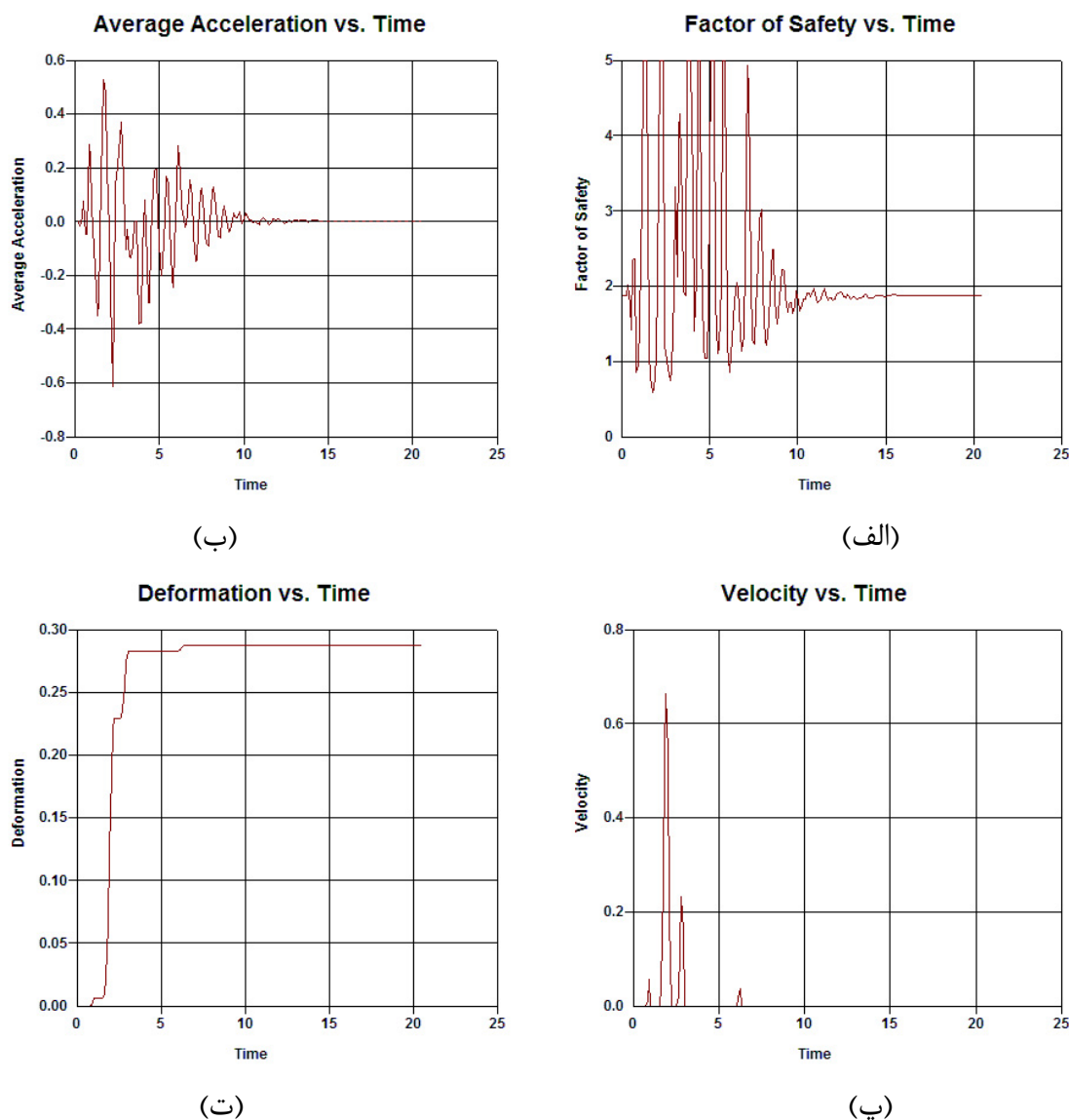
در مرحله سوم، از روش ارائه شده توسط نیومارک جهت محاسبه تغییر مکان ماندگار حاصل از زلزله در هریک از بلوکهای لغزشی مورد نظر استفاده می‌شود. به این ترتیب که از اختلاف بین شتابهای متوسط و شتابهای بحرانی در هر بلوک لغزشی انتگرال گیری دو گانه به عمل می‌آید. بار اول انتگرال گیری، برای محاسبه سرعت و بار دوم آن برای محاسبه جابجایی خواهد بود. باید دقت نمود تا وقتی که سرعت در بلوک لغزشی وجود دارد، حتی اگر شتاب متوسط بلوک لغزشی کمتر از شتاب بحرانی باشد، تغییر مکان بلوک باید (تا لحظه صفر شدن سرعت) محاسبه شود. نمونه‌ای از شتاب متوسط در بلوکهای لغزشی بالادست و پایین دست در شکل (۳-۴۲) مشاهده می‌شود. در همین شکل مقدار ضریب شتاب بحرانی برای این دو بلوک لغزشی آمده است. لازم به ذکر است که باتوجه به عدم اطمینان از جهت لرزش‌ها، لازم است انتگرال گیری دو گانه هم برای شتاب مثبت و هم برای شتابهای منفی انجام شود و تغییر مکان ماندگار، مقدار بیشتر هر یک از آنها خواهد بود.



شکل ۳-۴۲- تاریخچه شتاب متوسط و تغییر مکان ماندگار در دو بلوک لغزشی U2 و D2 در تحلیل‌های معادل خطی

در روش دوم، توسط تحلیل‌های معادل خطی، در هر گام زمانی، نیروهای زلزله محاسبه می‌شود. سپس در همان گام، سطح لغزش بحرانی محاسبه شده و ضریب اطمینان لغزش تعیین می‌گردد. هر زمان که ضریب اطمینان لغزش کوچکتر

از یک باشد، مقدار شتاب وارد بر توده لغزشی که منجر به حرکت آن می‌گردد از تقسیم برآیند نیروها در جهت شیب شیروانی به جرم شیروانی محاسبه شده و پس از محاسبه سرعت بلوک لغزشی، در نهایت تغییرمکان در آن گام بدست می‌آید. این کار در هریک از گام‌های تاریخچه شتاب زلزله انجام شده و تغییرمکانها با تغییرمکانهای قبلی جمع می‌گردد. همانطور که مشاهده می‌شود در این روش بلوکهای لغزشی خود می‌توانند در گام‌های مختلف تغییر کنند و عملاً مقدار شتاب بحرانی محاسبه نمی‌شود. در شکل (۳-۴۳) نحوه تعیین تغییرمکان پسماند در بدنه یک سد ارائه شده است. همانطور که در این شکل دیده می‌شود ضریب اطمینان پایداری در مدت زلزله بعضاً کمتر از یک شده است. در چنین لحظه‌هایی بلوک لغزشی جابجا شده و اثر آن در سرعت بلوک لحاظ می‌گردد. سطح زیر نمودار سرعت که بدین ترتیب بدست می‌آید، تغییرمکان پسماند توده مورد بررسی خواهد بود.



شکل ۳-۴۳- تعیین تغییرمکان پسماند در یک بلوک لغزشی با استفاده از روش نیومارک

(الف) تغییرات ضریب اطمینان با زمان (ب) تغییرات شتاب متوسط با زمان (پ) تغییرات سرعت متوسط با زمان (ت) تغییرمکان ایجاد شده در طول زمان زلزله

۳-۶-۱-۲- روشهای غیر خطی

کامل ترین روش جهت تعیین تغییر مکان ماندگار در طول زلزله و یا بعد از آن روشهای تحلیل غیرخطی هستند، به شرطی که پارامترهای آن با نتایج آزمایشگاهی و یا نتایج مشابه کالیبره شده باشد. در صورت استفاده از مدل رفتاری مناسب برای قسمت های مختلف یک سد خاکی امکان محاسبه تغییر مکان ها و همچنین تنش و کرنش های وارد بر المانها وجود داشته و می توان طراحی عناصر یک سد را بر مبنای آنها انجام داد. یک روش غیرخطی مناسب باید بتواند تغییر مکانهای زیر را پیش بینی نماید:

- تغییر مکان حاصل از لغزش دامنه ای
 - تغییر مکان حاصل از متراکم شدن مصالح که عمدتاً در سدهایی که به نحو مناسب متراکم نمی شوند و یا سدهای سنگریز اتفاق می افتد.
 - تغییر مکانهای حاصل از وقوع روانگرایی در پی و یا بدنه سد.
- در تحلیل های توأم معادل خطی و بلوک لغزش نیومارک، تنها تغییر مکانهای لغزشی سدهای خاکی را می توان محاسبه نمود. علاوه بر آن با فرض رفتار صلب بلوک لغزشی از تغییر مکان داخل آن نیز چشم پوشی می شود این در حالیست که امکان بروز تغییر مکانهای بیشتر در داخل بلوک لغزشی وجود دارد که در محاسبات منظور نمی شود. اما در صورت استفاده از روشهای غیرخطی این امکان وجود دارد که علاوه بر تغییر مکان توده لغزشی تغییر مکانهای داخل توده نیز محاسبه شوند.

در صورتیکه از مدل های غیرخطی مبتنی بر محاسبه تغییر حجم مصالح بر اساس تغییر مکان برشی، (مانند مدل Finn) و یا مدل های سطح حالت حدی و یا مدل های سخت شونده سینماتیکی استفاده شود امکان محاسبه هر سه حالت وقوع تغییر مکان وجود خواهد داشت.

از مهمترین موانع استفاده از این روشها، پارامترهای پیچیده مورد نیاز آنها می باشد که لازم است از آزمایشهای آزمایشگاهی مقاومت برشی در حالت کنترل تنش و کنترل کرنش در حوزه کرنش های کوچک و بزرگ محاسبه شوند و کالیبراسیون مدل بر اساس آزمایش مورد نظر انجام گردد. در مورد روشهای غیرخطی و همینطور پیش بینی تولید فشار آب حفره ای در طول زلزله در بخش ۳-۴ و ۳-۷ توضیحات مفصلی ارائه شده است.

۳-۶-۲- روشهای تخمینی

روشهای تخمینی اصولاً بر پایه فرضیات ساده کننده و به منظور تخمین اولیه و سریع تغییر مکانهای ماندگار در سدها و خاکریزها به خصوص در مرحله اول مطالعات و گزینه یابی محل سد مورد استفاده قرار می گیرند. در این روشها از یکسری پارامترهای مشخصه زلزله و همچنین شاخص های مقاومتی مصالح سد استفاده شده و با استفاده از گرافها و یا

روابط تجربی، تغییر مکان پسماند محاسبه می شود. یکی از متداول ترین روشهای در این زمینه روش سید و مکدیدی^{۱۰۴} است.

روش سید و مکدیدی

بر اساس مطالعات انجام شده توسط سارما^{۱۰۵} بر روی پاسخ دینامیکی سد با بدنه انعطاف پذیر، میزان شتاب در بدنه سد به صورت تابعی از عمق بلوک تا تاج سد محاسبه گردید. سید و مکدیدی از نتایج این مطالعات بهره گرفته و روش زیر را برای تعیین تغییر مکانهای خاکریزها و سدها معرفی نمودند. در این روش ابتدا شتاب تاج سد با استفاده از جذر مجموع مربعات وزنی طیف پاسخ طرح در سه پرپود نوسانی اول محاسبه می شود:

$$a_{\max} = \sqrt{(1.6S_{a1})^2 + (1.06S_{a2})^2 + (0.86S_{a3})^2} \quad (۴۱-۳)$$

در رابطه فوق S_{ai} طیف پاسخ طرح در پرپود نوسانی i می باشد. با فرض ثابت بودن مدول برشی در بدنه سد مقدار فرکانسهای دورانی در سه مود اول نوسانی سد از رابطه های زیر بدست می آیند:

$$\omega_1 = \frac{2.404}{H} \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (۴۲-۳ \text{ الف})$$

$$\omega_2 = \frac{5.52}{H} \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (۴۲-۳ \text{ ب})$$

$$\omega_3 = \frac{8.65}{H} \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (۴۲-۳ \text{ پ})$$

که در آن H ، G و ρ به ترتیب ارتفاع سد، مدول برشی و جرم حجمی متوسط در بدنه سد هستند.

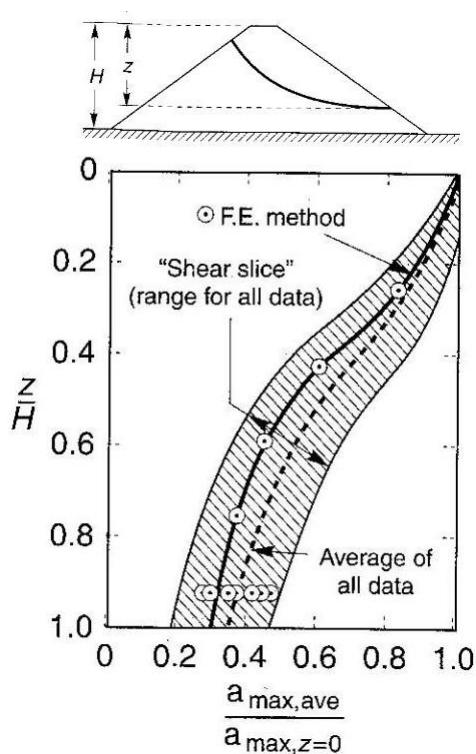
سپس بر اساس نمودار ارائه شده در شکل (۴۴-۳)، مقدار شتاب متوسط حداکثر ($a_{\max,ave}$) وارد بر توده لغزشی بر اساس شتاب حداکثر تاج و نسبت عمق توده لغزشی به ارتفاع سد، تعیین می گردد. مقدار ضریب شتاب بحرانی k_y (ضریب زلزله افقی که بر اثر اعمال آن سطح لغزش مورد نظر شروع به حرکت می کند و یا ضریب اطمینان پایداری مساوی ۱ می شود) نیز از تحلیل پایداری به روش شبه استاتیک و یا از روشهای تقریبی محاسبه می شود. در نهایت با توجه به نسبت شتاب بحرانی به شتاب متوسط حداکثر توده لغزشی و استفاده از شکل (۴۵-۳) مقدار تغییر مکان ماندگار نرمال شده با توجه به بزرگی زلزله اعمال شده محاسبه می شود. در شکل مذکور تغییر مکان نرمال شده دارای رابطه زیر است:

$$u^* = u / (a_{\max} T_o) \quad (۴۳-۳)$$

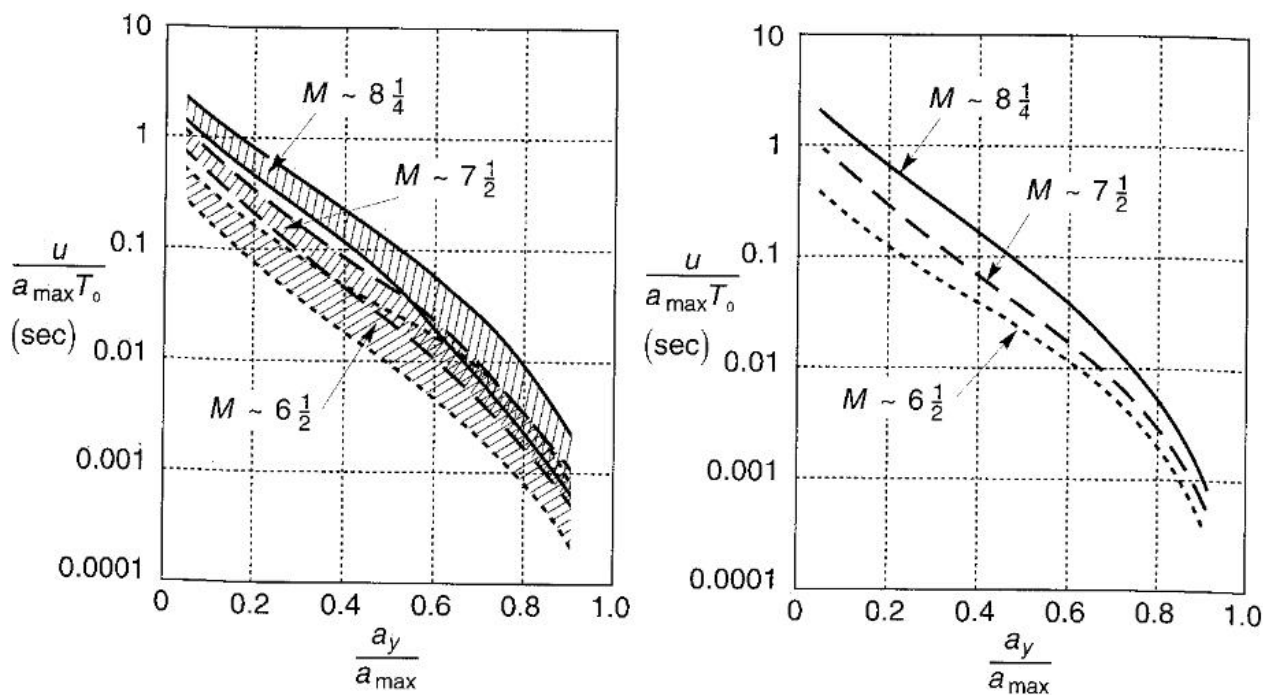
که در آن $a_{\max}$ شتاب متوسط حداکثر توده لغزشی و T_o پرپود نوسانی مود اول سد می باشد. بنابراین تغییر مکان نرمال شده دارای واحد ثانیه است.

¹⁰⁴ Seed & Makdisi

¹⁰⁵ Sarma



شکل ۳-۴۴- تعیین شتاب متوسط حداکثر در هر بلوک با توجه به عمق آن از تاج سد



شکل ۳-۴۵- تعیین تغییر مکان ماندگار با استفاده از روش سید و مکدیسی

اگر چه در روش ارائه شده، ارتفاع سد در تعیین پیوند طبیعی وارد می‌شود ولی ارتفاع سد به درستی در مقدار تغییر مکان محاسبه شده لحاظ نمی‌شود. در واقع از این روش می‌توان در سدهای با ارتفاع متوسط (تا حدود ۶۰ متر) استفاده کرد، اما در سدهای با ارتفاع بالاتر مقدار شتاب مطابق آنچه که در شکل (۳-۴۴) ارائه شده در ارتفاع سد افزایش نمی‌یابد و استفاده از این روش منجر به تخمین درست در شتاب متوسط حداکثر در هر توده نمی‌شود.

از فرضیات دیگر روش فوق عدم کاهش مقاومت برشی در طول مدت زلزله می‌باشد. بنابراین نمی‌توان از این روش در تخمین تغییر مکان در زلزله‌های شدید (بزرگتر از $0.5g$) استفاده کرد. همچنین این روش به مقدار شتاب تاج بسیار حساس می‌باشد که این موضوع می‌تواند نتایج حاصله را به شکل محسوسی تحت تأثیر خود قرار داده و با تقریب همراه سازد.

۳-۷- روانگرایی و رفتار سد پس از زلزله^{۱۰۶}

خاکهای سست بر اثر تنشها و کرنشهای برشی ناشی از زلزله تمایل به کاهش حجم دارند. در خاکهای اشباع این کاهش حجم می‌تواند منجر به افزایش فشار آب حفره‌ای گردد. اضافه فشاری که بدین ترتیب ایجاد می‌شود، بسته به میزان نفوذپذیری مصالح، شرایط زهکشی، سرعت اعمال بارهای تناوبی ناشی از زلزله و همچنین میزان تمایل خاک به کاهش حجم، ممکن است به سادگی زائل نشده و نهایتاً بخشی از آن در سیکل‌های مختلف زلزله در داخل خاک انباشته شود. با ادامه بارگذاری ناشی از زلزله، این میزان فشارهای اضافی باقی مانده می‌توانند به اندازه‌ای زیاد شود که میزان تنش مؤثر بین ذرات خاک را به مقدار قابل توجهی کاهش داده و حتی به صفر برسانند. با کاهش تنش مؤثر بین ذرات خاک از مقاومت و سختی آن کاسته شده و رفتار خاک بیشتر به سیال نزدیک می‌شود که آنرا پدیده روانگرایی می‌نامند. بروز پدیده روانگرایی ممکن است به تغییر شکلهای بزرگ و ناپایداری در سازه‌ها بیانجامد. خرابی در سازه‌های مدفون، ناپایداری‌های وسیع در شیبهای ملایم، جوشش و فوران ماسه، بازشدگی سطح زمین و نظایر آن از سایر نشانه‌های وقوع روانگرایی است.

در سدهای خاکی، این پدیده می‌تواند هم در پی و هم گاهی در بدنه سد رخ دهد. سدهای مختلفی در اثر روانگرایی تخریب شده‌اند که در پیوست ۱ به نام تعدادی از آنها اشاره شد. چنانکه پیشتر نیز بیان شد، این خرابی‌ها در سدهایی رخ داده که به روش هیدرولیکی ساخته شده‌اند. با توجه به آنکه در سالهای اخیر عمدتاً مصالح بدنه سدهای خاکی با تراکم نسبتاً بالایی (دانسیته نسبی بالاتر از ۸۰ درصد) ساخته می‌شود می‌توان با اطمینان از روشهای اجرایی، احتمال وقوع روانگرایی در بدنه سدهای در دست ساخت را تا حد زیادی منتفی دانست. با این حال ارزیابی پتانسیل روانگرایی در سدهای موجود که به روشهای (هیدرولیکی) نامناسب اجرا شده باشند و در کلیه پی‌های آبرفتی ضروری است. در چنین

¹⁰⁶ Liquefaction & Post Earthquake Behavior

مواردی لازم است تا با استفاده از انجام تحلیلهای دینامیکی غیرخطی با استفاده از مدل‌های مناسب که قابلیت شبیه‌سازی روانگرایی را داشته باشند، نشست سد و پایداری آن پس از زلزله مورد تحلیل و ارزیابی قرار گیرد.

بررسی دقیق وقوع روانگرایی نیاز به آزمایشهای پیچیده دینامیکی بر روی مصالح دست‌نخورده دارد. اما روشهای ساده‌تر کیفی، تحلیلی نیز وجود دارد که جزئیات هریک از آنها در «راهنمای ارزیابی پتانسیل روانگرایی خاک و پیامدهای ناشی از آن» (نشریه شماره ۵۲۵) به تفصیل آمده است. بدین ترتیب در این بخش به طور خاص به مسائل ویژه در سدهای خاکی پرداخته شده و مسائل عمومی مربوط به روانگرایی در حد نیاز و به اختصار اشاره شده است.

۳-۷-۱- روشهای کیفی ارزیابی پتانسیل روانگرایی

روشهای کیفی ارزیابی وقوع روانگرایی هم در خاکهای دانه‌ای و هم در خاکهای ریزدانه کاربرد دارد.

در خاکهای دانه‌ای استفاده از منحنی دانه‌بندی یکی از روشهای کیفی جهت تعیین پتانسیل روانگرایی است. در این روش دو پوش منحنی (شکل ۳-۴۶) براساس ضریب یکنواختی خاک (رابطه ۳-۴۴) ارائه شده است، که عدد $U_c = 3/5$ به عنوان معیار برای انتخاب میزان یکنواختی خاک تعیین شده است.

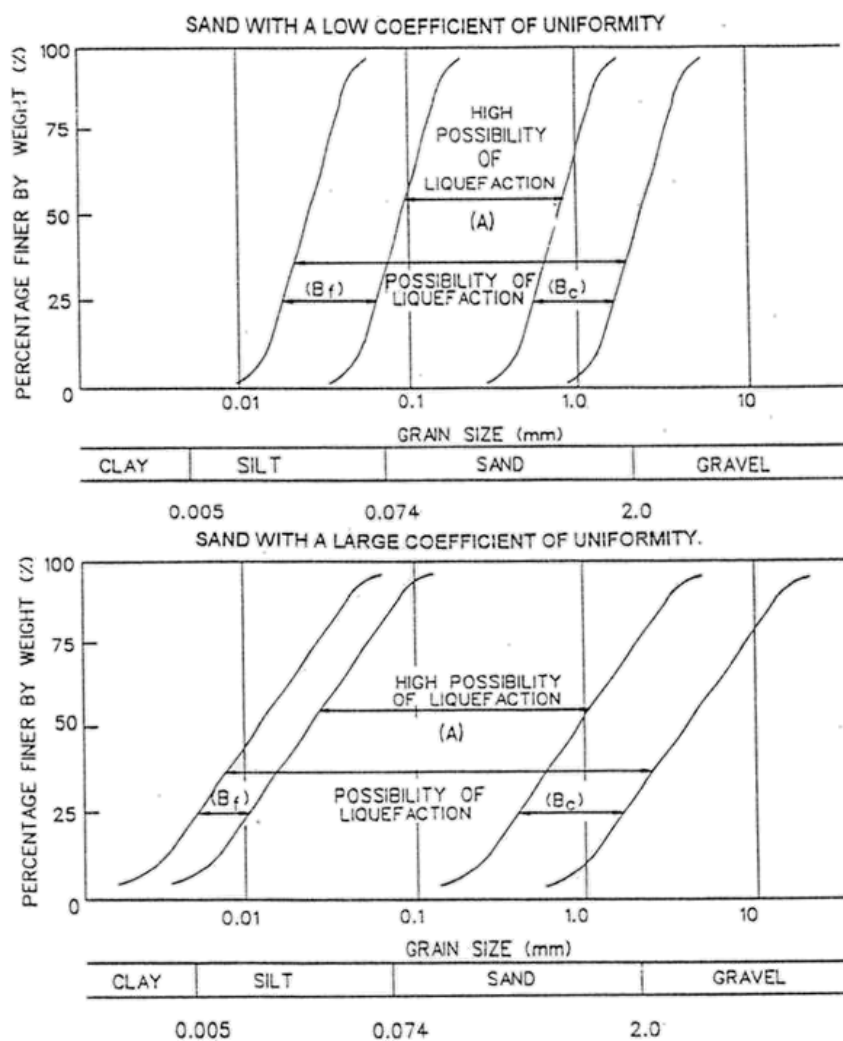
$$U_c = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (3-44)$$

خاکهایی که منحنی دانه‌بندی آنها بدین ترتیب در محدوده A قرار می‌گیرند احتمال روانگرایی بالاتری دارند و خاکهایی که در محدوده B_c و B_f قرار می‌گیرند دارای استعداد روانگرایی کمتری هستند. خاکهایی که خارج از این محدوده‌ها قرار گیرند عملاً غیر روانگرا فرض می‌شوند.

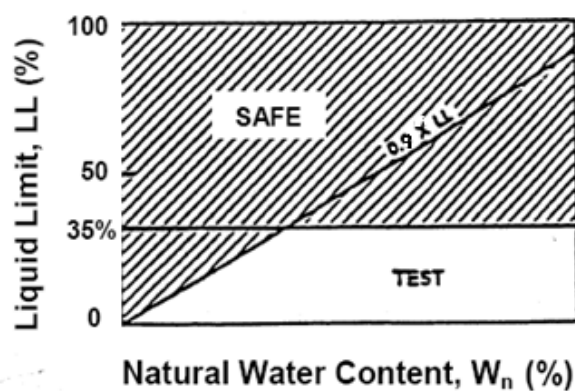
در خاکهای ریزدانه نیز امکان وقوع روانگرایی وجود دارد. چنانکه مطالعات ونگ^{۱۰۷} نشان داده است، انواع خاصی از خاکهای رسی می‌توانند در اثر تکانهای ناشی از زلزله با کاهش شدید مقاومت روبرو شوند. این مطالعات منجر به معرفی معیار چینی‌ها شده که در قالب نمودار شکل (۳-۴۷) ارائه شده است. در این حالت در صورتیکه مشخصات زیر در یک خاک صادق باشد خاک مشکوک به روانگرایی بوده و لازم است احتمال وقوع روانگرایی با انجام مطالعات کمی و یا آزمایشگاهی بررسی شود:

- مقدار رس (ذرات ریزتر از ۵ میکرون) کمتر از ۱۵٪ وزنی باشد.
- حد روانی (LL) کمتر از ۳۵٪ باشد.
- مقدار رطوبت طبیعی بیشتر از ۰/۹ برابر حد روانی باشد.

¹⁰⁷ Wang

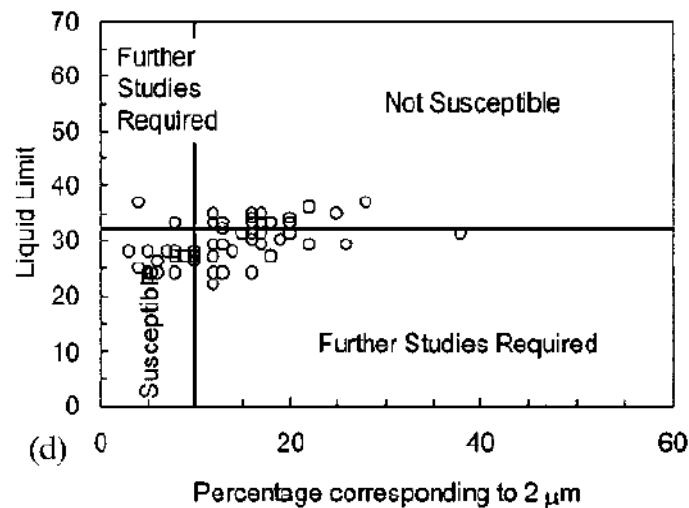


شکل ۳-۴۶- نمودار تعیین امکان روانگرایی خاکهای دانه‌ای از روی منحنی دانه‌بندی



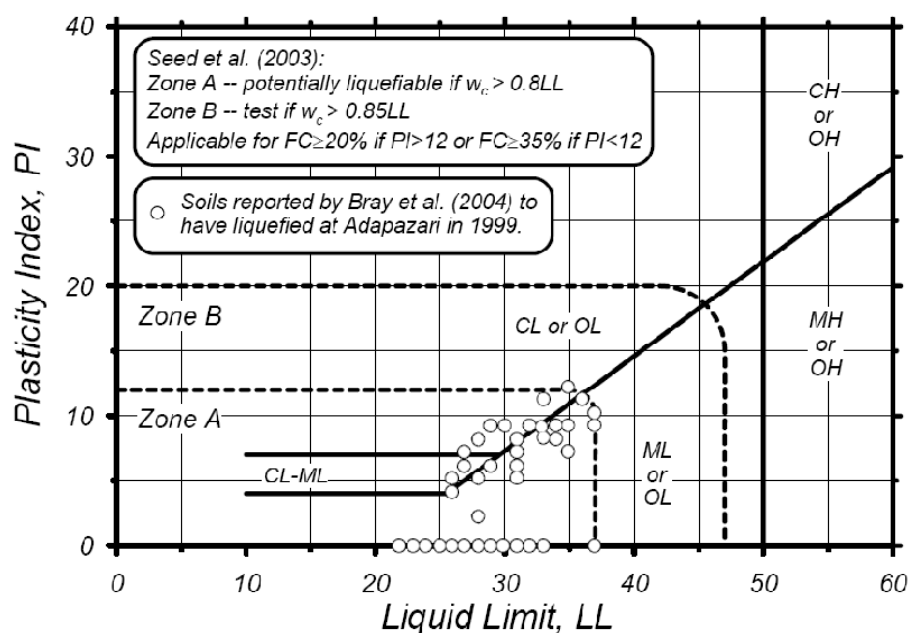
شکل ۳-۴۷- معیار اصلاح شده چینی‌ها، ارائه شده توسط ونگ

دیگر معیار ارائه شده در این ارتباط توسط اندرو و مارتین^{۱۰۸} و بر پایه مشاهدات تجربی و در قالب شکل (۴۸-۳) ارائه شده است:



شکل ۴۸-۳- معیار پیشنهادی اندرو و مارتین برای ارزیابی استعداد روانگرایی خاکهای ریزدانه

بررسی‌های بعدی صورت گرفته توسط سید و همکاران^{۱۰۹}، که عمدتاً حاصل از مشاهدات آنها از گسیختگی خاکهای ریزدانه در اثر زلزله‌های کوجاالی در ترکیه (۱۹۹۹) و چی‌چی در تایوان (۲۰۰۰) بود نشان دهنده این واقعیت بود که برخی از خاکهای ریزدانه که توسط معیار چینی‌ها غیرروانگرا پیش‌بینی می‌شد عملاً روانگرا شده بودند. بنابراین روش دیگری بر اساس چارت شاخص خمیری ارائه کردند که در جزئیات آن در شکل (۴۹-۳) ارائه شده است.



شکل ۴۹-۳- ارزیابی کیفی روانگرایی در خاکهای ریزدانه

¹⁰⁸ Andrew & Martin

¹⁰⁹ Seed et al.

۳-۷-۲- روشهای تحلیلی و تجربی ارزیابی پتانسیل روانگرایی

پتانسیل روانگرایی خاکها با استفاده از ضریب روانگرایی و بر اساس رابطه زیر قابل ارزیابی است:

$$FS = \frac{CRR}{CSR} \quad (۴۵-۳)$$

در این رابطه CRR^{110} نسبت مقاومت برشی تناوبی در برابر روانگرایی (یا نسبت تنش برشی تناوبی جهت ایجاد روانگرایی) و CSR^{111} نسبت تنش برشی ایجاد شده توسط زلزله است.

ضریب اطمینان کمتر از واحد در این رابطه نشان دهنده احتمال وقوع روانگرایی در مصالح می‌باشد.

۳-۷-۲-۱- نسبت تنش برشی تناوبی (CSR)

نسبت تنش برشی تناوبی بر اساس رابطه (۴۶-۳) به صورت نسبت تنش برشی حاصل از بارگذاری تناوبی به تنش قائم مؤثر تعریف می‌گردد. در بارگذاری لرزه‌ای، تنش برشی تناوبی، برابر با تنش برشی متوسط ناشی از زلزله در نظر گرفته می‌شود که تقریباً معادل ۶۵ درصد حداکثر تنش برشی ناشی از زلزله فرض می‌گردد.

$$CSR = \frac{\tau_{ave}}{\sigma'_{v0}} = \frac{0.65 \tau_{max}}{\sigma'_{v0}} \quad (۴۶-۳)$$

در این رابطه τ_{max} مقدار حداکثر تنش برشی تناوبی ناشی از زلزله است که در آبرفتهای مسطح مطابق رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$\tau_{max} = a_{max} \frac{\sigma'_{v0}}{g} r_d \quad (۴۷-۳)$$

سایر پارامترهای مورد استفاده در رابطه عبارتند از:

a_{max} : شتاب ماکزیمم افقی در سطح زمین، که بر اثر زلزله ایجاد می‌شود

g : شتاب گرانشی

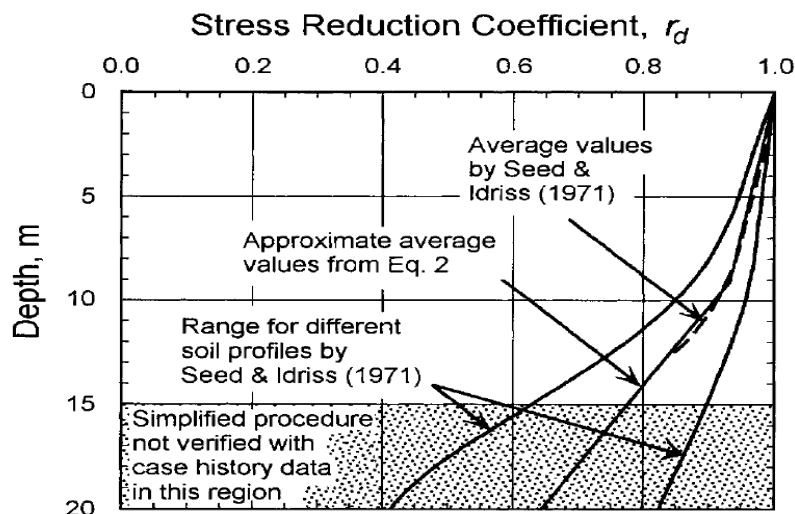
σ'_{v0} و σ'_{v0} به ترتیب تنش‌های کل و مؤثر ناشی از لایه سربار

r_d : ثابت کاهش تنش، که به منظور در نظر گرفتن انعطاف‌پذیری خاک در نظر گرفته شده است و از شکل (۳-۵۰)

تعیین می‌گردد.

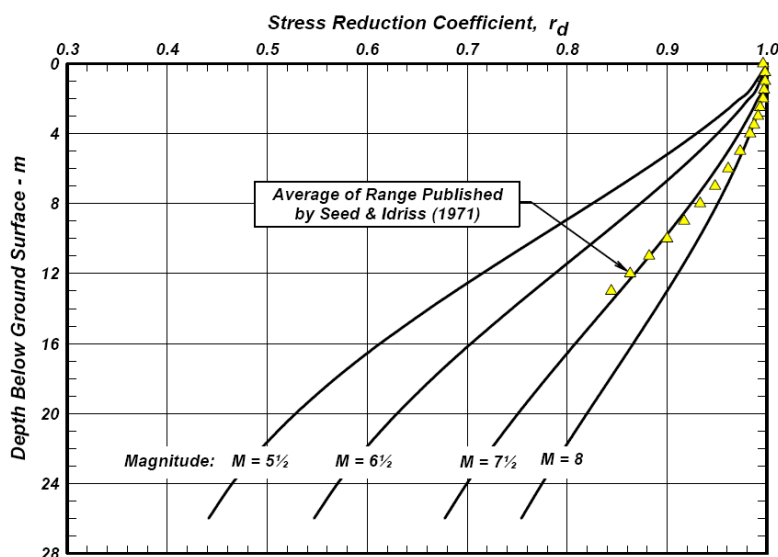
¹¹⁰ Cyclic Resistance Ratio

¹¹¹ Cyclic Stress Ratio



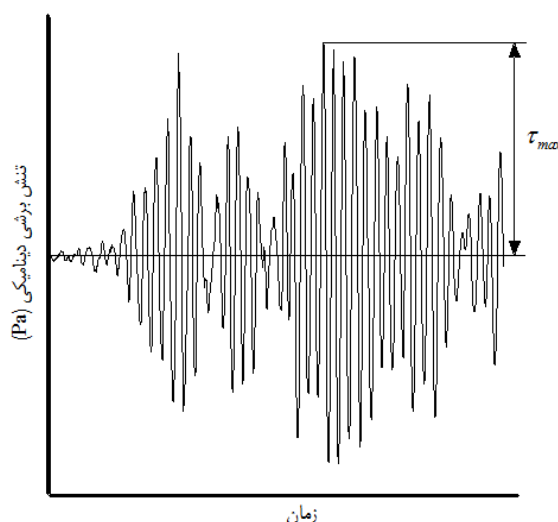
شکل ۳-۵۰- نمودار تغییرات مقادیر r_d در برابر عمق

بررسی‌های بعدی بر روی ضریب r_d نشان داد که این ضریب به بزرگی زلزله و سرعت موج برشی در خاک نیز وابسته است. به عنوان مثال در شکل (۳-۵۱) تغییرات این ضریب برای بزرگی‌های مختلف زلزله ارائه شده است. استفاده از این روابط و محاسبه نسبت تنش برشی تناوبی در شرایط عملی نظیر بررسی روانگرایی در پی سدهای خاکی به همین شکل میسر نبوده و لازم است تا با استفاده از روشهای دیگری نسبت به محاسبه نسبت تنش برشی تناوبی اقدام گردد. چراکه با ساخت سد، علاوه بر تغییر تنشهای قائم در خاک، تنش برشی اولیه نیز ایجاد می‌شود. از سوی دیگر وجود سد موجب تغییر در پاسخ سیستم سد و پی در برابر بارهای لرزه‌ای می‌شود.



شکل ۳-۵۱- تغییرات ضریب کاهش تنش با عمق و بزرگی زلزله

به منظور محاسبه نسبت تنش برشی تناوبی (CSR) در این شرایط لازم است تا از تحلیل‌های دینامیکی به روش معادل خطی بر روی سیستم سد و پی استفاده شود. پس از انجام تحلیل دینامیکی، تاریخچه تنش برشی دینامیکی ایجاد شده در هر نقطه ترسیم و در نهایت ماکزیمم تنش برشی دینامیکی بدست می‌آید. در شکل (۳-۵۲)، تاریخچه تنش برشی دینامیکی خاک و حداکثر مقدار آن در یک نقطه نشان داده شده است.



شکل ۳-۵۲- تاریخچه تنش برشی تناوبی و حداکثر تنش برشی در تحلیل دینامیکی

۳-۷-۲-۲-۲-۳- نسبت مقاومت برشی تناوبی (CRR)

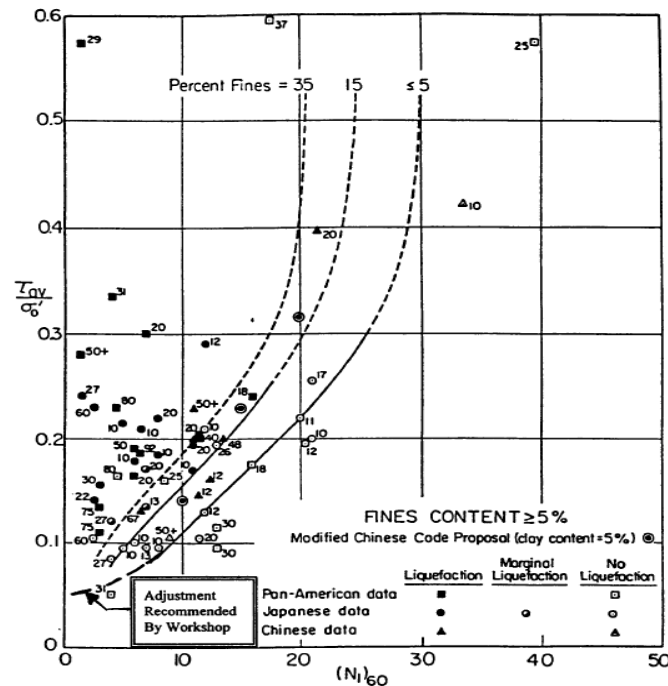
نسبت مقاومت برشی تناوبی در برابر روانگرایی را می‌توان از نتایج آزمایش‌های برجا مانند آزمایش نفوذ استاندارد SPT، آزمایش نفوذ مخروط CPT و آزمایش‌های سرعت امواج برشی محاسبه نمود. با توجه به کاربرد وسیع آزمایش SPT در مطالعات ژئوتکنیک، در این قسمت تنها محاسبات بر مبنای این روش ارائه می‌گردد.

ساده‌ترین و کاربردی‌ترین روش برای تخمین نسبت مقاومت برشی خاک در برابر روانگرایی، استفاده از عدد نفوذ استاندارد می‌باشد. شکل (۳-۵۳) منحنی‌های مربوط به تخمین نسبت مقاومت برشی تناوبی را برای زلزله با بزرگی ۷/۵ و تنش مؤثر یک اتمسفر و در آبرفتهای سطح با استفاده از این روش نشان می‌دهد.

اگر مصالح از جنس ماسه تمیز باشد می‌توان از رابطه زیر برای تخمین مقاومت برشی تناوبی خاک بهره گرفت. لازم به ذکر است این رابطه نیز همانند منحنی‌های فوق با فرض رخداد زلزله‌ای به بزرگای ۷/۵ تعمیم یافته است:

$$CRR_{7.5} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60-CS}} + \frac{(N_1)_{60-CS}}{135} + \frac{50}{10(N_1)_{60-CS} + 45} - \frac{1}{200} \quad (۳-۴۸)$$

که در این رابطه $(N_1)_{60-CS}$ عدد نفوذ استاندارد اصلاح شده برای مصالح ماسه‌ای تمیز می‌باشد. جزئیات اصلاح عدد نفوذ استاندارد در ادامه همین بخش ارائه شده است.



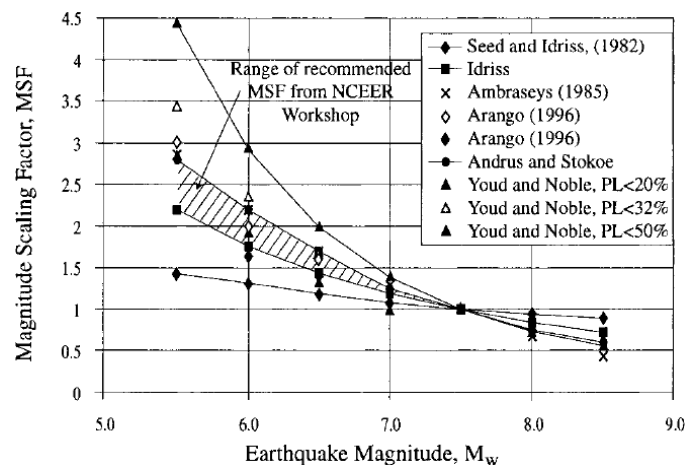
شکل ۳-۵۳- رابطه بین نسبت مقاومت برشی تناوبی خاک و $(N_1)_{60}$ برای زلزله با بزرگای ۷/۵ ریشتر

جهت محاسبه مقدار نسبت تنش برشی تناوبی در سایر بزرگای لرزه‌ای، سطوح تنش بیش از یک اتمسفر و سطوح شیب‌دار و یا لایه‌هایی که در آنها تنش برشی اولیه وجود دارد، لازم است مقدار مقاومت برشی تناوبی در سطح تنش یک اتمسفر و بزرگای زلزله ۷/۵ ($CRR_{7.5}$)، در ضرایب اصلاح تنش نرمال اولیه $K\sigma$ ، اصلاح تنش برشی استاتیکی اولیه $K\alpha$ و اصلاح بزرگای زلزله MSF مطابق رابطه زیر ضرب شود:

$$CRR = CRR_{7.5} \times MSF \times K_{\alpha} \times K\sigma \quad (3-49)$$

کمیت NCEER ضریب MSF را به صورت شکل (۳-۵۴) معرفی نمود که بر این اساس Youd و همکارانش رابطه (۳-۵۰) را ارائه نمودند.

$$MSF = \frac{10^{2.24}}{M_w^{2.56}} \quad (3-50)$$

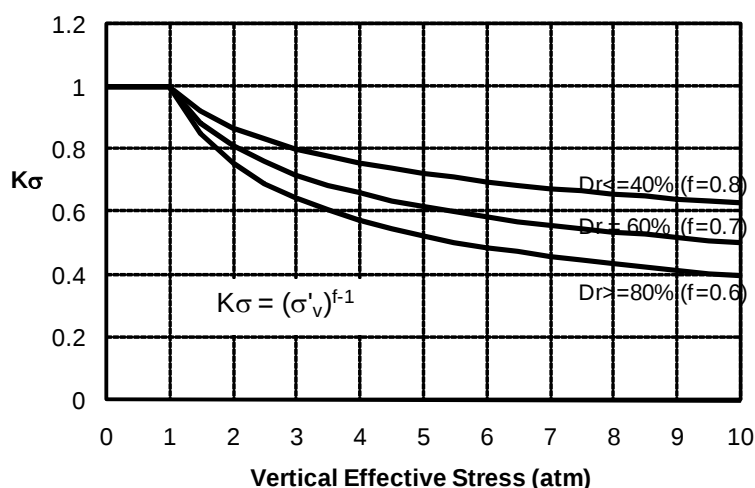


شکل ۳-۵۴- منحنی‌های محاسبه اصلاح نسبت مقاومت برشی تناوبی نسبت به بزرگای زلزله

با توجه به افزایش زیاد ضریب MSF در زلزله‌های با بزرگاری کمتر ادریس مقدار ۱/۸ را به عنوان حد بالای این ضریب معرفی کرده و رابطه (۵۱-۳) را پیشنهاد می‌نماید:

$$MSF = 6.9 \exp\left(\frac{-M}{4}\right) - 0.058 \quad MSF \leq 1.8 \quad (51-3)$$

ضریب اصلاح تنش را نیز می‌توان از شکل (۵۵-۳) محاسبه نمود.



شکل ۵۵-۳ - ضریب اصلاح تنش $K\sigma$

رابطه زیر برای محاسبه مقادیر ضریب اصلاح تنش برشی اولیه در شیروانیها و پی سدهای خاکی که دارای تنش برشی اولیه می‌باشند ارائه شده است:

$$K_{\alpha} = a + b \cdot \exp\left(\frac{-\xi_R}{c}\right) \quad (52-3)$$

که در این رابطه ضرایب a ، b و c تابعی بر حسب ضریب نسبت تنش برشی اولیه به تنش قائم مؤثر اولیه ($\alpha = \frac{\tau_{hv}}{\sigma'_v}$) هستند، ξ_R نیز وابسته به جنس دانسیته و وضعیت تنش بر جای مصالح بوده و از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$a = 1267 + 636\alpha^2 - 634 \exp(\alpha) - 632 \exp(-\alpha) \quad (53-3)$$

$$b = \exp(-1.11 + 12.3\alpha^2 + 1.31 \ln(\alpha + 0.0001)) \quad (54-3)$$

$$c = 0.138 + 0.126\alpha + 2.52\alpha^3 \quad (55-3)$$

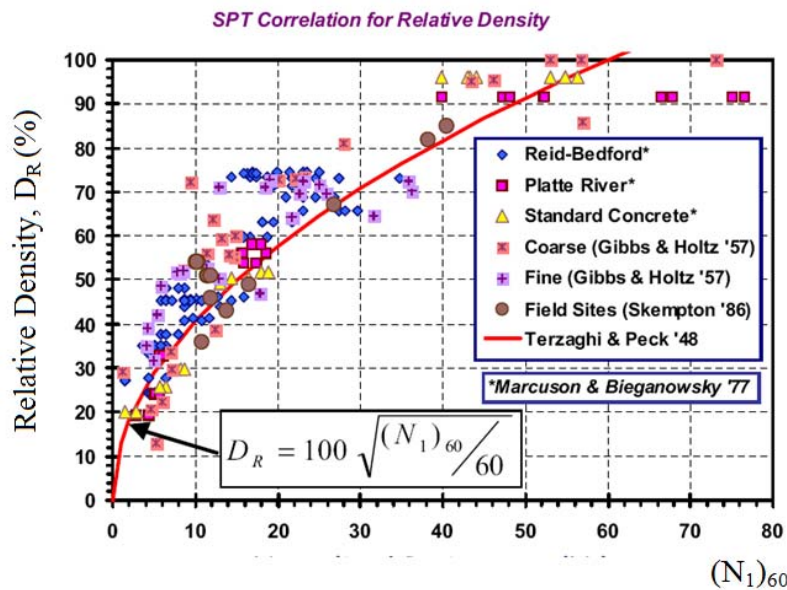
$$\xi_R = \frac{1}{Q - \ln\left(\frac{100(1+2K_0)\sigma'_{v0}}{3Pa}\right)} - D_r \quad (56-3)$$

در رابطه فوق D_r دانسیته نسبی مصالح و K_0 ضریب فشار جانبی در حالت سکون می‌باشند. پارامتر Q نیز بستگی به نوع دانه‌ها دارد و برای فلدسپات و کوارتز تقریباً برابر ۱۰ و برای سنگ آهک برابر ۸ و برای زغال سنگ (خالص که تا حدود ۹۵٪ کربن دارد) برابر ۷ و نهایتاً برای گچ برابر با ۵/۵ می‌باشد.

برای محاسبه دانسیته نسبی نیز می‌توان از رابطه زیر و یا نمودار شکل (۳-۵۶) بهره گرفت:

$$D_r(\%) = 100 \times \sqrt{\frac{(N_1)_{60}}{\beta}} \quad (۳-۵۷)$$

در این رابطه مقدار ضریب β در مصالح مختلف بین ۳۳ و ۸۴ تغییر می‌کند و برای ماسه تمیز می‌توان عدد ۴۶ را اختصاص داد:



شکل ۳-۵۶- رابطه بین دانسیته نسبی و عدد نفوذ استاندارد

۳-۷-۲-۱- نحوه اصلاح ضریب نفوذ استاندارد (SPT)

همانطور که پیشتر بیان گردید به منظور استفاده از عدد نفوذ استاندارد در روابط مربوط به نسبت تنش مقاومت برشی تناوبی خاک لازم است اصلاحاتی بر روی نتایج این آزمایش صورت پذیرد. برای این منظور سه اصلاح اثر انرژی، سطح تنش و اصلاح مربوط به میزان درصد ریزدانه انجام می‌شود.

به منظور اصلاح اثر انرژی (شامل ضریب کارایی دستگاه C_E ، ضریب تصحیح قطر گمانه‌ها C_B ، ضریب تصحیح طول میله C_R و ضریب مربوط به نوع نمونه گیر C_S) ابتدا مقدار N_{60} از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$N_{60} = N \cdot C_E \cdot C_B \cdot C_R \cdot C_S \quad (۳-۵۸)$$

مقادیر مربوط به ضرایب این رابطه از جدول ۳-۵ قابل محاسبه است:

جدول ۳-۵- ضرایب مورد نیاز جهت اصلاح ضریب نفوذ استاندارد

فاکتور اصلاحی	نوع و تغییرات تجهیزات	علامت اختصاری	مقدار اصلاح شده
فشار سربار اضافی	-	C_N	$\sqrt{P_a / \sigma'_{v0}}$
فشار سربار اضافی	-	C_N	$C_N \leq 1/7$
نسبت انرژی	چکش دونات	C_E	۰/۵-۱
نسبت انرژی	چکش ایمنی	C_E	۰/۷-۱/۲
نسبت انرژی	چکش اتوماتیک	C_E	۱/۳-۰/۸
قطر گمانه	۶۵-۱۱۵ میلیمتر	C_B	۱/۰
قطر گمانه	۱۵۰ میلیمتر	C_B	۱/۰۵
قطر گمانه	۲۰۰ میلیمتر	C_B	۱/۱۵
طول میله	۳ < متر	C_R	۰/۷۵
طول میله	۳-۴ متر	C_R	۰/۸۰
طول میله	۴-۶ متر	C_R	۰/۸۵
طول میله	۶-۱۰ متر	C_R	۰/۹۵
طول میله	۱۰-۳۰ متر	C_R	۱/۰
روش نمونه برداری	نمونه‌گیر استاندارد	C_S	۱/۰
روش نمونه برداری	نمونه‌گیر بدون پوشش	C_S	۱/۱-۱/۳

اصلاح دوم مربوط به سطح تنش است که با ضریب C_N نشان داده می‌شود:

$$(N_1)_{60} = N_{60} \cdot C_N \quad (۵۹-۳)$$

ضریب C_N را میتوان از یکی از روابط زیر محاسبه نمود:

$$C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.5} \quad (۶۰-۳)$$

$$C_N = \frac{2.2}{1.2 + \sigma'_{v0} / P_a} < 1.7 \quad (۶۱-۳)$$

آخرین ضریب محاسبه عدد $(N_1)_{60}$ مقیاس شده نسبت به ماسه تمیز است که با $(N_1)_{60-CS}$ نمایش داده میشود:

$$(N_1)_{60-CS} = \alpha + \beta (N_1)_{60} \quad (۶۲-۳)$$

α و β ضرایبی هستند که از روابط زیر تعیین می‌شوند:

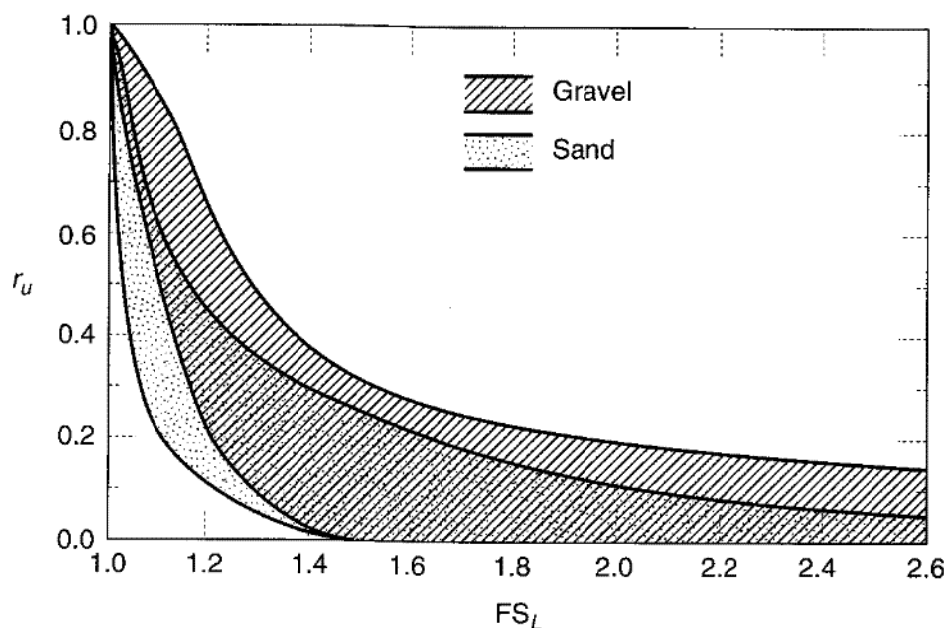
$\alpha = 0$ $\beta = 1.0$	برای $FC < 5\%$	(۳-۶۳)
$\alpha = \exp(1.76 - (190/FC^2))$ $\beta = (0.99 + FC^{1.5}/1000)$	برای $5\% < FC < 35\%$	(۳-۶۴)
$\alpha = 5$ $\beta = 1.2$	برای $FC > 35\%$	(۳-۶۵)

۳-۷-۳- تولید فشار آب حفره‌ای در حین زلزله

با توجه به آنکه در طول زلزله و بعد از آن، به دلیل افزایش فشار آب حفره‌ای مقاومت برشی توده خاک کاهش می‌یابد، لازم است مقدار این پارامتر محاسبه شده و در تحلیلهای پایداری در هنگام و یا بعد از زلزله مورد استفاده قرار گیرد.

۳-۷-۳-۱- رابطه تجربی تعیین فشار آب حفره‌ای اضافی

مبنای این روش استفاده از مقدار ضریب اطمینان مصالح در برابر روانگرایی است. در صورتیکه این ضریب اطمینان کمتر از یک باشد افزایش فشار آب حفره‌ای به اندازه تنش مؤثر قائم اولیه خواهد بود. در صورتیکه ضریب اطمینان در برابر روانگرایی بیشتر از یک باشد نیز، مقداری فشار آب حفره‌ای در محیط ایجاد می‌شود. برای آبرفتهای مسطح، در شکل (۳-۵۷) رابطه ضریب فشار آب حفره‌ای اضافی نسبت به ضریب اطمینان در برابر روانگرایی برای دو مصالح مختلف پیشنهاد شده است.



شکل ۳-۵۷- رابطه فشار آب حفره‌ای باقیمانده و ضریب اطمینان در برابر روانگرایی

۳-۷-۳-۲- تعیین فشار آب حفره‌ای اضافی با استفاده از تحلیل معادل خطی و نتایج آزمایشگاهی

در تحلیل‌های دینامیکی به روش معادل خطی، امکان محاسبه مستقیم فشار آب حفره‌ای اضافی وجود ندارد. اما با توجه به تاریخچه تنش برشی در هر المان از خاک و استفاده از منحنیهای نسبت تنش برشی به تعداد سیکل‌های مسبب روانگرایی (CSR_{NL}) و همینطور منحنی تولید فشار آب حفره‌ای با تعداد سیکل‌های بارگذاری، می‌توان به طور غیر مستقیم، مقدار آنرا برآورد نمود.

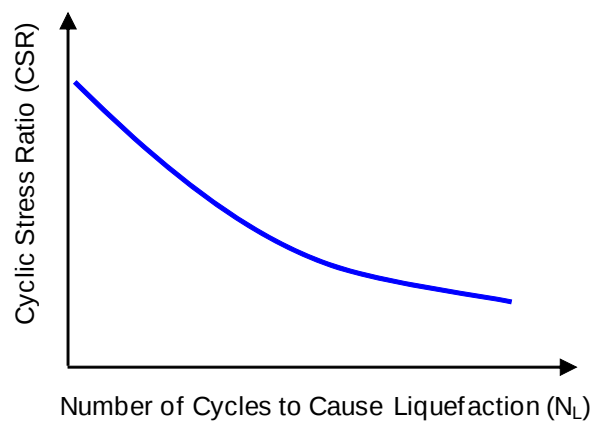
به همین منظور ابتدا لازم است با انجام آنالیز استاتیکی، مقادیر تنش مؤثر قائم σ'_y ، تنش برشی اولیه τ_{xy} ، تنش اصلی مؤثر حداقل σ'_3 و فشار آب حفره‌ای اولیه u_i در هر نقطه، به عنوان شرایط اولیه محاسبه شود. با توجه به نسبت تنش مؤثر قائم به فشار اتمسفر σ'_v / Pa در هر نقطه، مقدار ضریب تصحیح سطح تنش K_σ و با توجه به نسبت تنش برشی اولیه به تنش مؤثر قائم $\alpha = \tau_{xy} / \sigma'_v$ ، مقدار ضریب تصحیح تنش برشی اولیه K_α براساس تابع (۳-۵۲) تعیین می‌شود.

در مرحله دوم، با انجام تحلیل دینامیکی به روش معادل خطی بر روی مقطع سد و پی، تاریخچه تنش برشی در هر نقطه از نواحی محتمل روانگرایی ترسیم شده و در نهایت مقدار تنش برشی حداکثر ایجاد شده به دلیل نیروی زلزله در هر نقطه محاسبه می‌گردد. بدین ترتیب مقدار نسبت تنش برشی تناوبی CSR در هر المان خاک از رابطه زیر قابل محاسبه خواهد بود:

$$CSR_{mod} = \frac{((\tau_{xy})_{dyn} \times 0.65) / \sigma'_3}{K_\sigma \times K_\alpha} \quad (۳-۶۶)$$

مقدار ۰.۶۵، ضریب تبدیل تنش برشی ناشی از نیروی زلزله به تنشهای معادل با N تناوب بارگذاری در آزمایشگاه می‌باشد.

در مرحله سوم، لازم است منحنی نسبت تنش برشی در برابر تعداد سیکل‌های لازم برای روانگرایی (N_L) از آزمایشهای آزمایشگاهی و یا با استفاده از روابط محققین دیگر برآورد شود. تغییرات عمومی نسبت تنش برشی با ضریب N_L در شکل (۵۸-۳) ترسیم شده است. این نمودار را می‌توان از آزمایش‌های سه محوری تناوبی که به صورت کنترل تنش انجام می‌شود بدست آورد.

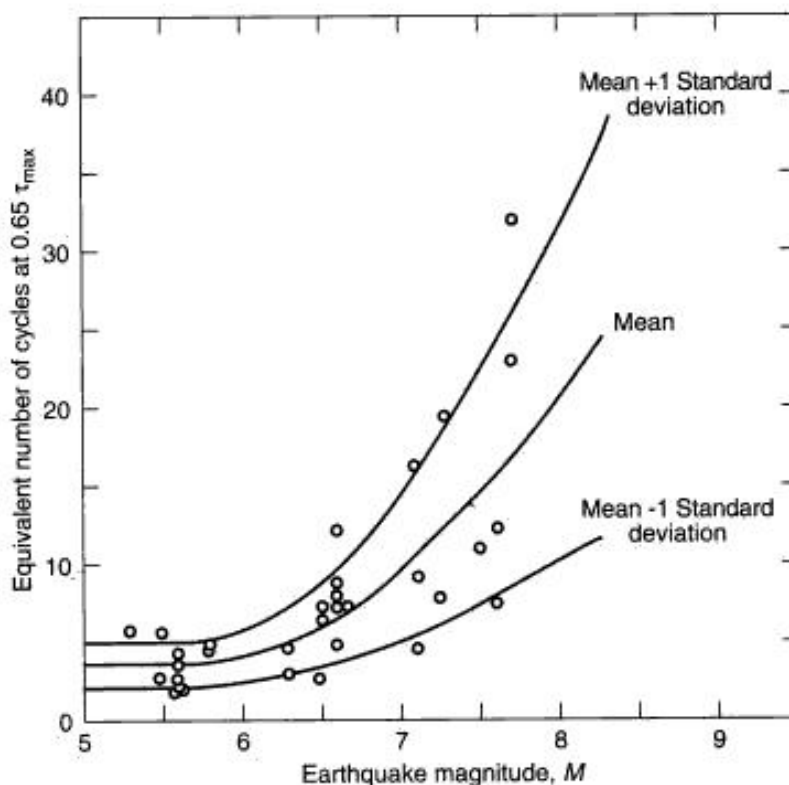


شکل ۵۸-۳ - منحنی نسبت تنش برشی در برابر تعداد سیکل‌های لازم برای روانگرایی

در صورتیکه انجام آزمایشهای آزمایشگاهی، برای بدست آوردن این منحنی، به دلایلی مقدور نباشد، می‌توان از رابطه تقریبی زیر برای تخمین مقدار این پارامتر بهره گرفت:

$$N_L = 0.013e^{(0.1625(N_L)_{60})} (CSR_{mod})^{-2.4976} \quad (۶۷-۳)$$

در مرحله چهارم، تعداد سیکل‌های معادل زلزله (N)، با توجه به بزرگای زلزله از شکل (۵۹-۳) تعیین می‌گردد.



شکل ۳-۵۹- تعداد سیکلهای معادل زلزله در آزمایشگاه برحسب بزرگی زلزله

در مرحله پنجم، تعداد سیکلهای معادل زلزله (N)، با تعداد سیکلهای لازم جهت شروع روانگرایی (N_L) در نقاط مختلف مقایسه می‌شود. در صورتیکه $N_L < N$ باشد خاک در آن نقطه روانگرا شده است. با تکرار این محاسبات برای نقاط مختلف می‌توان محدوده روانگرایی را مشخص کرد.

همانطور که بیان شد در این حالت، میزان افزایش فشار آب حفره‌ای معادل تنش مؤثر همه‌جانبه اولیه خواهد بود.

$$N_L < N \rightarrow r_u = 1 \rightarrow \Delta u = \sigma'_3 \rightarrow u = u_i + \Delta u$$

در غیر اینصورت لازم است فشار آب حفره‌ای اضافی از نسبت تعداد سیکلهای معادل زلزله به تعداد سیکلهای لازم برای وقوع روانگرایی محاسبه شود. با توجه به آزمایش‌های آزمایشگاهی که توسط محققین مختلف انجام شده، نمودارهای مختلفی برای ارتباط r_u با N / N_L ارائه شده، که یکی از متداولترین این روابط، به شکل زیر پیشنهاد شده است:

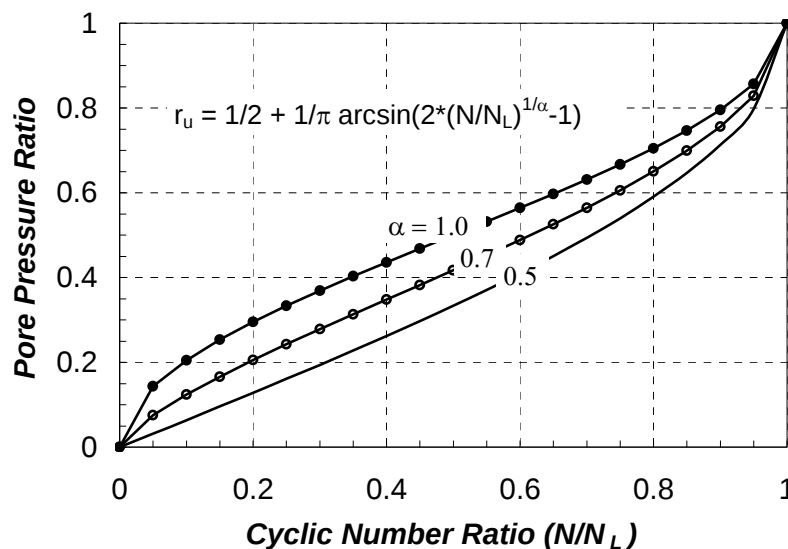
$$r_u = \frac{u}{\sigma'_{3(static)}} = \frac{1}{2} + \frac{1}{\pi} \sin^{-1} \left[2 \left(\frac{N}{N_L} \right)^{1/\alpha} - 1 \right] \quad (3-68)$$

پارامتر α در این رابطه از نتایج آزمایشهای تناوبی با کنترل تنش قابل محاسبه خواهد بود.

شکل ترسیمی این رابطه در شکل (۳-۶۰) ارائه شده است. این تابع دقیقاً مشابه رابطه‌ای است که سید در سال

۱۹۷۵ به شکل زیر بیان کرد:

$$r_u = \frac{2}{\pi} \sin^{-1} \left(\frac{N}{N_L} \right)^{1/2\alpha} \quad (۳-۶۹)$$



شکل ۳-۶۰- تغییرات نسبت فشار آب - نسبت تعداد سیکلها با ضریب α

بدین ترتیب مقدار فشار آب حفره‌ای اضافی Δu از حاصلضرب مقادیر r_u در σ'_3 اولیه بدست آمده و با فشار هیدرواستاتیک اولیه جمع می‌شود.

$$N_L > N \rightarrow r_u \neq 1 \rightarrow \Delta u = r_u \times \sigma'_3 \rightarrow u = u_i + \Delta u$$

۳-۳-۷-۳- تعیین فشار آب حفره‌ای اضافی با استفاده از تحلیل‌های غیرخطی

با استفاده از نرم افزارهای تحلیل ژئوتکنیکی، می‌توان همزمان^{۱۱۲} محاسبات جریان آب و تحلیل دینامیکی را انجام داد. در طول تحلیل دینامیکی به دلیل تغییر حجم ایجاد شده در مصالح، از یک سو فشار آب حفره‌ای اضافی در نقاط مختلف تولید و از سوی دیگر به دلیل نفوذپذیری مصالح و جریان آب، کاهش فشار آب حفره‌ای وجود خواهد داشت. افزایش فشار آب حفره‌ای به عنوان اثر ثانویه در بارگذاری دینامیکی به شمار می‌آید، این در حالی است که بسیاری آن را به عنوان پاسخ اولیه در نظر می‌گیرند. در واقع اثر اولیه عبارت از تغییر حجم پلاستیک ساختار خاک به هنگام قرار گرفتن در معرض یک کرنش تناوبی است. این در حالی است که تنش همه جانبه در خلال تحلیل تقریباً ثابت می‌ماند.

^{۱۱۲} Coupled

در صورتیکه تحلیل غیرخطی با مدل مناسب انجام شود می‌توان مقدار تغییرات فشار آب حفره‌ای اضافی و همینطور مقدار باقیمانده آن در پایان تحلیل را محاسبه نمود. از جمله مدل‌های رفتاری غیرخطی که توانایی تولید فشار آب حفره‌ای ناشی از زلزله را دارد مدل Finn است.

برای اولین بار در سال ۱۹۷۵ مارتین، فین و سید^{۱۱۳} موفق به ارائه یک رابطه نسبتاً کامل جهت در نظر گرفتن اثر فشار آب حفره‌ای و تأثیر آن در میزان تنش مؤثر شدند که بعدها به مدل فین شهرت پیدا کرد. مبنای این مدل در نظر گرفتن کرنش‌های حجمی ایجاد شده در ساختار خاک در اثر بارهای تناوبی است. ایشان رابطه کاربردی زیر را به مدل هیستریسیس پایه هاردین-درنویچ^{۱۱۴}، اضافه نمودند.

$$\Delta \varepsilon_{vd} = C_1 (\gamma - C_2 \cdot \varepsilon_{vd}) + \frac{C_3 \cdot \varepsilon_{vd}^2}{\gamma + C_4 \cdot \varepsilon_{vd}} \quad (70-3)$$

در این رابطه (ε_{vd}) کرنش حجمی تحت بارگذاری دینامیکی، (γ) دامنه کرنش برشی تناوبی، C_1 ، C_2 ، C_3 و C_4 ثابت‌های مدل هستند.

بعدها شکل‌های ساده‌تری از این رابطه به صورت زیر پیشنهاد گردید:

$$\frac{\Delta \varepsilon_{vd}}{\gamma} = C_1 \cdot \exp(-C_2 \frac{\varepsilon_{vd}}{\gamma}) \quad (71-3)$$

$$C_1 = 7600 \cdot (D_r)^{-2.5} \quad (72-3)$$

$$C_2 \approx \frac{0.4}{C_1} \quad (73-3)$$

لازم به ذکر است که تعاریف مربوط به ضرائب C_1 و C_2 در این رابطه نسبت به معادله قبل متفاوت است. مقدار دانسیته نسبی را می‌توان از رابطه (۵۷-۳) و یا شکل (۵۶-۳) محاسبه کرد.

نکته قابل توجه در مدل فین، استفاده از آن در پیش‌بینی تغییر شکل‌های حاصل از متراکم شدن مصالح سنگریز در طول زلزله است. در صورتیکه نفوذپذیری مصالح بسیار بالا باشد با تخصیص پارامترهای متناسب می‌توان این مود تغییر مکانها را نیز توسط مدل فوق محاسبه نمود.

۳-۷-۴- ارزیابی سد پس از وقوع زلزله و رخداد روانگرایی

همانطور که بیان شد، با رخداد زلزله و افزایش فشار آب حفره‌ای در لایه‌های خاکی بدنه و پی سد این احتمال وجود دارد که هریک از این لایه‌ها در صورت سست بودن و یا نقص در اجرا، دچار کاهش مقاومت و روانگرایی شوند. با وقوع روانگرایی خاک دیگر مقاومت برشی اولیه خود را نداشته و با مقاومت کمتری در مقابل نیروهای وارده مقاومت می‌نماید. این مقاومت با استمرار زهکشی و زائل شدن فشار آب حفره‌ای به تدریج افزایش می‌یابد.

¹¹³ Martin et al., 1975

¹¹⁴ Hardin & Drnevich, 1972

برای ارزیابی پایداری سد و برآورد تغییر مکان‌های آن بر اثر افزایش فشار آب حفره‌ای و وقوع روانگرایی، در ابتدا لازم است تخمین مناسبی از میزان این مقاومت که از آن به «مقاومت پسماند» یا باقیمانده یاد می‌شود در دست باشد.

۳-۷-۴-۱- مقاومت برشی حداکثر^{۱۱۵} و پسماند^{۱۱۶}

اصولاً پارامترهای مقاومت‌های برشی حداکثر و مقاومت برشی پسماند دو پارامتر اساسی در ارزیابی رفتار لرزه‌ای مصالح ژئوتکنیکی به شمار می‌آید.

منظور از «مقاومت برشی حداکثر» بیشترین مقاومت برشی است که المان خاک می‌تواند در حین و پس از بارگذاری تناوبی تحمل کند. مقاومت برشی حداکثر را می‌توان برای محاسبه شتاب تسلیم خاک (شتاب افقی که در شتابهای بالاتر از آن تغییر شکل‌های ماندگار لرزه‌ای شروع می‌شود) مورد استفاده قرار داد.

مقاومت برشی حداکثر را می‌توان با استفاده از آزمایشهای آزمایشگاهی و صحرایی و یا با استفاده از روابط تجربی وابسته به شاخصهای خصوصیات خاک، تعیین کرد. اگر خاک خشک باشد می‌توان از مقاومت زهکشی شده استفاده کرد. اما در صورتی که خاک اشباع باشد، اگر نرخ بارگذاری بیش از نرخ زهکشی باشد، از مقاومت برشی زهکشی نشده و در غیر این صورت از مقاومت برشی زهکشی شده استفاده می‌شود.

مقاومت برشی دینامیکی زهکشی نشده خاک ممکن است تحت تأثیر مقدار تنش تفاضلی تناوبی، تعداد سیکل‌های بارگذاری و شاخص پلاستیک خاک باشد. برای خاکهای غیر چسبنده اشباع، حتی تنشهای برشی تناوبی نسبتاً کم نیز می‌تواند به افزایش فشار آب حفره‌ای و افت قابل ملاحظه مقاومت زهکشی نشده منجر شود. در حالی که در خاکهای رسی، به علت بارگذاری دینامیکی با دامنه‌هایی نزدیک به حد تسلیم خاک، ممکن است کرنشهای بسیار بزرگی رخ دهد.

مقاومت برشی حداکثر خاکی که در معرض بارگذاری تناوبی قرار دارد معمولاً مساوی یا کمتر از مقاومت حداکثر استاتیکی فرض می‌شود. بررسی‌ها نشان داده وقتی دامنه بارگذاری تا ۸۰ درصد مقاومت برشی زهکشی نشده خاک رسی است، حتی برای تعداد زیاد سیکل‌های بارگذاری (بزرگتر از ۱۰۰) رفتار الاستیک در مصالح مشاهده می‌شود. این میزان مقاومت به عنوان «مقاومت تسلیم دینامیکی» برای خاکهایی که در حین بارگذاری تناوبی افزایش کمی در فشار آب حفره‌ای نشان می‌دهند (نظیر مصالح رسی و خاکهای غیرچسبنده نیمه اشباع) پیشنهاد شده است.

«مقاومت برشی پسماند»، به مقاومت برشی خاک پس از وقوع مقدار قابل توجهی کرنش برش استاتیکی یا دینامیکی اطلاق می‌گردد. این پارامتر معمولاً برای ارزیابی پایداری و تخمین میزان تغییر شکل‌های لرزه‌ای ماندگار سد، به ویژه پس از وقوع روانگرایی استفاده می‌شود.

خاکهای دانه‌ای سست اشباع که روانگرا می‌شوند، حتی در شرایط روانگرایی مقداری مقاومت برشی پسماند دارند. در خاکهایی که در ابتدا سست هستند این مقاومت پسماند ممکن است بسیار کوچک بوده و منجر به تغییر شکل‌های زیادی شود. از اینرو در صورتی که طرح سد خاکی به گونه‌ای باشد که امکان تجاوز از مقاومت حداکثر را تا میزان معینی از

¹¹⁵ Peak shear strength

¹¹⁶ Residual resistance

تغییر شکل‌های ماندگار بدهد، لازم است تا به منظور برآورد پایداری و میزان این تغییر مکانها از مقاومت برشی پسماند استفاده شود.

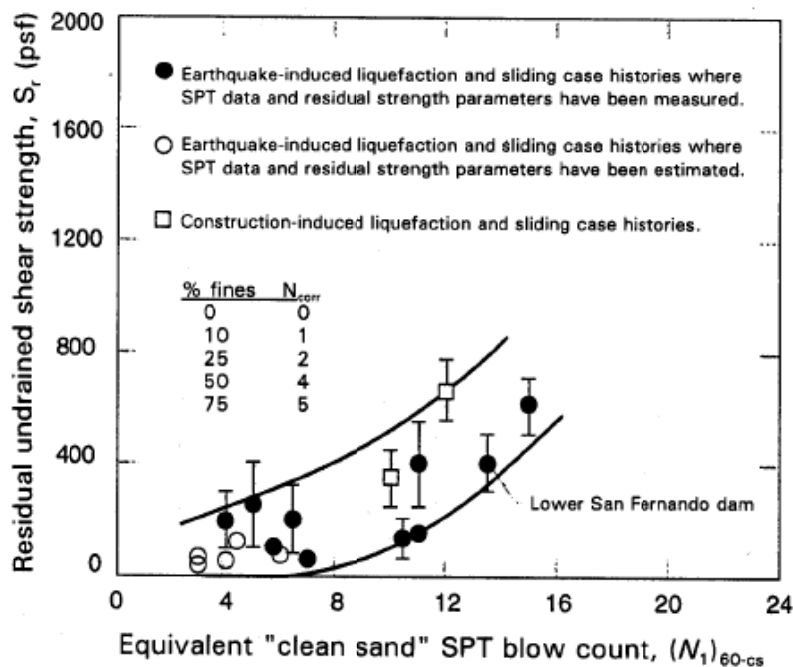
ارزیابی پتانسیل کاهش مقاومت برشی در خاکهای غیرچسبنده اشباع و تقریباً اشباع (سیلت با پلاستیسیته کم، ماسه و یا شن)، که در معرض بارگذاری دینامیکی هستند، به آزمایشهای آزمایشگاهی پیچیده تناوبی نیاز دارد. آزمایشهای آزمایشگاهی، برای ارزیابی مقاومت برشی پسماند مصالح بدنه سدهای در دست مطالعه قابل استفاده می‌باشد. ولی برای ارزیابی مقاومت برشی پسماند در پی و همچنین بدنه سدهای خاکی موجود (به علت مشکلات مربوط به آزمایش) کمتر استفاده می‌شود. از اینرو استفاده از مقاومت‌های پسماند حاصل از آزمایشهای صحرایی نسبت به آزمایشهای آزمایشگاهی در اینگونه موارد کاربرد بیشتری یافته است.

در غیاب آزمایشهای آزمایشگاهی و صحرایی می‌توان از روابط و منحنی‌های تجربی ارائه شده در این ارتباط بهره گرفت. شکل (۳-۶۴) رابطه مقاومت برشی پسماند (S_r) را نسبت به ضریب $(N_1)_{60-cs}$ نشان می‌دهد. در نتیجه پراکندگی، عدم قطعیت و محدودیت تعداد مطالعات موردی در تحلیل برگشتی، پیشنهاد می‌شود حد پایین منحنی با میانگین $(N_1)_{60-cs}$ در کل گمانه‌ها برای محاسبه S_r استفاده شود. اگر حد پایین مقادیر $(N_1)_{60-cs}$ به جای میانگین آنها استفاده شود، S_r بر اساس میانگین حد بالا و پایین منحنیهای شکل (۳-۶۱) قابل محاسبه خواهد بود.

در این شکل $(N_1)_{60-cs}$ ، تعداد ضربات اصلاح شده SPT نسبت به درصد ریزدانه است که عدد ضربه معادل برای «ماسه تمیز» نامیده شده و از رابطه زیر بدست می‌آید:

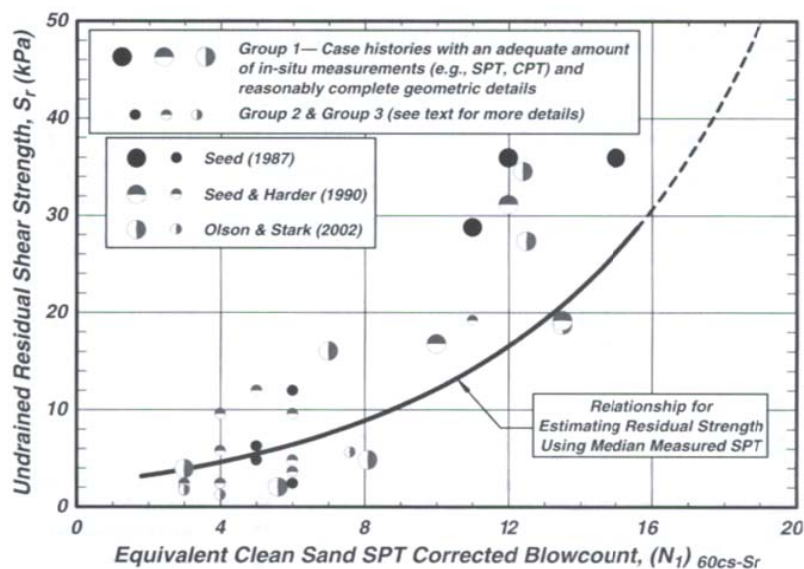
$$(N_1)_{60-cs} = (N_1)_{60} + N_{corr} \quad (۳-۷۴)$$

N_{corr} تابعی از درصد ریزدانه بوده و از جدول ارائه شده در همین شکل تعیین می‌گردد. لازم به ذکر است که اصلاح ریزدانه در اینجا با آنچه که در تحلیلهای روانگرایی مورد استفاده قرار می‌گیرد متفاوت است.



شکل ۳-۶۱- ارتباط بین ضربات اصلاح شده $(N_1)_{60-cs}$ و مقاومت زهکشی نشده پسماند (S_r)

منحنی (۳-۶۱) دارای عدم قطعیت زیادی است، از اینرو اغلب منحنی شکل (۳-۶۲) برای ارزیابی میزان مقاومت پسماند مورد استفاده قرار می‌گیرد. مقدار عدد SPT مورد استفاده در این منحنی باید میانگین ضربات نفوذ استاندارد در آبرفت مورد نظر باشد.



شکل ۳-۶۲- رابطه مقاومت برشی باقیمانده S_r با عدد SPT اصلاح شده برای ماسه معادل

۳-۷-۴-۲- بررسی پایداری بدنه سد در صورت افزایش فشار آب حفره‌ای

پس از ارزیابی وقوع روانگرایی در پی و بدنه سد خاکی، لازم است لایه‌های از خاک با پتانسیل روانگرایی مشخص شده و ضریب اطمینان آنها در برابر روانگرایی تعیین شود. نواحی که بدین ترتیب احتمال روانگرایی در آنها وجود دارد،

در صورت روانگرایی دارای حداقل مقاومت برشی هستند که مقدار آن به صورت زهکشی نشده از بخش ۳-۷-۴-۱ بدست می‌آید. با کاهش مقدار مقاومت برشی در لایه‌های روانگرا شده این امکان وجود دارد که سد در این حالت دارای ضریب اطمینان کافی نبوده و ناپایدار گردد. از اینرو بررسی پایداری سد پس از وقوع زلزله ضروری به نظر می‌رسد. بررسی پایداری شیروانیهای بالادست و پایین‌دست سد خاکی به روش تعادل حدی انجام می‌گیرد. با توجه به آنکه این تحلیلها در شرایط بعد از زلزله انجام می‌شوند به اعمال ضریب زلزله شبه استاتیکی در این شرایط دیگر نیازی نخواهد بود. در انجام تحلیل‌های پایداری پارامترهای مقاومت برشی مصالح مطابق با جدول زیر پیشنهاد می‌گردد:

جدول ۳-۶- پارامترهای مورد استفاده در تحلیل‌های پایداری پس از زلزله

نوع مصالح	پارامترهای مقاومت برشی مورد استفاده
مصالح ریزدانه که روانگرا نشده‌اند.	مقاومت برشی زهکشی نشده در شرایط آزمایش CU با اعمال ضریب کاهش حدود ۰/۸۰
مصالح درشت‌دانه با نفوذپذیری بالا (مانند مصالح سنگریز)	پارامترهای مقاومت برشی در شرایط زهکشی شده
مصالح ماسه‌ای یا شنی که ضریب اطمینان آنها در برابر روانگرایی بالاتر از یک است.	پارامترهای مقاومت برشی در شرایط زهکشی شده به همراه ضریب فشار آب حفره‌ای (۳-۷-۳)
مصالح ماسه‌ای یا شنی که ضریب اطمینان آنها در برابر روانگرایی، کمتر یا مساوی یک است.	مقاومت برشی زهکشی نشده پسماند (۳-۷-۴-۱)

در صورتیکه ضریب اطمینان پایداری شیروانی بیش از یک (۱) شود، شیب مورد نظر پس از زلزله پایدار خواهد بود. در غیر اینصورت لازم است تمهیدات لازم جهت پایدار سازی و افزایش ضریب اطمینان (از قبیل جمع‌آوری لایه‌های روانگرا شونده در پی یا اصلاح مشخصات فنی اجرا، استفاده از برم، افزایش شیبهای سد و...) انجام شود. در مورد سدهای در حال بهره‌برداری و یا در حال ساخت، لازم است پس از برآورد میزان تغییرشکلهای پس از زلزله تصمیمات لازم اتخاذ گردد. با این حال به دلیل عدم قطعیت‌های موجود در تحلیل و تخمین پارامترهای مصالح توصیه می‌شود حداقل ضریب اطمینان پایداری سد پس از روانگرایی ۱/۲ تا ۱/۳ در نظر گرفته شود.

۳-۴-۷-۳- بررسی تغییر شکلهای سد در اثر روانگرایی

در صورتیکه افزایش قابل توجه فشار آب حفره‌ای در طول زلزله، در لایه‌های مختلف سد و بدنه پی یک سدهای خاکی محتمل باشد و یا آنکه روانگرایی در این لایه‌ها رخ دهد، امکان بروز تغییر شکلهای بیش از حد مجاز وجود خواهد داشت. برای تعیین میزان تغییر شکلهای ماندگار در این شرایط، باید از تحلیل‌های دینامیکی به روش غیرخطی از قبیل مدلهای

پلاستیک با سطح حدی و یا مدل رفتاری با سخت شوندگی سینماتیکی که در آن فشار آب حفره‌ای به نحو مناسبی شبیه‌سازی می‌گردد، استفاده شود.

تحلیل دینامیکی در این حالت به صورت حل توأم^{۱۱۷} خواهد بود که در آنها معادله تعادل و معادله تراوش به طور همزمان حل خواهند شد. در این شرایط پارامترهای مقاومت برشی به صورت زهکشی شده استفاده خواهد شد چراکه تولید فشار آب حفره‌ای در طول بارگذاری لرزه‌ای خود منجر به کاهش مقاومت برشی می‌گردد.

با توجه به پیچیده بودن مدل‌های رفتاری فوق لازم است کالیبراسیون مدل رفتاری براساس نتایج آزمایشهای آزمایشگاهی و یا آزمایشهای برجا مانند آزمایش SPT انجام شود تا از صحت عملکرد مدل اطمینان حاصل شود. در صورت استفاده از این مدلها، در طول بارگذاری لرزه‌ای فشار آب حفره‌ای افزایش پیدا کرده و کاهش فشار آب حفره‌ای وجود خواهد داشت؛ بنابراین تغییر مکانها در سد با استفاده از اینگونه مدلها، حتی پس از زلزله ادامه یافته و در انتها ممکن است به ناپایداری سد بیانجامد.

¹¹⁷ Coupled

فصل ۴

معیارهای تشخیص عملکرد و

توصیه‌هایی برای طراحی لرزه‌ای

۴-۱- مقدمه

انجام تحلیل‌های شبه استاتیکی و دینامیکی در واقع مبنا و مقدمه‌ای برای طراحی لرزه‌ای سدهای خاکی و سنگریز به شمار می‌آیند. هرچند با انجام این تحلیل‌ها نیز به طور قطع و یقین، نمی‌توان یک سد را در مقابل رخداد زمین‌لرزه احتمالی، کاملاً ایمن دانست. چراکه از یک سو عدم قطعیت در تخمین کلیه پارامترهای طراحی وجود داشته و از سوی دیگر علی‌رغم پیشرفتهای گسترده حاصل شده در امر مدلسازی عددی، کماکان برخی از انواع ناپایداری و گسیختگی‌ها عملاً توسط این تحلیل‌ها مدلسازی نمی‌گردد.

بنابراین ضروری است که یک مهندس طراح پیش از اقدام به تحلیل و طراحی، با این عدم قطعیت‌ها در پارامترهای طراحی و همچنین با انواع گسیختگی‌ها و ملاحظات طراحی آنها آشنایی کافی داشته باشد. همچنین باید بداند که اولاً محاسبات انجام شده تا چه حد درست بوده‌اند و از چه درجه قطعیتی برخوردار هستند و ثانیاً آنکه مقادیر بدست آمده از تحلیل‌ها با چه مقادیری باید مقایسه شوند و در واقع مقادیر مجاز آنها چه مقدار می‌باشند.

مهمترین عدم قطعیت‌های موجود در طرح لرزه‌ای یک سد خاکی را می‌توان شامل موارد زیر دانست:

- عدم قطعیت در روش تحلیل (خطی، معادل خطی یا غیر خطی)
- عدم قطعیت در مدل رفتاری
- عدم قطعیت در تخمین مقادیر پارامترهای مدل رفتاری و خصوصیات مصالح
- عدم قطعیت در مدلسازی واقعی هندسه سد (دو بعدی و سه بعدی، شرایط مرزی)
- عدم قطعیت در انتخاب زلزله ورودی

این عدم قطعیت‌ها، که در کلیه مراحل انجام یک تحلیل لرزه‌ای وجود دارد، در نتایج تحلیل که مبنای کنترل عملکرد لرزه‌ای سد و طراحی آن در برابر زلزله می‌باشد منعکس می‌گردد. در نتیجه یک تحلیل دینامیکی مطلوب باید دارای کمترین عدم قطعیت ممکن در مراحل و نتایج تحلیل باشد. همچنین ضروری است تا تفسیر نتایج تحلیل لرزه‌ای، کنترل عملکرد و طراحی‌ها نیز با در نظر گرفتن همین عدم قطعیت‌ها صورت پذیرد.

به منظور بررسی و کنترل عملکرد لرزه‌ای یک سد خاکی، پیش از هرچیز، لازم است اثراتی که یک زلزله ممکن است بر روی آن ایجاد کند مورد شناخت و ارزیابی قرار گیرد. مهمترین این اثرات به اختصار عبارتند از:

- ناپایداری در شیروانی‌های بالادست و پایین‌دست سد
- کاهش ارتفاع آزاد و روگذری آب از روی بدنه سد^{۱۱۸}

¹¹⁸ Overtopping

- وقوع نشست نامتقارن بین بدنه و تکیه‌گاهها و یا بدنه و سازه‌های جانبی (سرریز، کالورت و ...)، که ممکن است باعث بروز ترک در بدنه شود (در صورتیکه این ترکها عرضی بوده و به بخش نفوذناپذیر بدنه سد راه یابند، می‌توانند منجر به افزایش احتمال وقوع نشست متمرکز و یا رگاب^{۱۱۹} در هسته سد شوند).
 - حرکت نامتقارن گسلهایی که بدنه سد را قطع کرده‌اند
 - روگذری آب از روی بدنه سد، در اثر وقوع حرکات بزرگ تکتونیکی در کف مخزن و به وجود آمدن امواج در مخزن سد
 - روگذری آب از روی بدنه سد، در اثر لغزشهای بزرگ به وجود آمده در اثر زلزله، در تکیه‌گاههای مخزن سد^{۱۲۰}
 - خرابی تأسیسات هیدرولیکی تعبیه شده در داخل یا زیر بدنه سد (مانند کالورت و ...) که باعث نشست متمرکز و فرسایش داخلی خواهد شد.
 - بروز آسیب در تأسیسات هیدرولیکی سد (سرریز، تونل‌های انحراف و آب بر و ...)
- با وجود تمامی این مخاطرات که به نوعی ایمنی و بهره‌برداری از سد را تحت تأثیر خود قرار می‌دهند، در صورتیکه همه شرایط زیر در یک سد وجود داشته باشد نیازی به بررسی لرزه‌ای آن نمی‌باشد:
- ۱- سد و پی آن شامل مصالح با پتانسیل روانگرایی و یا مصالح ضعیف و رس حساس نباشد.
 - ۲- سد به نحو مطلوب ساخته شده باشد به طوریکه درصد تراکم مصالح آن بالای ۹۵ درصد و یا دانسیته نسبی مصالح بالای ۸۰ درصد باشد.
 - ۳- شیبهای بالادست و پایین‌دست، ۱ قائم به ۳ افقی و یا ملایم‌تر از این باشد و خط آب در پایین‌دست به اندازه کافی از سطح شیب شیروانی پایین‌تر باشد.
 - ۴- شتاب زلزله ورودی از $0.2g$ کمتر باشد.
 - ۵- ضریب اطمینان پایداری سد در شرایط استاتیکی در تمام حالات بیشتر از $1/5$ باشد.
 - ۶- ارتفاع آزاد سد قبل از وقوع زلزله، حداقل ۳ تا ۵ درصد ارتفاع آن بوده و از 0.9 متر کمتر نباشد.
 - ۷- احتمال وقوع ترک و فرسایش داخلی به دلیل تغییر مکان زلزله وجود نداشته باشد.
- در صورت عدم مطابقت شرایط یک سد با هریک از این موارد، ضروری است تا مطالعات دقیق‌تری از جمله تحلیل پایداری سد در طول زلزله و پس از آن، بررسی عملکرد سد در حین و پس از زلزله، بر آورد تغییرمکانهای ماندگار، ارزیابی روانگرایی و بررسی پایداری اجزای با صلبیت بیشتر مانند هسته بتن آسفالتی و یا رویه بتنی صورت گیرد.

¹¹⁹ Piping¹²⁰ Earthquake induced landslides

۲-۴- معیارهای تشخیص عملکرد

به منظور ارزیابی عملکرد سد در حین زلزله و پس از آن، لازم است تا پس از انجام تحلیل‌های دینامیکی، موارد زیر به دقت مورد توجه و بررسی قرار گیرند:

- ۱- تغییر مکانهای ماندگار در طول زلزله و پس از آن
 - ۲- پایداری شیروانی‌ها در طول زلزله و پس از آن
 - ۳- افزایش فشار آب حفره‌ای در پوسته و پی سد
 - ۴- آسیبهای وارده به فیلتر، نواحی انتقالی و زهکش‌ها (و بررسی اینکه آیا بعد از زلزله هم قادرند تا عملکرد خود را حفظ نمایند؟)
 - ۵- آسیبهای وارده به اجزای آب‌بندی مانند هسته سد، رویه بتنی یا هسته آسفالتی، ژئوممبرانها، پرده تزریق و دیوار آب‌بند
 - ۶- کنترل ارتفاع آزاد سد پس از وقوع زلزله و نشست سد
- جمع‌بندی موارد فوق نشان دهنده آن است که، معیار تغییرمکان می‌تواند به عنوان یک معیار مناسب در اغلب ارزیابی‌ها مورد استفاده قرار گیرد.

۴-۲-۱- تغییر مکانهای ماندگار

قابلیت بهره‌برداری از یک سد پس از وقوع زلزله، تابع میزان آسیب‌هایی است که در حین زلزله به آن وارد می‌شود. میزان آسیب وارده نیز، خود به نوعی حاصل تغییرمکانهای ناشی از زلزله می‌باشد. بنابراین حداکثر تغییر مکان مجاز حاصل از زلزله در سدها، به سطح خطر لرزه‌ای (MDE، DBE و یا MCE) و میزان آسیب‌پذیری سد در یک تغییرمکان مشخص بستگی خواهد داشت. از اینرو برخی از مراجع (مانند ICOLD72) برای سطوح مختلف لرزه‌ای، تنها به بیان معیارهایی به صورت کیفی بسنده نموده و مقادیر مشخصی را به صورت کمی جهت کنترل عملکرد و تعیین حداکثر تغییر مکان مجاز سد در هر سطح بارگذاری ارائه نکرده‌اند (در بخش ۳-۲-۵ این معیارهای کیفی ارائه شده است). در سایر مراجعی نیز که به طور کمی به این موضوع پرداخته‌اند، تغییر مکانهای مجاز متفاوتی ارائه شده، که معمولاً در آنها سطح خطر لرزه‌ای، ارتفاع، ابعاد و درجه اهمیت سد منظور نشده است. نظر برخی از این مراجع در خصوص معیارهای کیفی و کمی تغییر مکان ماندگار بدنه سد به این شرح می‌باشد:

بر اساس توصیه‌های ارائه شده، در یک سد خاکی که در بدنه یا پی آن روانگرایی رخ نمی‌دهد، رخداد تغییر مکانها تا زمانی مجاز است که منجر به گسیختگی نشود. این میزان تغییرمکان مجاز برابر با ۶۰ سانتیمتر پیشنهاد شده است. همچنین بیان شده در صورتیکه ضریب اطمینان پایداری پس از زلزله با استفاده از پارامترهای مقاومتی مصالح پس از زلزله، به اندازه کافی بیشتر از یک باشد (بیشتر از ۱/۲۵)، تجربه نشان داده است که تغییر مکانهای ناشی از زلزله کم

بوده و سد عملکرد مطلوبی خواهد داشت. در حالیکه اگر ضریب اطمینان پایداری بعد از زلزله کمتر یا نزدیک یک باشد وقوع تغییر مکانهای بزرگ محتمل بوده و احتمال گسیختگی در کل سد به دلایل مختلفی نظیر کاهش ارتفاع آزاد و روگذری آب و یا ایجاد ترک و توسعه فرسایش داخلی بیشتر می‌شود.

بخش ایمنی سدها در دپارتمان منابع آب کالیفرنیا (DSOD)¹²¹، سدهایی را که در آنها تغییر مکانهای تا ۱/۵ متر اتفاق افتاده و کاهش زیادی در ارتفاع آزاد سد مشاهده نمی‌شود، پایدار معرفی کرده است. در همین راستا تغییر مکان ۱/۵ تا ۳ متر در سدها خطرناک اعلام شده است.

FERC¹²² و همچنین استاندارد هند در ارتباط با معیارهای طراحی مقاوم سازه در برابر زلزله، تغییر مکان مجاز براساس روش نیومارک را ۶۰ سانتیمتر پیشنهاد می‌کنند. البته تغییر مکانهای بیشتر نیز ممکن است بسته به ارتفاع آزاد باقیمانده و یا امکان ترمیم قابل قبول باشد.

تحلیل‌های دینامیکی انجام شده بر روی سد San Pablo که در فاصله ۳ کیلومتری از گسل و تحت زلزله‌ای به بزرگای حداکثر ۷/۲۵ قرار گرفته است نشان داده که مقدار تغییر مکان یا نشست مجاز سد حتی می‌تواند تا حدود ۱ تا ۱/۵ متر در نظر گرفته شود.

بر این اساس، تغییر مکانهای ماندگار مجاز در سطوح مختلف لرزه‌ای را به طور کلی می‌توان به شرح زیر توصیه نمود: در زلزله‌های در سطح مبنای طراحی (DBL)، تغییر مکانها، تا وقتی می‌توانند قابل پذیرش باشند که منجر به ترک طولی، عرضی و یا گسیختگی در هسته سد یا سیستمهای کنترل تراوش و همچنین کاهش چشمگیر در ارتفاع آزاد، نشوند. پیشنهاد می‌شود که حداکثر تغییر مکان مجاز، در حدود ۳۰ سانتیمتر در نظر گرفته شود.

در سطوح لرزه‌ای بالاتر، امکان افزایش مقادیر مجاز تغییر شکلها وجود خواهد داشت. براین مبنا در سطح لرزه‌ای حداکثر طراحی (MDL) تغییر مکان مجاز تا ۶۰ سانتیمتر مناسب به نظر می‌رسد. در سطح زلزله حداکثر قابل تصور (MCE) نیز با توجه به ابعاد و اهمیت سد و با لحاظ نمودن اثر تغییر مکان ماندگار در کاهش ارتفاع آزاد سد، امکان افزایش این میزان بین ۱۲۰ تا ۱۵۰ سانتیمتر، وجود خواهد داشت.

توجه به این نکته ضروری است که مقادیر توصیه شده فوق صرفاً جنبه راهنمایی داشته و این مقادیر بسته به مشخصات هر سد و میزان آسیب‌پذیری آن در اثر تغییر شکل‌های ناشی از زلزله می‌تواند تغییر نماید.

۴-۲-۲- تغییرات فشار آب حفره‌ای در بدنه و پی

افزایش فشار آب حفره‌ای در بدنه یا پی سدهای خاکی منجر به کاهش مقاومت و سختی مصالح می‌گردد. این کاهش سختی سبب افت ضریب اطمینان و بروز تغییر شکل‌های ماندگار می‌شود. بنابراین افزایش فشار آب حفره‌ای به تنهایی

¹²¹ The California Department of Water Resources, Division of Safety of Dams

¹²² Federal Energy Regulatory Commission

یک عامل کنترل کننده برای عملکرد سد نبوده و تا هنگامیکه ضریب اطمینان پایداری و تغییر شکلها در حد مجاز باشند، عملکرد سد قابل قبول تلقی می‌شود.

۴-۲-۳- یکپارچگی نواحی فیلتر و زهکش

پس از انجام تحلیل‌های دینامیکی و محاسبه تغییر مکان‌های ماندگار، عرض باقی‌مانده نواحی فیلتر و زهکش باید به اندازه‌ای باشند که در صورت وقوع ترک در هسته قادر باشد جلوی فرسایش مصالح هسته را گرفته و ظرفیت کافی را برای زهکشی آب جریان یافته داشته باشند. یکپارچگی و یا گسستگی این نواحی پس از زلزله بر اساس تغییر مکانهای محاسبه شده به روش بلوک لغزشی نیومارک و یا تحلیل‌های غیرخطی تعیین می‌شود.

۴-۲-۴- یکپارچگی اجزای آب‌بند

در ارزیابی یکپارچگی اجزای آب‌بند یک سد مانند هسته رسی، رویه بتنی، هسته بتن آسفالتی و یا دیوارهای آب‌بند بتن پلاستیک در طول زلزله لازم است معیارهای وقوع ترک در آنها بررسی شود. یکپارچگی این اجزای آب‌بند را نیز می‌توان با استفاده از تحلیل‌های دینامیکی کنترل نمود. در صورتی که تحلیل‌های معادل خطی، توأم با بلوک لغزشی نیومارک انجام شود و بلوک مورد نظر هریک از این اجزای آب‌بندی را قطع نموده باشد، تغییر مکان بلوک لغزشی می‌تواند نمایانگر جابه‌جایی عرضی اجزای آب‌بند سد نیز باشد.

همچنین در صورتیکه اجزای آب‌بند یک سد خاکی نازک باشد (مانند سدهای خاکی با هسته قیری و یا رویه بتنی)، انجام تحلیل دینامیکی معادل خطی در زلزله‌های متوسط و بالا توصیه نمی‌شود. در اینگونه سدها استفاده از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی پاسخ‌های مناسب‌تر و دقیق‌تری را بدست می‌دهد. در این شرایط لازم است کنترل‌های ویژه‌ای انجام گیرد.

به عنوان مثال در سدهای سنگریزه‌ای با رویه بتنی (CFRD) لازم است مقدار تنش کششی حاصل از زلزله در رویه بتنی، با میزان مقاومت کششی مجاز دینامیکی دال بتنی مقایسه شود. در تحلیل دینامیکی سدهای سنگریزه با رویه بتنی توصیه می‌شود توزیع مکانی ورودی زلزله^{۱۲۳} به خصوص در دره‌های تنگ در نظر گرفته شود.

همچنین در هسته بتن آسفالتی، علاوه بر کنترل ترک کششی، به منظور کنترل تغییرات احتمالی نفوذپذیری هسته سد، لازم است کرنش‌های برشی و کرنش‌های حجمی حداکثر، محاسبه شود (روند تغییرات نفوذپذیری بر حسب میزان کرنش‌های وارده، از آزمایشهای آزمایشگاهی بدست می‌آید).

¹²³ Spatial Variation

۴-۲-۵- کنترل ارتفاع آزاد سد پس از زلزله

با محاسبه تغییر مکان‌های ماندگار سد بر اثر زلزله می‌توان نشست تاج سد را نیز محاسبه نمود. در تحلیل‌های غیر خطی، نشست تاج سد به طور مستقیم در طول تحلیل محاسبه می‌شود. در حالی که در تحلیل‌های دینامیکی با استفاده از روش بلوک لغزشی نیومارک، نشست تاج، ضریبی از تغییر مکان افقی محاسبه شده خواهد بود. این ضریب به نوعی از شیب شیروانی و همچنین امتداد بلوک لغزشی می‌تواند حاصل شود.

میزان نشست تاج سد در تعیین مقدار ارتفاع آزاد سد لحاظ می‌گردد. ارتفاع آزاد تعیین شده برای یک سد خاکی باید به گونه‌ای باشد که معیارهای بخش ۴-۳-۱ در آن رعایت شود.

۴-۳- توصیه‌های طراحی

در این بخش توصیه‌هایی برای طراحی سد در برابر زلزله ارائه شده که در طراحی و مقاوم سازی سدهای خاکی در برابر زلزله ممکن است بسته به نظر طراح برخی از این گزینه‌ها مورد استفاده قرار گیرد.

اغلب پیشنهادها و توصیه‌های ارائه شده جنبه عمومی و کلی داشته که با رعایت آنها عملکرد لرزه‌ای سد بهبود می‌یابد. رعایت برخی از آنها نظیر بند ۴-۳-۱ (ارتفاع آزاد) اجتناب ناپذیر است و در برخی موارد نیز پیشنهادهای ارائه شده (مانند توصیه‌های بخش روانگرایی) برای شرایطی است که عملکرد سد در تحلیل دینامیکی انجام شده، نامناسب بوده و لازم است تا با اعمال تغییراتی در طرح، عملکرد سد اصلاح گردد.

۴-۳-۱- ارتفاع آزاد^{۱۲۴}

ارتفاع آزاد سد باید به گونه‌ای در نظر گرفته شود که:

- پس از پایان زلزله و وقوع تغییر شکلهای ماندگار در بدنه سد، ارتفاع آزاد باقیمانده به اندازه‌ای باشد که در اثر وزش باد حداکثر طراحی و یا وقوع سیلاب حداکثر طراحی، در دوران بهره‌برداری سد پس از وقوع زلزله، سد دچار روگذری آب از روی بدنه نشود.
- در اثر وقوع حرکات بزرگ تکتونیک در کف مخزن و به وجود آمدن امواج در مخزن سد در حین زلزله، روگذری آب از روی بدنه سد اتفاق نیفتد.
- در اثر وقوع زمین‌لغزش در تکیه‌گاههای مخزن در حین زلزله^{۱۲۵} و در نتیجه بالا آمدن سطح آب مخزن یا به وجود آمدن امواج در مخزن سد، روگذری آب از روی بدنه سد رخ ندهد.

¹²⁴ Free board

¹²⁵ Earthquake induced land slides

در صورتیکه موارد فوق در ارتفاع آزاد به صورت کامل لحاظ نشود و احتمال روگذری آب از تاج سد وجود داشته باشد، تاج سد و رویه پایین دست باید به نحوی طراحی شوند که از فرسایش تاج و شیب پایین دست بدنه سد در اثر روگذری آب جلوگیری شود.

۴-۳-۲- بدنه سد

- برای بهبود شرایط بدنه سد تحت بارگذاری ناشی از زلزله رعایت این موارد می‌تواند مورد توجه قرار گیرد:
- مصالحی که در هنگام زلزله در آنها فشار آب حفره‌ای اضافی قابل ملاحظه‌ای به وجود می‌آید، در بدنه سد استفاده نشوند.
- تمامی نواحی بدنه سد به نحو مطلوبی متراکم شود تا از بروز نشست‌های زیاد هنگام زلزله جلوگیری به عمل آید.
- مصالح ماسه‌ای یکنواخت، در مناطقی از بدنه سد که احتمال اشباع شدن آنها در طول عمر سد زیاد است، به کار برده نشوند.
- مصالح ماسه‌ای و سیلتی، در پوسته بالادست، نفوذپذیری را کاهش داده و منجر به افزایش فشار آب حفره‌ای در طول زلزله می‌گردد. لذا به کارگیری این مصالح در این قسمت از سد مناسب نیست.
- توجه ویژه به میزان تراکم قسمت‌های مختلف بدنه سد برای اطمینان از مقاومت و مدول الاستیسیته لازم به منظور جلوگیری از نشست و ایجاد فشار آب حفره‌ای اضافی در بدنه سد در مناطق با لرزه‌خیزی بالا ضروری است.
- در سدهای سنگریز، استفاده از مصالح سنگریز با کیفیت بالا و خواص زهکشی آزاد می‌تواند منجر به بهبود عملکرد لرزه‌ای سد شود.

۴-۳-۳- هسته سد

در صورتیکه قرضه‌های مختلفی برای هسته سد خاکی وجود داشته باشد مهمترین عامل در انتخاب مصالح برای هسته سد برای تامین ایمنی در برابر زلزله، مقاومت در برابر ترک خوردگی و در نتیجه نشست متمرکز است. در واقع سایر ویژگیهای مصالح هسته سد (مقاومت برشی، تراکم‌پذیری و مشکلات اجرایی محتمل) به طور عمومی در محدوده کوچکی تغییر می‌کنند و در ایمنی سازه سد آنچنان تاثیرگذار نیستند. تأمین شرایط زیر در هسته سد می‌تواند عملکرد لرزه‌ای سد را بهبود بخشد:

- استفاده از هسته عریض از مصالح خمیری که در برابر ترک خوردن آسیب‌پذیر نباشد.
- افزایش قابلیت هسته سد در برابر نشست متمرکز از طریق استفاده از مخلوط خوب‌دانه‌بندی شده شن و ماسه و ریزدانه (ریزدانه از جنس مصالح رسی CL با پلاستیسیته بزرگتر از ۱۲) و یا استفاده از مصالح رسی با پلاستیسیته بالاتر از ۲۰.
- پرهیز از مصالح سیلتی با پلاستیسیته کم

- استفاده از مصالح مخلوط (GC) در ترازهای تحتانی و رس در ترازهای فوقانی هسته
- تراکم بیشتر مصالح هسته (در حد تراکم استاندارد) و در طرف خشک رطوبت بهینه، در دو سوم تحتانی ارتفاع به منظور کاهش فشار آب حفره‌ای اضافی ایجاد شده در زمان زلزله و تراکم در طرف مرطوب رطوبت بهینه در یک سوم فوقانی ارتفاع هسته برای ایجاد انعطاف‌پذیری مطلوب در مصالح هسته جهت مقاومت در برابر ایجاد ترک‌های ناشی از زلزله
- از آنجا که وقوع ترک در هسته رسی در زمان زلزله محتمل است، توصیه می‌شود در مناطق با لرزه‌خیزی بالا، در صورت نیاز پهنای تاج سد قدری عریض باشد که مسیر طولانی‌تری برای جریان آب از طریق این ترک‌ها به وجود آید.

۴-۳-۴- فیلتر، زهکش و نواحی انتقالی

در طرح فیلتر، زهکش و نواحی انتقالی موارد ذیل باید مورد توجه قرار گیرند:

- فیلتر سدهای خاکی به‌عنوان اولین خط دفاعی در برابر نشت متمرکز عمل می‌کند لذا تعریض نواحی فیلتر و طراحی دقیق فیلتر پایین‌دست و دقت کافی در عملیات اجرایی می‌تواند به بهبود عملکرد سد به خصوص پس از رخداد زلزله کمک شایانی نماید. لازم به ذکر است که بر اساس مشاهدات صورت گرفته تعدادی از سدهای خاکی با گذشت مدت زمانی پس از وقوع زلزله، تخریب شده‌اند که در برخی از آنها علت این تخریب وقوع پدیده رگاب بوده است.
- استفاده از فیلتر با دانه بندی مناسب در بالادست هسته سد می‌تواند در پر کردن و ترمیم ترک احتمالی در اجزای آب‌بندی و کاهش نشت مؤثر باشد.
- استفاده از زهکش‌هایی با ظرفیت بالا به خصوص در سدهای همگن نیز می‌تواند به عنوان یک توصیه مورد توجه قرار گیرد. چراکه در صورت وقوع ترک در بدنه سد، امکان تخلیه سریع آب تراوش یافته وجود داشته و منجر به حصول اطمینان از غیر اشباع ماندن مصالح پایین‌دست بدنه سد، پس از بروز ترک می‌گردد.
- عرض باقیمانده فیلتر و زهکش پس از وقوع زلزله باید به اندازه‌ای باشد که با ضریب اطمینان کافی بتواند نشت عبوری از هسته را به زهکش افقی پایین دست انتقال دهد.
- نواحی انتقالی بالادست و پایین‌دست باید از عرض کافی برخوردار باشند. همچنین این نواحی دارای خاصیت خود ترمیمی و دانه‌بندی خوب باشند. رعایت این موارد می‌تواند در جلوگیری از گسترش ترک در هسته سد مؤثر باشد.

۴-۳-۵- توصیه‌هایی در خصوص نحوه اتصال بدنه سد با فونداسیون، تکیه‌گاه‌ها و سازه‌های جانبی

- افزایش پهنای هسته در محل اتصال آن با تکیه‌گاهها
- طراحی فیلتر مناسب بر روی توده‌سنگ درز و ترک‌دار پی به منظور جلوگیری از فرسایش پی
- افزایش ایمنی سد در مقابل نشت متمرکز و رگاب در محل اتصال سد و تکیه‌گاه‌ها و یا سازه‌های جنبی، با بهره‌گیری از طرح هندسی مناسب و کاربرد مصالح مناسب
- اصلاح سطح فونداسیون سد به نحویکه دارای پروفیل یکنواخت بوده و دارای تغییرات ناگهانی، برآمدگی^{۱۲۶}، پله‌ای شدن و ... نباشد.
- همچنین در مناطق با لرزه‌خیزی بالا رعایت موارد زیر توصیه می‌شود:
- پرهیز از استفاده از مصالح با پتانسیل واگرایی در محل تماس هسته سد با تکیه‌گاه‌ها
- اصلاح توده سنگ در محل تماس با هسته از طریق تزریق تحکیمی و نیز اجرای دال بتنی بر روی سطوح ضعیف و اصلاح ناهمواری‌ها
- اصلاح شیب تکیه‌گاه‌ها در تماس با هسته به نحویکه در جهت بالادست به پایین‌دست کمتر از ۱ قائم به ۴ افقی و در امتداد طولی سد کمتر از ۱ قائم به ۲ افقی باشد.

۴-۳-۶- مقابله با روانگرایی

- در صورتیکه پس از انجام بررسی‌های لازم مطابق با بخش (۷-۳)، بدنه سد یا پی آن دارای مصالح با پتانسیل روانگرایی باشد، لازم است علاوه بر تحلیل پایداری سد، با انجام تحلیل دینامیکی، تغییر شکلهای سد پس از زلزله محاسبه گردد. در صورتیکه تغییرشکلهای سد بیش از حد مجاز بوده یا ضریب اطمینان پایداری سد پس از روانگرایی، کمتر از حد مجاز باشد، لازم است تمهیدات خاصی پیش‌بینی شود تا تغییر شکلهای ضرایب اطمینان در حد مجاز باقی بمانند. در همین راستا برخی از روشهای متداول در این زمینه عبارتند از:
- خاکبرداری نواحی با پتانسیل روانگرایی در محدوده پی و جایگزینی آن با مصالح غیرروانگرا
 - افزایش تراکم مصالح با استفاده از روش‌هایی نظیر تراکم دینامیکی^{۱۲۷}، لرزه شناوری^{۱۲۸}
 - افزایش مقاومت برشی به وسیله تزریق‌های تراکمی^{۱۲۹}
 - افزایش ظرفیت مقاومتی پی با اجرای ستون‌های سنگی، شمع تراکمی و یا جت‌گروتینگ^{۱۳۰}
 - بهبود مصالح پی با تزریق مواد افزودنی مانند آهک، سیمان، قیر و یا مواد شیمیایی تثبیت کننده.

¹²⁶ Overhang

¹²⁷ Dynamic Compaction

¹²⁸ Vibro Floatation

¹²⁹ Compaction grouting

¹³⁰ Jet grouting

- استفاده از سکوه‌های پایدار کننده^{۱۳۱} در بالادست یا پایین‌دست بدنه سد جهت افزایش ضریب اطمینان پایداری پس از روانگرایی مصالح پی
- تقلیل فشار آب حفره‌ای از طریق ایجاد مسیرهای با نفوذ پذیری زیاد شامل:
 الف) استفاده از چاه‌های فشارشکن و یا ستون‌های سنگی
 ب) استفاده از زه‌کش قائم در پی‌های ماسه‌ای و اجرای زهکش افقی در قسمت فوقانی لایه‌های ماسه‌ای زیر خاکریز بدنه.

۴-۳-۷- دیوار آب‌بند^{۱۳۲}

دیوار بتن پلاستیک معمولاً در پی‌های آبرفتی و سنگ‌های ضعیف نفوذپذیر احداث می‌شود. این دیوار باید دارای صلبیتی مشابه خاک یا سنگ اطراف باشد، چراکه در زمان وقوع تغییرشکلهای پس از ساخت سد، چندان جاذب نیروهای وارده نباشد. اگرچه هنگام زلزله نیروهای زیادی به دیوار آب‌بند وارد می‌شود اما شکل‌پذیری دیوار بتن پلاستیک موجب می‌شود تا احتمال وقوع ترک به حداقل ممکن کاهش پیدا کند. حداکثر تنش‌های وارده به دیوار آب‌بند عموماً در امتداد دره سد اتفاق می‌افتد (در امتداد رودخانه). اما در هر حال لازم است با استفاده از مدل عددی مناسب، احتمال وقوع ترک در بتن پلاستیک بررسی شود.

در طول زلزله، سختی دینامیکی دیوار آب‌بند بتن پلاستیک ممکن است نسبت به حالت استاتیکی افزایش یابد در حالیکه مقاومت دینامیکی در این شرایط از افزایش چشمگیری برخوردار نباشد. این امر می‌تواند منجر به وقوع ترک در این دیواره گردد. در این حالت ترکها سبب افزایش بیشتر تراوش از پی خواهد شد که احتمالاً افزایش فشار آب در پی و یا فرسایش در آن را نیز به همراه خواهد داشت. در این شرایط اجرای فیلتر در سطح تماس آبرفت پایین‌دست با سد و یا افزایش ظرفیت زهکش افقی پایین‌دست و چاه‌های آزاد کننده فشار در پایین‌دست، می‌تواند به عنوان راهکارهای مناسب مدنظر قرار گیرد.

۴-۳-۸- پرده آب‌بند

به طور کلی چنین فرض می‌شود که پرده‌های آب‌بند در پی‌های سنگی در برابر زلزله آسیب‌پذیر نیستند. با این وجود به دلیل وقوع حرکات احتمالی در راستای درزه‌های توده‌های سنگی و پیدایش ترک در پی، ممکن است پرده آب‌بند به صورت موضعی تحت زلزله‌های بزرگ آسیب دیده و تغییرات موضعی در فشار آب و نیز وقوع نشست آب از آنها، مشاهده گردد. در این شرایط لازم است جهت مقاوم سازی، عملیات تزریق در پی انجام شده و سیستم زهکشی پی بازسازی گردد.

¹³¹ Berm

¹³² Wieland

ترک‌های ایجاد شده در پردهٔ آب‌بند احتمالاً کوچک خواهند بود، مگر آنکه احتمال فعالیت گسل در توده سنگ پی وجود داشته باشد که این امر منجر به افزایش تراوش در پی سنگی خواهد شد. این پدیده در برخی از سدها که تجربهٔ زلزله را داشته‌اند مشاهده شده است. در صورتی که ترک‌ها کوچک باشند این امکان وجود دارد که به تدریج و با گذشت زمان پس از وقوع زلزله، ترک‌ها توسط مصالح ریزدانه پر شده و تراوش کاهش یابد.

۴-۳-۹- توصیه‌هایی در مورد طرح سدهای سنگریز با رویه بتنی

در سدهای سنگریزه‌ای با رویهٔ بتنی وقوع ترک در دال بتنی و در ناحیه اتصال‌های آن با دال‌های مجاور و یا دال‌های پنجه محتمل است. همچنین جهت اطمینان از عملکرد این سدها توصیه می‌شود که:

- شیروانی‌های سد با شیب ملایمتر از ۱ قائم به ۱/۵۵ افقی طراحی شوند.
- رویهٔ بتنی دارای انعطاف‌پذیری مناسب و مقاومت کششی بالا باشد.
- فیلتر سد در زیر دال‌های رویه بتنی به اندازهٔ کافی متراکم شده و نفوذپذیری لازم را داشته باشد، به طوری که در طول زلزله و رخداد ترک‌های احتمالی، فشار آب حفره‌ای افزایش پیدا نکند. در غیر این‌صورت احتمال تغییر شکل‌های خیلی زیاد در ناحیهٔ بالادست وجود خواهد داشت.
- احداث خاکریز منعطف از مصالح ریزدانه بر روی دال بتنی بالادست در محل اتصال رویه بتنی به پی
- درزها و اجزای آب‌بند مربوط به آنها باید طوری طراحی شوند که تحت تغییر شکل‌های زیاد دال‌ها نسبت به هم، کارایی خود را از دست ندهند.
- به دلیل احتمال تغییر شکل‌های زیاد در دیواره تاج سد^{۱۳۳}، لازم است تا دقت کافی در طراحی آن به عمل آید.

۴-۳-۱۰- سایر توصیه‌ها

- اجتناب از کاربرد دیوار موج‌گیر در تاج سد
- پایدارسازی شیروانی‌های مستعد لغزش در حین زلزله در اطراف مخزن سد به منظور جلوگیری از لغزش توده‌های خاکی یا سنگی به داخل دریاچهٔ سد
- رفتارسنجی و استفاده از شبکهٔ زلزله نگاری مناسب در اطراف سد به گونه‌ای که حرکت‌ها و زلزله‌های القایی نیز به نحو مطلوب ثبت گردند.

¹³³ Parapet Wall

فهرست منابع و مراجع

- Ambraseys, N. N., and Douglas, J. (2003), "Near-field horizontal and vertical earthquake ground motions", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 23(1), 1–18.
- Ambrasyes, N. N. and Douglas, J. (2000), "*Reappraisal of the effect of vertical ground motions on reponse*", ESEE report No.00-4.
- Anderson, D.G. and Richart, F.E. (1976), "Effect of straining on shear modulus of clays", *ASCE*, GT9. PP. 975-987.
- Andrews, D. C. A. and Martin, G. R. (2000), "Criteria for Liquefaction of Silty Soils", *12th World Conference on Earthquake Engineering*, Proceedings, Auckland, New Zealand. (Quoted in Seed et al., 2003).
- Arias, A. (1970), "A Measure of Earthquake Intensity In Seismic Design for Nuclear Power Plants", *R. Hansen, Editor*, Massachusetts Institute of Technology Press, Cambridge, Massachusetts. (Quoted in FHWA-SA-97-076)
- ASTM D3999-91 (1991), "Standard test methods for the determination of Modulus and Damping Properties of Soils using the cyclic triaxial apparatus".
- ASTM D4015-95 (1995), "Standard Test Methods for Modulus and Damping of Soils by the Resonant-Column Method".
- ASTM D4428-91 (1991), "Standard Test Method for cross hole seismic testing".
- ASTM D5311-92 (1992), "Standard test methods for Load Controlled Cyclic Triaxial Strength of Soil".
- ASTM D5777-95 (1995), "Standard Guide for Using the Seismic Refraction Method for Subsurface Investigation".
- Babu S.G.L., Amit Srivastava, Sahana, V. (2007), "Analysis of stability of earthen dams in kachchh region, Gujarat, India", *Engineering Geology* 94 (2007) 123–136.
- Boulanger, R. W, I. M. Idriss, CA. (2004). "State Normalization of Penetration Resistance and the Effect of Overburden Stress on Liquefaction Resistance", *Proceeding 11th SDEE and 3rd ICEGE*, Berkeley.
- Bozorgnia, Yousef, Vitelmo V. Bertero (2004), "*Earthquake Engineering, From Engineering Seismology to performance-Based Engineering*", CRC PRESS.
- Brown, I.R. and Larkin, T.J. (2005) "The performance of hillside earth fills under earthquake loading", *2005 NZSEE Conference*.
- Bureau (1997), "Evaluation methods and acceptability of seismic deformations in embankment dams", *International Commission on Large Dams*, Florence.
- Byrne, P. (1991), "A Cyclic Shear-Volume Coupling and Pore-Pressure Model for Sand", in *Proceedings: Second International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, Paper No. 1.24, 47-55.
- Campbell K.W. and Bozorgnia, Y. (1994), "Near source attenuation peak horizontal acceleration from worldwide accelerographs recorded from 1957 to 1993," *Proc. 5th U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, Chicago, Illinois, Vol. 3, pp. 283-293.

- Clough, R.W. and Penzien, J. (1993), "*Dynamics of Structures*", 2nd ed., McGraw-Hill, New York.
- Clough, R.W. and Penzien, J. (2003), "*Dynamics of Structures*", 3rd Edition, Computers and Structures, Inc., USA.
- Coulomb, C. A. (1776), "*Essai Sur une Application des regles des Maximis et Minimis a Quelques Problemes des Statique Relatifs a L'Architecture*", Mem. Acad. R. Pres. Divers Savants, Paris, vol. 7.
- Davis, C.A. and Sakado, M.M., "Response of the Van Norman complex to the Northridge earthquake", *11th conference ASDOS*, Boston, 241-255, 1994.
- de Alba, P.A., Seed, H.B., Retamal, E., and Seed, R.B. (1988), "Analyses of dam failures in 1985 Chilean earthquake", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 114(12), 1414- 1434.
- Desai C.S., and Siriwardane H.J (1984), "*Constitutive Laws for Engineering Materials with Emphasis on Geological Materials*", Prentice-Hall Inc.
- Dobry, R. and Vucetic, M. (1987), "Dynamic properties and seismic response of soft clay deposits", *Proceedings, International Symposium on Geotechnical Engineering of Soft Soils*, Mexico City, Vol. 2, pp. 51-87.
- Duncan, J. M., and Wright, S. G. (1980), "The Accuracy of Equilibrium Methods of Slope Stability Analysis", *Engineering Geology*, Vol 16, No. 1/2, pp 5-17.
- Douglas, J. A. (January 2001), "Comprehensive worldwide summary of strong-motion attenuation relationships for peak ground acceleration and spectral ordinates 1969 to 2000", *Engineering Seismology and Earthquake Engineering*, ESEE Report No. 01-1.
- Dunne, F. and Peterinic, N. (2005), "*Introduction to computational plasticity*", Oxford University Press.
- FEMA (Federal Emergency Management Agency), (May 2005), "Federal Guidelines for Dam Safety", *Earthquake Analyses and Design of Dams*.
- FERC (Federal Energy Regulatory Commission), (1991), "Office of Energy Projects, Division of Dam Safety and Inspections", Chapter IV, Embankment Dams.
- FERC (1991). Chapter IV, Embankment Dams, Federal Energy Regulatory Commission; available at <http://www.ferc.gov/industries/hydropower/safety/guidelines/eng-guide/chap4.PDF>
- FHWA-SA-97-076, (1997), *Geotechnical Earthquake Engineering for Highways*, Design Guidance.
- Finn, W.D., Gillon, M.D., Newton, C.J. and Yogendrakumar, M. (1992), "Simulating the seismic response of a rockfill dam", in *Numerical Models in Geomechanics*, 379-391.
- Finn, W. D. L., Yogendrakumar, M., Yoshida, N., Yoshida, H. (1986), "TARA-3: A Computer Program to Compute the Response of 2-D Embankments and Soil Structure Interaction Systems to Seismic Loadings", *Department of Civil Engineering*, University of British Columbia, Vancouver, Canada, 1986.
- French committee on large dams (2002), "Small Dams, Guidelines for Design, Construction and Monitoring", by Gerard Degoutte.
- Gazetas, G. and Dakoulas, P. (1992), "Seismic analysis and design of rockfill dams, state of the art", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 11, 27-61.
- Ghanbari, A., Davoodi, M., Ahmadi, B. (2008), "A new equation to calculate the seismic coefficient of pseudo-static analysis for the MasjedSoleiman Dam", *Dam engineering*, Vol XIX Issue 2, pp. 123-144.
- GB50157 (2003), "Design of Metro (GB50157—2DD)", Beijing Urban Engineering Design and Research Institute Co. Ltd., China Planning Press, Beijing. (in Chinese)
- Gillon, M. and Newton C. (1991), "Abutment Repairs at Matahina Dam", *Proceedings of the 17th Congress on Large Dams*, ICOLD, Vienna, 1991.

- Golze, A. R., et al. (1977), "*Handbook of Dam Engineering*", Van Nostrand Reinhold Company, New York.
- Hall, W. D. (1997). "*Analyses and Static Strength of Embankment Materials, TVA Design Approach and Criteria*", Tennessee Valley Authority, correspondence.
- Hardin, B.O. (1978), "The Nature of stress-strain behavior of soils," *Proc. Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, ASCE, Pasadena, California, Vol. 1, pp. 3-89.
- Hardin, B.O. and Black W.L. (1968), "Vibration modulus of normally consolidated clay ", *J Soil Mechanics and Foundation Engineering*, ASCE, Vol. 84, No.2, pp 1531-1537.
- Hardin, B.O. and Drnevich, V.P. (1972). "Shear modulus and damping in soils: design equations and curves", *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, Vol. 98, No. SM7, pp.667-692.
- Hatanaka, M. (1955), "Fundamental Considerations on the Earthquake Resistant. Properties of the Earth Dam", Bulletin No. 11.
- Housner, G. W. (1959) "Behavior of Structures During Earthquakes", *Journal of Engineering Mechanics Division ASCE*, Vol. 85, No. EM4, pp. 109 - 129.
- Hynes-Griffin, M. E., and Franklin, A. G. (1984), "Rationalizing the Seismic Coefficient Method", *Miscellaneous Paper No. GL-84-3*, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi.
- ICOLD Bulletin 72 (1989), "Selecting Seismic Parameters for Large Dams, Guidelines", Committee on Seismic Aspects of Dam Design, ICOLD, Paris.
- Idriss, I. M. (1999), "An update to the Seed-Idriss simplified procedure for evaluating liquefaction potential", *Proc., TRB Workshop on New Approaches to Liquefaction*, January, Publication No. FHWA-RD-99-165, Federal Highway Administration.
- Idriss, I.M. and Boulanger, R.W. (2007), "SPT and CPT relationships for the residual shear strength of liquefied soils", in *Earthquake Geotechnical Engineering, 4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, Editor: Kyriazis D. Pitilakis, Tessaioniki, Greece, Springer.
- Idriss, I. M. and Sun, J. I. (1992), "User's Manual for SHAKE91", *Center for Geotechnical Modeling, Department of Civil Engineering*, University of California, Davis, 1992.
- IITK, Indian Institute of Technology Kanpur (2004), "Guidelines for Seismic Design of Earth Dam and Embankments".
- Imai, T. and Tonouchi, K. (1982), "Correlation of N-Value with S-Wave velocity and Shear modulus," *Proc. 2nd European symposium on penetration testing*, Amsterdam, The Netherlands, pp. 67-72.
- IS 1893-Part 1 (2002), "Indian standard criteria for earthquake resistant design of structures", Bureau of Indian Standards, New Delhi, India, 9, BIS.
- Ishibashi, I. and Sherif, M.A. (1974), "Soil liquefaction by torsional simple shear device", *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 100, No. GT 8, pp.871-888. (Quoted in FHWA-SA-97-076).
- Itasca consulting group (2000), *FLAC V.4, Fast Lagrangian Analysis of Continua*, Minneapolis, MN, US.
- Iwashita, T., Yasuda, N., Shimamoto, K. and Otani, T. (2008)., "*Investigation of dam performance during the Noto Hanto earthquake in 2007*", www.pwri.go.jp/eng/activity.
- Jackura, K.A. (1992), "Caltrans procedures for development of site-specific acceleration response spectra," California department of transportation, Office of Geotechnical Engineering, Sacramento, California, 18 p.

- Jai Krishna (1962), "Earthquake Resistant Design of Earth Dam", *Symp on Earthquake Engg*, University of Roorkee, Poorkee, U.P, India, 1962.
- Jamilkowski, M., Leroueil, S. and Lo Presti, D.C.F. (1991), "Theme Lecture: Design parameters from theory to practice", *Proc. Geo-Coast '91*, Yokohama, Japan, pp. 1-41.
- Janbu, N. (1973), "*Slope Stability Computations*", Embankment Dam Engineering - Casagrande Volume, R.C. Hirschfeld and S.J. Poulos, eds., John Wiley and Sons, New York, pp 47-86.
- Jansen R.B. (1988), "Advanced dam engineering", A Van Nostrand Reinhold Book.
- Kawajima Kazihiko (1994), "A seismic Design of Underground Structure", Kajima Institute Publishing Co., Ltd., Japan. (in Japanese)
- Kayen, R. E., Mitchell, J. K., Seed, R. B., Lodge, A., Nishio, S., and Coutinho, R. (1992). "Evaluation of SPT-, CPT-, and shear wave-based methods for liquefaction potential assessment using Loma Prieta data", *Proc., 4th Japan-U.S. Workshop on Earthquake-Resistant Des. of Lifeline Fac. and Countermeasures for Soil Liquefaction*, Vol. 1, 177-204.
- Kramer, S.L. (1996), "*Geotechnical Earthquake Engineering*", Prentice-Hall Inc.
- Kokusho T. and Esashi, Y. (1981), "Cyclic tri-axial test on sands and coarse materials", *Proceedings, 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, (Quoted by Ishihara 1986).
- Kokusho, T., Y. Yoshida, and Y. Esashi (1982), "*Dynamic properties of soft clay for wide strain range: Soils and Foundations*", 22, 1-18.
- Kuhlemeyer, R. L., and Lysmer, J. (1973), "Finite element method accuracy for wave propagation problems," *J. Soil Mech. and Foundations*, Div. ASCE, 99(SM5), 421-427.
- Lee, J.S. and Santamarina, J.C. (2005), "Bender Elements: Performance and Signal Interpretation", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 131, No. 9, September 1, 2005, pp. 1063-1070.
- Liao, S., and Whitman, R. V. (1986a). "Overburden correction factors for SPT in sand", *J. Geotech. Engrg.*, ASCE, 112(3), 373-377.
- Makdisi, F. and Seed, H. (1978), "Simplified procedure for estimating dam and embankment earthquake induced deformations", *Journal of Geotechnical Engineering*, 104(7): 849-867.
- Marcuson, W.F. (1981), "Moderator's report for session on earth dams and stability of slopes under dynamic loads", *Proceedings, International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering & Soil Dynamics*, St Louis, MO, US, Vol 3, p1175.
- Marcuson, W.F. and Hynes, M.E. (1990), "Stability of slopes and embankments during earthquakes", *Proceedings, ASCE/Pennsylvania Department of Transportation Geotechnical Seminar*, Hershey, Pennsylvania.
- Marcuson, W.F. III, Hynes, M.E., and Franklin, A.G. (1990), "Evaluation and use of residual strength in seismic safety analysis of embankments", *Earthquake Spectra*, Vol. 6, No. 3, pp. 529-572.
- Marcuson III, W.F. and Wahls, H.E. (1972), "Time Effects on Dynamic Shear Modulus of Clays", *Journal of the Soil Mechanics and Foundation*, Division 98 (12), 1359-1373.
- Martin, G. R., Finn, W. D. L., and Seed, H. B. "Fundamentals of Liquefaction under Cyclic Loading", *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 101, No. GT5, pp. 423-438, 1975.

- Matasovic, N. (1993), "Seismic response of composite horizontally-layered soil deposits", Ph.D. Dissertation, Civil and Environmental Engineering department, university of California, Los Angeles, 452p.(Quoted in FHWA-SA-97-076)
- Mayne, P.W., Christopher, B.R. and DeJong, J. (2001), "FHWA NHI-01-031: Manual on Subsurface Investigations", National Highway Institute (NHI), Federal Highway Administration (FHWA), Washington, DC, Geotechnical Site Characterization, July 2001.
- Mayne, P.W. and Rix, G.J. (1993), "Gmax-qc relationships for clays", *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, Vol. 16, N. 1, pp. 54-60.
- Mejia, L.H. and Seed, H.B. (1983) "Comparison of 2D and 3D dynamic analysis of earth dams", *J. of the Geotech. Engrg.*, Div., ASCE, 109(11), 1383-1398.
- Ministry of Transport, Japan (ed) (1999), "Design Standards for Port and Harbour Facilities and commentaries", Japan Port and Harbour Association, 1181 p. (in Japanese), English edition (2001) by the Overseas Coastal Area Development Institute of Japan.
- Morgenstern, N. R., and Price, V. E. (1965), "The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces", *Geotechnique*, Vol 15, No. 1, pp 79-93.
- Muir Wood, D. (2007), "Modelling of dynamic soil problems", *Earthquake Geotechnical Engineering*, 131-149, 2007.
- NCHRP REPORT 611 (2008), "Seismic Analysis and Design of Retaining Walls, Buried Structures, Slopes, and Embankments", chapter 8, Slopes and Embankments.
- Newmark, N. (1965), "Effects of earthquakes on dams and embankments", *Geotechnique*, Vol 15, pp139-160,.
- New-Zeland Dam Safety Guidelines (November 2000), NZSOLD.
- NRCS (2005), "Natural Resources Conservation Service", Technical Release No. 60, Earth Dams and Reservoirs, available at www.info.usda.gov/CED/ftp/CED/TR_210_60_Second_Edition.pdf
- Ozkan, M.Y., Ozyazicioglu, M. and AksarAn, U.D. (2006), "Evaluation of Guldurcek dam response during 6 June 2000 Orta earthquake", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 26, 405–419.
- Perlea, V.G., Serafini, D.C., Ruthford, M.E. (2009). "Use of Seismic Deformation Analysis in Remediation Design", *29th Annual USSD Conference*, Nashville, Tennessee
- Prange, B. (1981), "Resonant column testing of railroad ballast", *10th int. conf. Soil Mech. And Found. Eng*, Qouted by Ishihara 1986.
- Pyke R. (1991), "Selection of Seismic Coefficients for Use in Pseudo-Static Slope Stability Analysis", Consulting Engineer, Lafayette.
- Robertson, P.K. (1986), "In-situ testing and its application to foundation engineering", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 23 (4), 573-584.
- Robertson, P.K. (1990), "Soil classification using the cone penetration test", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 27 (1), 151-158.
- Robertson, P.K., Campanella, R.G., Gillespie, D., and Rice, A. (1986), "Seismic CPT to measure in-situ shear wave velocity", *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 112 (8), 71-803.
- Rollins K. M., Evans M. D., Diehl N. B. and Daily W. D. (1998), "Shear modulus and damping relationships for gravels", *J. Geotech. Geoenv. Engg.*, ASCE, 124, 396–405.
- Romo, M.P. (2002), "Model development from measured seismic behavior of earth-rockfill dams", *Instituto de ingenieria unam*, SID/630.

- Sarma, S. K. (1975), "Seismic Stability of Earth Dams and Embankments", *Geotechnique*, Vol. 25, No. 4, pp 743-761, 1975.
- Seed, H B. (1979), "Considerations in the earthquake resistant design of earth dams", *Geotechnique*, 29, pp 215-263.
- Seed, R.B., Cetin, K.O., Moss, R.E.S., Kammerer, A.M., Pestana, J.M., Riemer, M.F., Sancio, R.B., Bray, J.D., Kayen, R.E., Faris, A. (2003), "Recent Advances in Soil Liquefaction Engineering: A Unified and Consistent Framework", *26th Annual ASCE Los Angeles Geotechnical Spring Seminar*, Queen Mary, Long Beach, California.
- Seed, R.B., Dickenson, S.E., Reimer, M.F., Bray, J.D., Sitar, N., Mitchell, J.K., Idriss, I.M., Kayen, R.E., Kropp, A., Harder, L.F., and Power, M.S. (1990), "Preliminary report on the principal geotechnical aspects of the October 17, 1989 Loma Prieta earthquake", *Report UCB/EERC-90/05, Earthquake Engineering Research Center*, University of California, Berkely, 137 pp.
- Seed, R.B. and Harder, L.F. (1990), "SPT-Based Analysis of cyclic pore pressure generation and undrained residual strength", In: *H.B. Seed Memorial Symposium*, J.M. Duncan, Editor, BiTech Publishers Ltd., Vancouver, Canada, Vol. 2, pp. 351-376.
- Seed, H.B., and Idriss, I.M. (1970), "Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analysis", *Report No. EERC 75-29, Earthquake Engineering Research Center*, University of California, Berkely, California.
- Seed, H. B. and Idriss, I. M. (1971), "Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol. 97, No SM9, Proc. Paper 8371, September 1971, pp. 1249-1273.
- Seed, H.B. and Idriss, I.M. (1982), "Ground motion and soil liquefaction during earthquakes", Monograph., Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, Ca.
- Seed, H. B., Makdisi, F. I., and De Alba, P. (1978), "Performance of Earth Dams During Earthquakes", *Journal of Geotechnical Engineering, American Society of Civil Engineers*, Vol. 104, No. GT7, pp. 967-994, July 1978.
- Seed, H. B., P. P. Martin and J. Lysmer. (1975), "The Generation and Dissipation of Pore Water Pressures During Soil Liquefaction", *Earthquake Engineering Research Center*, University of California, Berkeley, NSF Report PB-252 648, August, 1975.
- Seed, H.B., Wong, R.T., Idriss, I.M. and Tokimatsu, K. (1986), " Moduli and Damping factors for Dynamic Analysis of Cohesionless Soils", *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 112, No. GT 11, November, pp. 1016 – 1032.
- Sherard, J.L. (1953), "Influence of soil properties and construction methods on the performance of homogeneous earth dams", Ph.D thesis, Harvard university, USA.
- Singh, R. and Debasis Roy (2009), " Estimation of Earthquake-Induced Crest Settlements of Embankments", *American J. of Engineering and Applied Sciences*, 2 (3): 515-525.
- Singh, R., Roy, D. and Jain, S.K. (2005). "Analysis of earth dams affected by the 2001 Bhuj Earthquake," *Engineering Geology*, 80, 282– 291.
- Spencer, E. (1967), "A Method of Analysis of the Stability of Embankments Assuming Parallel Inter-Slice Forces", *Geotechnique*, Vol 17, No. 1, pp. 11-26.
- Stokoe K.H., Darendeli M.B., Andrus R.D. and Brown L.T., "Dynamic soil properties, Laboratory, field and correlation studies", *Earthquake Geotechnical Engineering*, Vol.3, 1999.

- Studer, J. Zingg, N. and Prater, E.G. (1980), "Investigation on cyclic stress–strain characteristics of gravel materials", *Proceedings of the 7th World Conference on Earthquake Engineering, Istanbul, Turkey*.
- Tateishi Akira (1992), "Studies on Earthquake Loading Approach in Response Displacement Method", *Symposium of JSCE*, 441/I-18, 157—166. (in Japanese)
- Terzaghi, K. (1950), "Mechanism of landslides", *Geological Society of America. Berkeley*, Vol. 1, pp83-123.
- Troncoso, J.H. (2000), "Failure mechanisms and shear failures of tailing dams under earthquake loadings", *Proceedings of the International Conference on Geotechnical and Geological Engineering (GeoEng2000)*, Melbourne, Vol. 1, 1254-1262.
- UNEP/OCHA (2007), "Dam Integrity Assessment following the Yogyakarta Earthquake", Indonesia, February 2007, Switzerland, 2007 published by the Joint UNEP/OCHA Environment Unit.
- Unjyo Shigeki, Nishioka Tsutomu and Hoshizumi Junichi (2002), "The Research on Snti-seismic Design Approach for Underground Structure Subjected to Strong Seismic Motion", Report of Research Results, PWRI, 3-11: 329-338. (in Japanese)
- USACE (1970, revised 1986), "Laboratory Testing, Engineering Manual 1110-2-1906", Department of the Army, Corps of Engineers, Washington, D. C.
- USACE (2003), "Slope Stability", Engineering Manual 1110-2-1902, Department of the Army, Corps of Engineers, Washington, D. C.
- USACE (2004), "General Design and Construction Considerations for Earth and Rock-Fill Dams", Engineering Manual 1110-2-2300, Department of the Army, Corps of Engineers, Washington, D. C.
- USBR (2000), "Dam Safety Project Review Guide", Third Revision, Denver Colorado.
- USBR (1987), "Design Standards No. 13, Embankment Dams", Chapter 4., Static Stability Analyses. available from the National Technical Information Service.
- USCOLD (1999), "Updated Guidelines for Selecting Seismic Parameters for Dam Projects", United States Society on Dams, Denver, Colorado.
- USSD (2007), "Strength of Materials for Embankment Dams", United States Society on Dams.
- Vucetic, M. and Dobry, R. (1991), "Effect of soil plasticity on cyclic response", *Journal of geotechnical engineering, ASCE*, Vol. 117, No. 1, pp.89-107.
- Wang, W. (1979), "Some Findings in Soil Liquefaction", Research Report, Water Conservancy and Hydroelectric Power Scientific Research Institute, Beijing, August.(Quoted in Seed etal, 2003)
- Wood, H.O. (1908), "Distribution of apparent intensity in San Francisco, in the California earthquake of April 18, 1906", Report of the State Earthquake Investigation Commission, Carnegie Institute of Washington, Washington, D.C., Vol. 1, pp. 220-245.
- Weiler W. A. (1988), "Small strain shear modulus of clay, In: Earthquake Engineering and Soil Dynamics II – Recent Advances in Ground Motion Evaluation", ASCE, Geotechnical Special Publication N. 20, 331-345.
- Wright, S. G., Kulhawy, F. H., and Duncan, J. M. (1973), "Accuracy of Equilibrium Slope Stability Analysis", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Civil Engineers*, Vol 99, No. 10, October, pp 783-791.
- WSDOT (2010), "Geotechnical design manual", Washington State Department of Transportation's (WSDOT).

Yanagisawa E. (1991), "Dynamic Behaviour of rockfill dams", Advanced in Rockfill Structures, by E. Marahha das neves, Academic publishers, Netherlands.

Youd, T. L., Idriss, I. M., Andrus, R. D., Arango, I., Castro, G., Christian, J. T., Dobry, R., Finn, W. D. L., Harder, L. F. Jr., Hynes, M. E., Ishihara, K., Koester, J. P., Liao, S. S. C., Marcuson, W. F. III., Martin, G. R., Mitchell, J. K., Moriwaki, Y., Power, M. S., Robertson, P. K., Seed, R. B., and Stokoe, K. H., II. (1997), Summary Paper, Proc., NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, NCEER- 97-0022.

Youd, T.L., I. M. Idriss, Ronald D. Andrus, Ignacio Arango, Gonzalo Castro, John T. Christian, Richardo Dobry, W. D. Liam Finn, Leslie F. Harder Jr., Mary Ellen Hynes, Kenji Ishihara, Joseph P. Koester, Sam S. C. Liao, William F. Marcuson III, Geoffrey R. Martin, James K. Mitchell, Yoshiharu Moriwaki,

Maurice S. Power, Peter K. Robertson, Raymond B. Seed, and Kenneth H. Stokoe II. (2001). "Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 124(10).

Zen, L., Yamazaki, H. and Umehara, Y. (1987), "Experimental study on shear modulus and damping ratio of natural deposits for seismic response analysis", Report of the Port and Harbour Institute, Vol. 26, No. 1. pp.41-113 (in Japanes).

Zhou Jian, Su Yan and Dong Peng (2003), "Current Situation of Earthquake Resistance of Subway and Underground Structures in Soft Soil", *Underground Space*, 23(2), pp 173-178. (in Chinese)

آیین نامه طرح ساختمانها در برابر زلزله (استاندارد ۸۴-۲۸۰۰)، (۱۳۸۴)، نشریه شماره ض-۲۵۳، ویرایش سوم، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، وزارت مسکن و شهرسازی، ۱۳۸۴.

پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، (خرداد ۱۳۷۰)، گزارش زلزله منجیل- رودبار، ۳۱ خرداد ۱۳۶۹، شماره نشریه ۷۰-۹۱-۱.

شبکه شتابنگاری زلزله ایران، مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی، آدرس اینترنتی:

<http://www.bhrc.ac.ir/portal/Default.aspx?tabid=559>

استاندارد مهندسی آب، (۱۳۸۷)، "جستجو و معرفی ادبیات فنی موجود در مورد تحلیل و طراحی لرزه‌ای سازه‌های آبی مختلف"، وزارت نیرو، نشریه ن-۱۵۲.

وفائیان، محمود، (۱۳۶۹)، "اثر زلزله در سدهای خاکی"، انتشارات جهاد دانشگاهی دانشگاه اصفهان.

پیوست‌ها

پیوست ۱

تاریخچه عملکرد لرزه‌ای برخی از سدهای خاکی و سنگریز

سدها تحت تأثیر بارگذاری ناشی از زلزله رفتارهای گوناگونی از ترک خوردگی جزئی تا انهدام کامل از خود نشان می‌دهند. تا به امروز سدهای خاکی و سنگریز که با رعایت اصول مهندسی ساخته شده و لایه‌های تشکیل‌دهنده آن به خوبی متراکم شده‌اند، زلزله‌های شدید را بدون آن که اثرات زیان آوری بر عملکرد ایمن آنها داشته باشد، تحمل کرده‌اند. اغلب سدهایی که در این میان دچار آسیب دیدگی‌های جزئی تا کلی شده‌اند، در رسته سدهای باطله یا سدهایی بودند که به طریق هیدرولیکی ساخته شده و یا دچار مشکلات دیگری از قبیل روانگرایی مصالح پی و یا بدنه شده‌اند. در اینجا توجه به دو نکته ضروری است اول اینکه عملکرد مطلوب سدها به معنی آن نیست که سدها ذاتاً در برابر زلزله ایمن هستند و دوم اینکه بجز چند مورد شاخص، سدهای کمی در معرض زلزله‌های معادل پایه طراحی (DBE) قرار گرفته‌اند. البته موارد گزارش شده از شکست سد یا سازه‌های جنبی در زلزله، بسیار کم شمار، ولی در حد فاجعه بوده‌اند.

اولین شکست سد ناشی از زمین لرزه که در متون فنی ثبت شده است مربوط به سد اگوستا در ایالت جرجیای آمریکا و در زلزله سال ۱۸۸۶ چارلتون (کارولینای جنوبی) می‌باشد. از دیگر سدهایی که در معرض رخداد زمین لرزه قرار گرفته‌اند می‌توان به سد Crystal Spring نزدیک سانفرانسیسکو روی گسل سان‌آندریاس^۱ اشاره کرد که در زلزله ۱۹۰۶ به اندازه ۱/۵ متر در اثر حرکت لغزشی گسل جابجایی داشته است ولی تخریب نشده است.

در زلزله سانفرانسیسکو در سال ۱۹۰۶ به بزرگی ۸/۲۵، ۳۳ سد با ارتفاع ۴/۶ تا ۴۳ متر تا شعاع ۶۰ کیلومتری از گسل مسبب قرار داشتند (نیمی از آنها کمتر از ۸ کیلومتر فاصله داشتند) که شتاب‌هایی بین ۰/۳۵g تا ۰/۸g را تجربه کردند ولی اکثر خاکریزها، به غیر از ۵ مورد، بدون صدمات مهمی پابرجا ماندند. از این خاکریزهای آسیب دیده یکی روی گسل و ۴ سد دیگر به فاصله ۳۰ متر از گسل واقع بوده‌اند و آسیب ناچیزی دیده‌اند.

سد هیدرولیکی شفیلد^۲ در کالیفرنیا به ارتفاع ۷/۶ متر و با شیب‌های بالادست و پایین‌دست ۲۲ درجه، زلزله‌ای به بزرگی ۶/۳ که مرکز آن در فاصله ۱۱ کیلومتری سد قرار داشت را تجربه نمود. بر اثر این زلزله پی و بدنه سد روانگرا شده و به دنبال آن تخریب شیروانی پایین‌دست، منشاء اصلی شکست سد بود. جنس بدنه سد از ماسه لای دار و لای ماسه‌دار با دانسیته نسبی بین ۳۵ تا ۵۰ درصد تشکیل شده بود.

در سال ۱۹۲۸ زلزله‌ای به بزرگی ۸/۲، سد باطله باراهونا^۳ در شیلی به ارتفاع ۶۵ متر که از مصالح ماسه سیلتی (SM) ساخته شده بود را تخریب و موجب مرگ ۵۴ نفر گردید. همچنین در زلزله سال ۱۹۶۵ این کشور به بزرگی ۷/۵ نیز حدود ۸ سد باطله به ارتفاع‌های ۵ تا ۳۵ متر گسیخته شدند. فاصله سدها از مرکز زلزله بین ۱۵ تا ۸۵ کیلومتر بود.

^۱ San Andreas

^۲ Sheffield

^۳ Barahona

مصالص بدنه این سدها از نوع سیلت ماسه‌ای (SM) و ماسه سیلتی (ML) بودند. بر اثر این زلزله برخی از این سدها کاملاً تخریب شدند که تنها در یک مورد منجر به مرگ ۲۰۰ نفر گردید.

در زلزله ۱۹۳۹ اجیکا^۴ در ژاپن به بزرگی ۶/۶، ۷۴ خاکریز بین ۱/۵ تا ۱۸ متر در معرض زلزله قرار گرفتند که از بین آنها ۱۲ مورد کاملاً تخریب شدند. ۹ مورد از خاکریزهای تخریب شده با استفاده از مصالح ماسه‌ای ساخته شده بودند و تخریب سه مورد دیگر به دلیل شسته شدن خاک از محل سرریزها بوده است.

در زلزله نانکای^۵ ژاپن در ۱۹۴۶ به بزرگی ۸/۱، حدود ۵۰ سد به ارتفاع بین ۱۵ تا ۴۰ متر تحت شتاب ۰/۰۸g تا ۰/۲۵g قرار گرفتند و در هیچکدام خسارتی مشاهده نشد.

همه خسارات حاصل از زلزله صرفاً محدود به زمان وقوع زلزله نمی‌باشد بلکه در مواردی مشاهده شده است که سد پس از اتمام زلزله و در اثر پدیده‌های ناشی از آن (کاهش پارامترهای مقاومتی مصالح و تولید فشار آب حفره‌ای اضافی در حین زلزله و بازتوزیع تدریجی آنها پس از زلزله) متحمل خسارت شده است. به عنوان مثال، سد یوبا^۶ در آمریکا به ارتفاع ۷/۶ متر، یک سد همگن از مصالح ماسه‌ای رس‌دار با پلاستیسیته متوسط بود که بر روی آبرفت‌های رسی قرار داشت. پس از زلزله سال ۱۹۵۱، یک لغزش در شیروانی پایین دست شروع شد که به نشست تاج سد حدود ۱/۵ متر منجر گردید. علت احتمالی این پدیده بالارفتن فشار آب حفره‌ای در پی در هنگام زلزله و بازتوزیع آن پس از زلزله عنوان شده است.

در زلزله کرن‌کانتی^۷ کالیفرنیا در سال ۱۹۵۲ به بزرگی ۷/۶، تعداد ۷ سد به ارتفاع ۶ تا ۲۷ متر تحت تاثیر زلزله قرار داشتند که در سدهایی که به روش هیدرولیکی ساخته شده بودند صدمات زلزله به صورت ترکهای عرضی و طولی مشاهده و گزارش گردید.

سد هبگن^۸ به ارتفاع ۳۴/۵ متر در زلزله‌ای به بزرگی ۷/۶ که در سال ۱۹۵۷ به وقوع پیوست، به اندازه ۶/۵ متر جابجا شده ولی تخریب کلی حاصل نشد. البته این جابجایی در حالی رخ داد که کل منطقه از جمله سنگ بستر پی سد و مخزن حدود ۳ متر دچار نشست شدند. وقوع تغییر مکانهای نسبی بین هسته سد و پوسته تا ۱۵۹ سانتیمتر، ترکهای متعدد عرضی تا پهنای ۸ سانتیمتر، ترکهای طولی به عرض ۸ تا ۳۰ سانتیمتر، پیدایش نشست آب در جناحین، ایجاد امواج تا ارتفاع یک متر بالای تاج سد، وقوع لغزش توده سنگ در ۱۱ کیلومتری پایین دست و جابجایی حدود ۵۰ میلیون تن سنگ به واسطه آن و ... از جمله مشکلاتی بود که برای این سد تحت زلزله به وجود آمد. شرارد طی بازدید از وضعیت سد پس از زلزله بیان نموده که پایدار ماندن سد در چنین شرایطی فقط به علت یک ترکیب مناسب از حوادث بوده و هر کدام از عوامل فوق می‌توانست منجر به تخریب سد گردد.

^۴ Ojika

^۵ Nankai

^۶ Yuba

^۷ Kern County

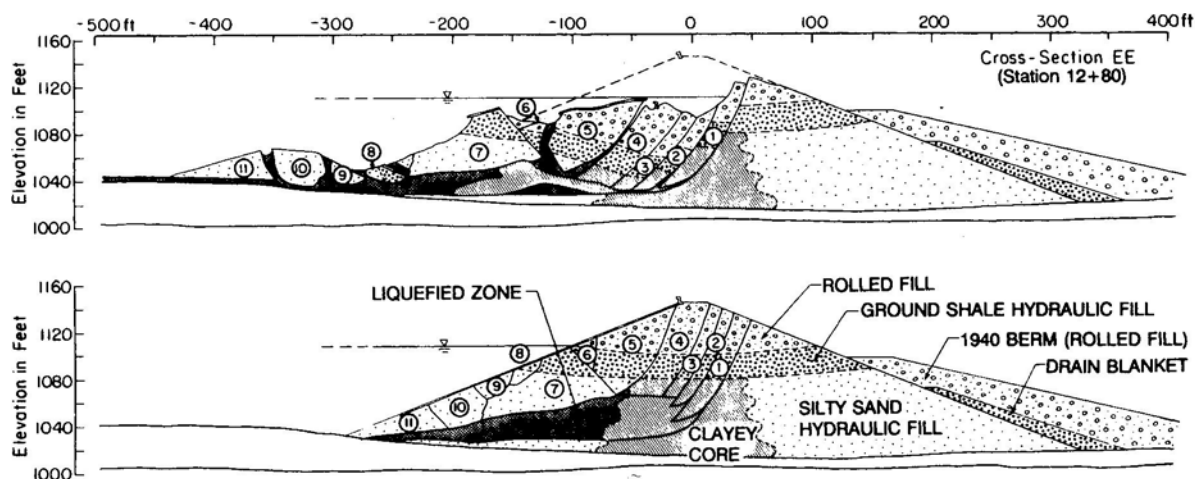
^۸ Hebgen

در زلزله توکاچی ژاپن (۱۹۶۷) به بزرگی $7/8$ نیز ۹۳ خاکریز به ارتفاع $4/6$ تا ۱۸ متر تحت تاثیر زلزله قرار گرفتند که منشا خرابیهای عمده، روانگرایی خاک ارزیابی و گزارش شده است.

سدهای سن فرناندو^۹ پایینی و بالایی در زلزله سن فرناندو در سال ۱۹۷۱ به بزرگی $6/6$ دچار آسیب شدند. این سدها به صورت هیدرولیکی از مصالح ماسه سیلتی و سیلت ماسه‌ای با دانسیته نسبی متوسط ۵۰ تا ۵۵ درصد و عمدتاً به صورت هیدرولیکی ساخته شده بودند. در سد سن فرناندو بالایی علی‌رغم رخداد تغییرشکلهای در حد ۴ متر گسیختگی کلی رخ نداد. ولی در سد سن فرناندو پایینی، گسیختگی عمده‌ای در شیروانی بالادست سد اتفاق افتاد که به شکست و تخریب سد منجر شد. ارتفاع این سد ۴۳ متر بوده و هنگام زلزله، ۴۶ سال از عمر سد می‌گذشت. در شکل (پ-۱-۱) مقطع عرضی سد قبل و بعد از گسیختگی نشان داده شده است.

سطح آب مخزن هنگام زلزله، در فاصله ۱۱ متری از تاج سد قرار داشت. همانطور که مشاهده می‌شود قطعه‌های بزرگی از مصالح بر روی قسمت‌های روانگرا شده به سمت بالا دست حرکت کرده‌اند. بعد از وقوع زلزله، مصالح روان شده تا حدود ۶۱ متر پایین تر از پنجه سد حرکت کردند و شیب بالا دست تا حداکثر ۱۵ متر نشست کرد به طوری که فاصله سطح آب مخزن تا تاج سد به حدود یک متر رسید.

لرزه‌نگارهای موجود در تکیه گاه و تاج سد شتابهای حداکثر $0/55g$ و $0/5g$ را ثبت کردند. همچنین نشان دادند که لغزش بالا دست سد در فاصله ۲۰ تا ۴۰ ثانیه بعد از زلزله رخ دادند.



شکل پ-۱-۱- مقطع عرضی سد سن فرناندو پایینی در زلزله ۱۹۷۱ و مقطع عرضی اولیه

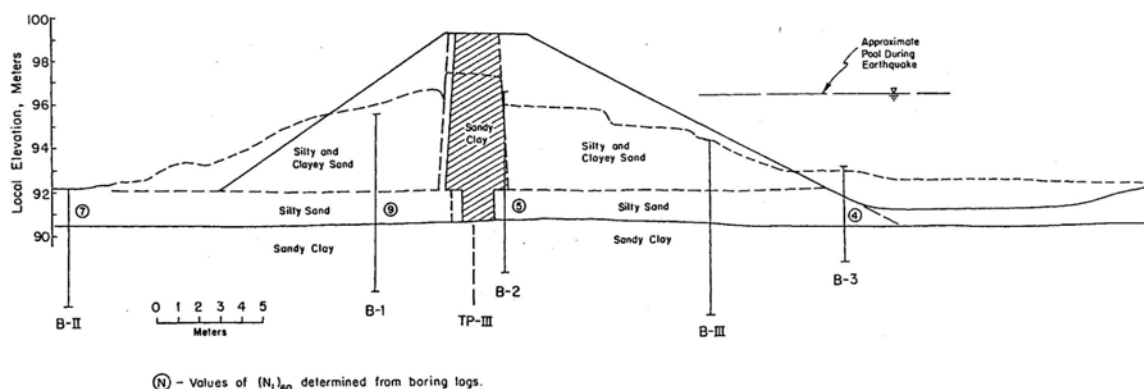
در زلزله سوم مارس ۱۹۸۵ در شیلی به بزرگی $7/8$ ، دو سد لامارکوزا^{۱۰} و لاپالما^{۱۱} در فاصله ۸۰ کیلومتری از منبع زلزله دچار گسیختگی شدند. مقطع اولیه و گسیخته شده سد لامارکوزا در شکل (پ-۱-۲) آمده است. هر دو سد دارای

^۹ Sanfernando

^{۱۰} La Marquesa

^{۱۱} La Palma

ارتفاع ۱۰ متر بودند و طول تاج آنها به ترتیب ۲۲۰ و ۱۴۰ متر بود. شتاب حداکثر در محل سد به ترتیب $0.06g$ و $0.46g$ تخمین زده شده است. در سد لامارکوزا دو لغزش عمده در بالادست و پایین‌دست سد اتفاق افتاد. در بالادست سد تغییرمکان افقی و قائم به ترتیب به ۱۱ متر و ۲ متر رسیدند و حداکثر تغییرمکان افقی در پایین‌دست سد به $6/5$ متر در پنجه سد رسید. در نتیجه این لغزش‌ها، ترکهای طولی به پهنای ۸۰ سانتی متر و عمق ۲ متر به وجود آمد. در سد لاپالمه نیز لغزش عمده در بالا دست تا حدود ۵ متر با نشست $1/5$ متری اتفاق افتاد. ترکهای طولی نیز به پهنای $1/2$ متر و عمق $1/5$ متر و طول ۸۰ متر در سد به وجود آمد.



شکل پ ۲-۱- مقطع عرضی سد لامارکوزا قبل و بعد از وقوع زلزله

در همین زلزله، سد سنگریز با هسته رسی مایل Los Leones در شیلی در مرحله دوم اجرا یعنی در تراز ارتفاعی ۱۰۸ متر تحت زلزله فوق به مدت ۱۰۰ ثانیه قرار گرفته و شتاب ایجاد شده در تراز پی و تاج سد به ترتیب $0.13g$ و $0.21g$ ثبت و گزارش شد. مشاهدات بعد از زلزله نشان می‌دهد که هیچگونه تغییرمکانی در این سد ایجاد نشده است. این سد در چهار مرحله و با تراکم بالایی احداث شده و به منظور ذخیره مواد باطله^{۱۲} مورد استفاده قرار می‌گیرد. سد ماتاهینا^{۱۳} از نوع سنگریز با هسته رسی به ارتفاع ۸۶ متر، واقع در نیوزیلند، در سال ۱۹۸۷ زلزله‌ای با بزرگای $6/7$ را تجربه نمود که منشأ آن گسلی به فاصله ۱۱ کیلومتری ساختگاه سد بود. تغییرمکان‌های ایجاد شده در تاج سد عمدتاً کمتر از ۵۰ سانتیمتر اندازه‌گیری شدند. نشست تاج سد در این زلزله تا ۱۰ سانتیمتر و جابجایی آن به سمت پایین دست تا ۲۷ سانتیمتر گزارش شده است. البته ۱۰ ماه بعد یک فرونشست^{۱۴} نزدیک تکیه گاه سد ایجاد شد که به فرسایش داخلی در هسته رسی (متشکل از مصالح با پلاستیسیته کم) انجامید. ظاهراً زلزله باعث تشدید فرسایش شده بود، که بعد از اولین آبرگیری سریعاً ترمیم شد.

سد لس آنجلس از نوع خاکی با هسته رسی در سال ۱۹۹۴ تحت زلزله Northridge به بزرگی $6/7$ قرار گرفت. منبع زلزله در فاصله ۱۱ کیلومتری از سد قرار داشته است. این سد به ارتفاع ۴۷ متر بر روی تکیه‌گاه سنگی قرار

¹² Tailings

¹³ Matahina

¹⁴ Sinkhole

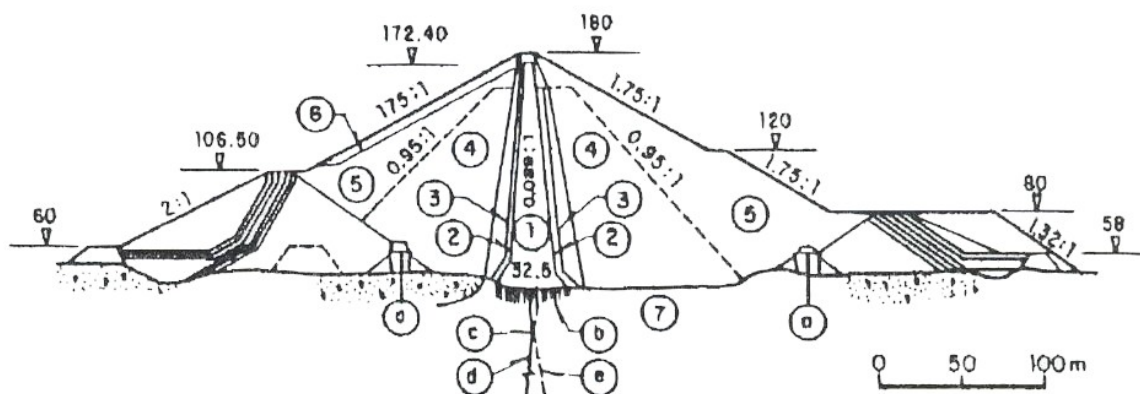
دارد. پوسته‌های بالادست و پایین‌دست سد توسط مصالح شن و ماسه‌ای با درصد تراکم بالای ۹۳ درصد اجرا شده است. در این زلزله، حداکثر شتاب ثبت شده در تراز پی معادل $0.27g$ در امتداد مقطع عرضی، $0.32g$ در امتداد محور سد و $0.12g$ در راستای قائم بوده است. حداکثر شتاب افقی در تکیه گاه نیز برابر $0.43g$ بوده، در حالیکه تاج سد شتاب $0.56g$ را تجربه کرد. این شرایط حداکثر نشست ۹ سانتیمتر و جابجایی ۳ سانتیمتر به سمت پایین‌دست در تاج سد را حادث شد. شیب پایین‌دست نیز تا ۲ سانتیمتر نشست کرد و تا ۵ سانتیمتر به سمت پایین‌دست جابجا شد. در همان زلزله در خاکریز North Dike به ارتفاع ۳۵ متر، نشست تاج ۳ سانتیمتر و تغییر مکان شیب پایین‌دست حدود $2/5$ سانتیمتر مشاهده شد. لازم به ذکر است در هنگام زلزله تا ۸۰ درصد ظرفیت مخزن پر بود.

سد سنگریز با هسته رسی El Infiernillo به ارتفاع حداکثر ۱۵۰ متر و طول تاج ۳۵۰ متر در کشور مکزیک قرار دارد. شیب بالادست و پایین‌دست سد، ۱ قائم به $1/85$ افقی می‌باشد. مقطع عرضی سد در شکل (پ ۱-۳) ارائه شده است. این سد در طول سالهای ۱۹۷۵ تا ۱۹۹۹، ۷۷۴ زلزله با بزرگی ۳ تا ۸ را که ۷۹ مورد آنها دارای بزرگی بیشتر از ۵ بودند تجربه کرده است. در میان این زلزله‌ها، چندین زلزله به بزرگی بیشتر از ۷ و یک مورد هم $8/1$ گزارش شده است. فاصله گسله‌های مسبب زلزله تا محل سد تا حدود ۱۰۰ کیلومتر بوده است. فرکانس غالب اکثر زلزله‌های بزرگ نزدیک به یک هرتز و حداکثر شتاب ایجاد شده در تکیه‌گاهها $0.13g$ به صورت افقی و $0.077g$ به صورت قائم بوده و شتاب حداکثر در تاج سد $0.37g$ و $0.18g$ حاصل شده است. نشست ایجاد شده در تاج سد به دلیل زلزله‌های پیاپی فوق حداکثر ۶۵ سانتیمتر اندازه‌گیری و گزارش شده است که ۵۵ درصد این نشست‌ها به دلیل ۵ زلزله بزرگ بوده است. شکل تغییر مکان حاصل از یکی از زلزله‌های مذکور در شکل (پ ۱-۴) نشان داده شده است.

اندازه‌گیری‌های تغییر مکان در این سد و چند سد دیگر در مکزیک نشان می‌دهد که تغییر مکان بدنه سد و کاهش ارتفاع آزاد بیشتر به دلیل تراکم مصالح سنگریز^{۱۵} بوده است. این موضوع معمولاً در روش بلوک لغزشی نیومارک مورد توجه قرار نمی‌گیرد. در سد مزبور ۷۰ تا ۸۰ درصد تغییر مکانها به دلیل تراکم مصالح بوده و تغییر مکان قائم به مراتب بیشتر از تغییر مکانهای افقی است.

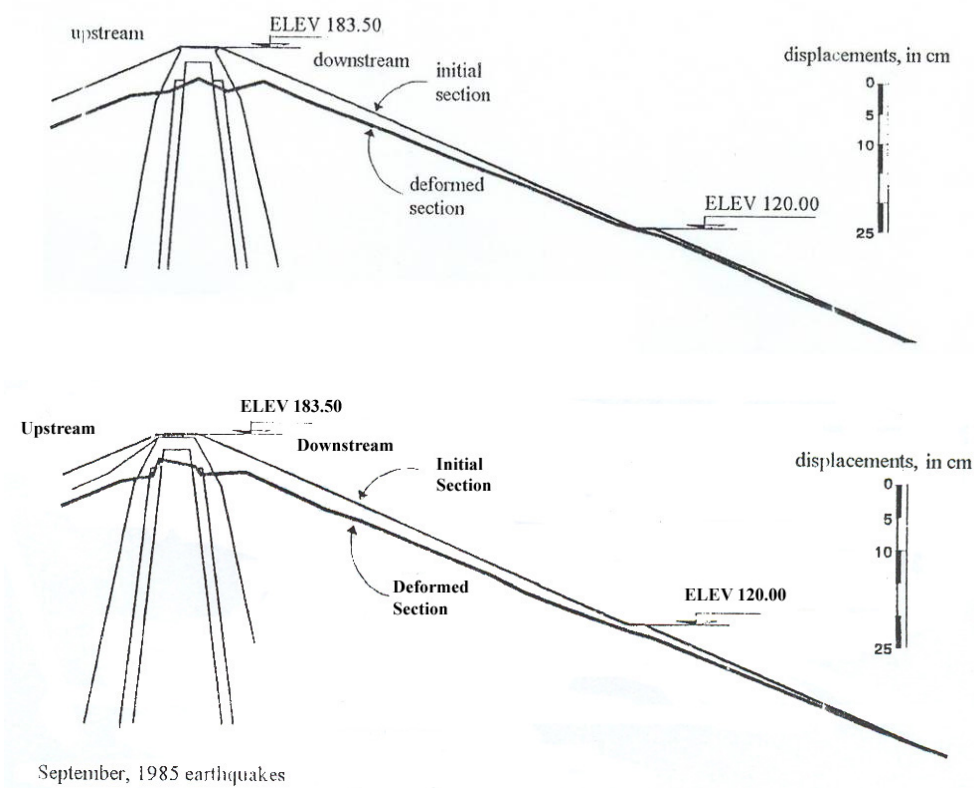
در کشور شیلی، در زلزله‌ای به بزرگی ۷ در سال ۱۹۹۷، سدهای باطله به ارتفاع‌های ۱۵ تا ۳۰ متر در فاصله ۸۰ تا ۱۲۰ کیلومتری کانون زلزله دچار هیچگونه آسیبی نشدند. البته فاصله زیاد این سدها از مرکز زلزله دلیل عمده آن می‌تواند باشد.

¹⁵ Densification



- | | |
|-----------------------|-------------------------|
| ① impervious core | ⓐ concrete cut off wall |
| ② filters | ⓑ grouting |
| ③ transitions | ⓒ gallery G-4 |
| ④ compacted rockfill | ⓓ grouting holes |
| ⑤ dumped rockfill | ⓔ elevation, in m |
| ⑥ large size rockfill | |
| ⑦ sound rock | |

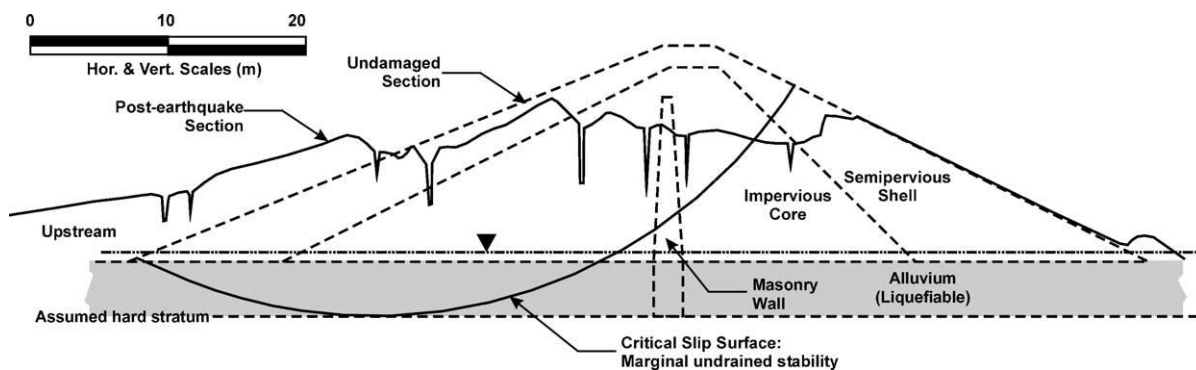
شکل پ-۱-۳- مقطع عرضی سد El Infiernillo که تحت زلزله‌های بزرگ قرار گرفته است



شکل پ-۱-۴- تغییر مکان ایجاد شده در بدنه سد El Infiernillo حاصل از یک زلزله بزرگ

در سد خاکی با هسته رسی Guldurcek به ارتفاع ۶۸ متر در ترکیه تحت زلزله Orta سال ۲۰۰۰ به بزرگی ۶، تنها ترک طولی به پهنای ۲ سانتیمتر ایجاد شد.

در ژانویه ۲۰۰۱، زلزله Bhuj با بزرگی ۷/۶، منجر به بروز گسیختگیهای جزئی تا کلی در ۶ سد خاکی با هسته رسی به ارتفاعهای ۱۱/۵ تا ۱۸ متر در هندوستان شد. تعداد چهار عدد از سدهای فوق در فاصله ۵۰ کیلومتری مرکز زلزله قرار داشتند و شتابهایی بین $0.28g$ تا $0.52g$ را متحمل شدند. در این میان سد Chang به ارتفاع ۱۵/۵ متر حدود ۴ متر فرونشست و ۷/۱ متر جابجایی در بالادست را به همراه داشت (شکل پ ۱-۵). در سد Shivilakha نیز با ارتفاع ۱۸ متر نیز نشست تاج تا ۲ متر و جابجایی قسمت بالادست تا ۱/۲ متر مشاهده شد. علت اصلی خرابی این سدها روانگرایی در مصالح سست پی آبرفتی گزارش شد. در حالیکه زلزله در دوره نسبتاً خشکسالی اتفاق افتاده بود پیش بینی می‌شد در صورتیکه زلزله در دوره‌های پرباران رخ می‌داد امکان گسیختگی بسیار بیشتر می‌شد.



شکل پ ۱-۵- مقطع عرضی اولیه و پس از زلزله در سد Chang

در زلزله Yogyakarta, 2006 در اندونزی به بزرگی ۶/۳، تعداد ۴ سد خاکی همگن و غیرهمگن به ارتفاعهای ۱۴ تا ۴۰ متر تحت تاثیر قرار گرفتند که آسیبهای جزئی به صورت تغییر مکان تا ۵ سانتیمتر و گسترش ترک طولی در دو مورد از آنها گزارش شد.

زلزله Nano Hanto در ژاپن به بزرگی ۶/۹ در سال ۲۰۰۷ منجر به نشست ۲/۵ سانتیمتری در سد Oya به ارتفاع ۵۶/۶ متر که در فاصله ۴۸ کیلومتری کانون زلزله قرار داشت، گردید. این سد از نوع سد سنگریز با هسته رسی است که در سال ۱۹۹۳ ساخته شده است. شتاب افقی و قائم در گالری بازرسی به ترتیب $0.25g$ و $0.16g$ و در تاج سد $0.47g$ و $0.2g$ ثبت گردید.

سدهای دیگری هم تحت تاثیر زلزله بوده‌اند که به دلیل آسیبهای جزئی در آنها از بیان آنها صرفنظر شده است. رفتار برخی از سدهای خاکی همگن، غیرهمگن و سدهای ساخته شده به روش هیدرولیکی در جدول (پ ۱-۱) نیز ارائه شده است. در این جدول ابعاد و مشخصات سد، مشخصات زلزله و رفتار سد در حین یا بعد از زلزله توصیف شده است.

جدول پ ۱-۱- رفتار سدها به هنگام زلزله

نام سد	کشور	L (m)	H (m)	سال ساخت	مشخصات سد	تکنیک ساخت	مشخصات زلزله (سال و بزرگی)	رفتار سد
Mal Paso	پرو	۱۵۲	۷۸	۱۹۲۶	سد سنگریز با رویه بتنی در بالا دست	سنگ ریزی بدون تراکم	زلزله ۱۰ اکتبر ۱۹۳۸، $I=6/6$ در مقیاس مرکالی اصلاح شده	نشست ۷۶mm در تاج و تغییر مکان ۵۱mm در شیب پایین دست
Matahina	نیوزیلند	۴۰۰	۸۶		سد ناحیه‌بندی شده با پوسته سنگریز و هسته نفوذ نا پذیر	متراکم کردن	زلزله دوم مارس ۱۹۸۷، $M=6/3$	نشست ۸۰mm در پوسته با لا دست، نشست ۱۰۰mm در پوسته پایین دست و ۲۵cm کج شدن آن
Miboro	ژاپن	۴۰۵	۱۳۱	۱۹۶۰	سد سنگریز	خاکریز متراکم شده	زلزله ۱۹۶۱ $a=0/25g$ ، $M=7/2$	نشست ۲۰mm تغییر مکان پایین دست برابر ۵۰mm
Minase	ژاپن	۶۶۵		۱۹۶۴	سد سنگریز با رویه بتنی در بالا دست	سنگ ریزی بدون تراکم	زلزله ۱۹۶۴ نیگاتا، $M=7/5$	تخریب اتصالات لایه بتنی، ترک‌هایی در تاج، افزایش فشار آب حفره‌ای
Orville	آمریکا	۱۷۰۷	۲۳۵	۱۹۶۸	سد ناحیه‌بندی شده با پوسته شنی و هسته شیبدار	خاکریز متراکم شده	زلزله ۱۹۷۵ اورویل، $M=5/7$	نشست‌های ۹mm در تاج
S. Fernando	آمریکا	۶۶۴		۱۹۴۰	سد همگن از سیلت ماسه‌دار و رس ماسه‌دار	روش هیدرولیکی	زلزله ۹ فوریه ۱۹۷۱، $M=6/6$	ترک‌های طولی، روانگرایی
Sheffield	آمریکا	۲۲۰	۷/۶	۱۹۱۷	سد همگن از ماسه سیلت‌دار و لایه بتنی در بالا دست	خاکریز متراکم شده	زلزله سانتاباربارا در ۲۹ ژوئن ۱۹۷۵، $M=6/3$	خرابی سد
Tarumizu	ژاپن	۲۵۶	۴۳	۱۹۷۶	سد ناحیه‌بندی شده با پوسته سنگریز و هسته مرکزی رسی	خاکریز متراکم شده	زلزله ۱۹۷۸، $M=7/4$	بدون خرابی ظاهری، شتاب محاسبه شده تاج برابر ۰/۲۶g
Vidra	رومانی		۱۲۳		سد ناحیه‌بندی شده با پوسته سنگریز و هسته مرکز رسی		زلزله ۴ مارس ۱۹۷۷، $a=0/2g$ و $M=7/2$	بدون ترک‌های ظاهری
Wangwu	چین	۷۶۱	۴۰		سد ناحیه‌بندی شده با پوسته ماسه‌ای و هسته رسی	خاکریزی بدون تراکم	زلزله بوهی وان در سال ۱۹۶۹ و $I=6$	روانگرایی و شیدار شدن پوسته پایین دست
Haibe	چین	۹۶۰	۶۰		سد ناحیه‌بندی شده، پوسته از نوع شن ماسه دار و هسته شیب دار رسی		تانکشان ۱۹۷۶، $I=6$	لغزش شیب در پوسته بالا دست
Gogoti	شیلی	۱۵۹	۸۴	۱۹۳۹	سد سنگریز با رویه بتنی	سنگ ریزی بدون تراکم	ایلایل ۱۹۴۳، $M=8/3$	نشست تاج در حدود ۰/۳۸m
Doubo	چین	۶۰۰۰	۲۲	۱۹۷۰	همگن		تانکشان ۱۹۷۶، $I=6$ و شتاب افقی ۰/۴g	ترک‌های طولی و نشست تاج در اثر روانگرایی فونداسیون
El Caracol	مکزیک		۱۲۶	۱۹۸۵	سد ناحیه‌بندی شده با پوسته سنگریز و هسته رسی	متراکم کردن	زلزله ۱۹ سپتامبر ۱۹۸۵، $M=8/1$	تغییر شکل طولی و عرضی نشست تاج حدود ۱۶۰mm
El Infernillo	مکزیک	۳۵۰	۱۴۸	۱۹۶۳	سد ناحیه‌بندی شده با پوسته سنگریز و هسته رسی	متراکم کردن	زلزله‌های ۱۹۸۱ و ۱۹۷۹، $M=7/6$	ترک‌های طولی به عمق ۰/۶m
La Marquesa	شیلی	۲۲۰	۱۰	۱۹۴۴	سد ناحیه‌بندی شده با پوسته سیلتي و هسته نفوذ ناپذیر در بالا دست	تراکم ۸۵-۸۸٪ تراکم استاندارد	زلزله ۳ مارس ۱۹۸۵، $M=7/8$	لغزش شیب در بالا دست و پایین دست، روانگرایی مصالح ماسه‌ای
La Villitia	مکزیک	۴۲۰	۶۰	۱۹۶۸	سد ناحیه‌بندی شده با پوسته سنگریز و هسته مرکزی رسی		زلزله‌های ۱۹۸۱ و ۱۹۷۹، $M=7/1-7/6$ ، $a_{max}=0/31-0/38g$	ترک‌های طولی به طول ۱۵۰m به عمق ۰/۵m
Leyroy Anderson	آمریکا	۳۷۰	۷۲	۱۹۵۰	سد ناحیه‌بندی شده با پوسته سنگریز و هسته نفوذناپذیر	هسته متراکم شده پوسته نا متراکم	زلزله مورگان هیل ۱۹۸۹، $a_{max}=0/42g$	ترک‌های طولی به طول ۳۰۰m به عمق ۷m متر
Long Valley	آمریکا	۲۰۰	۶۰	۱۹۴۱	سد همگن از ماسه سیلت دار به همراه شن	تراکم تا ۹۳٪ آشوی اصلاح شده	زلزله ۲۷ می ۱۹۸۰، $M=6$	شکست‌هایی در پنجه پایین دست، ترک‌ها
Mahio	ژاپن		۱۰۶	۱۹۶۱	سد ناحیه‌بندی شده با پوسته سنگریز و هسته مرکزی	هسته متراکم شده و پوسته نامتراکم	زلزله ۱۴ سپتامبر ۱۹۸۴ و $M=6/8$	نشست‌هایی در پوسته بالا دست

L= طول سد، H= ارتفاع سد، M= بزرگی زلزله در مقیاس ریشتر، I= شدت زلزله در مقیاس مرکالی اصلاح شده

پیوست ۲

دسته‌بندی سدها و محدوده کاربرد هریک از تحلیل‌های لرزه‌ای بر اساس آیین‌نامه‌های بین‌المللی

بررسی‌های انجام شده بر روی منابع و مراجع مختلف بین‌المللی در خصوص تعیین حداقل تحلیل‌های لرزه‌ای مورد نیاز برای سدهای خاکی و سنگریز، بر اساس دسته‌بندی و پتانسیل‌های خطر پیش‌بینی شده، نشان دهنده آنست که یک اجماع کلی در این باره وجود نداشته و هریک از مراجع بسته به شرایط محیطی و لرزه‌ای و نیز شکل و ابعاد سدهای ساخته شده در آن کشور پیشنهاد‌های متفاوتی را ارائه نموده‌اند. لذا در تدوین این راهنما ضمن مطالعه و ارزیابی توصیه‌های مختلف ارائه شده، تلاش گردیده است تا نسبت به ارائه یک دسته‌بندی و توصیه‌نامه مستقل مشابه آنچه در بخش ۱-۶ راهنما آورده شده متناسب با ویژگی‌های سدهای مورد مطالعه و ساخته شده در کشور اقدام شود. آنچه در ادامه آمده خلاصه‌ای از مطالب عنوان شده در خصوص دسته‌بندی سدهای خاکی و سنگریز برای تعیین حداقل تحلیل‌های لرزه‌ای مورد نیاز در مهمترین مراجع در دسترس می‌باشد، که به منظور آشنایی خوانندگان با نظرات سایر راهنماها و توصیه‌نامه‌ها ارائه شده است. برای کسب اطلاعات بیشتر در این زمینه لازم است به هریک از منابع فوق به صورت مستقل مراجعه گردد.

پ ۱-۲-۱- کمیسیون جهانی سدهای بزرگ (ICOLD)

• عوامل موثر در گزینش پارامترهای لرزه‌ای

تعیین سطح زلزله طراحی در تحلیل لرزه‌ای یک سد بسیار حائز اهمیت است. عدم توجه به این نکته می‌تواند به غیراقتصادی و یا غیرایمن شدن طرح منجر شود. برای این منظور لازم است دو عامل میزان خطر لرزه‌ای ساختگاه سد و میزان خطرپذیری سازه مورد توجه قرار گیرند.

الف - میزان خطر لرزه‌ای ساختگاه سد

بر مبنای بیشینه مقادیر شتاب زمین (PGA) در سطح خطر لرزه‌ای حداکثر قابل تصور (MCE)، میزان خطر ساختگاه به چهار بخش قابل تقسیم‌بندی است:

جدول پ ۱-۱- دسته‌بندی خطر لرزه‌ای در ساختگاه سد بر مبنای بیشینه مقادیر شتاب زمین (PGA)

شرایط	درجه خطر (میزان خطر)
$PGA < 0.1g$	I (کم)
$0.1g < PGA < 0.25g$	II (متوسط)
$PGA > 0.25g$ و هیچ گسل فعالی تا فاصله ۱۰ کیلومتری وجود ندارد	III (زیاد)
$PGA > 0.25g$ و یک گسل فعال در فاصله کمتر از ۱۰ کیلومتر وجود دارد	IV (خیلی زیاد)

ب- میزان خطرپذیری سد

میزان خطرپذیری سد بر اساس گنجایش مخزن و ارتفاع آن، تعداد افرادی که هنگام زلزله باید تخلیه شوند و آسیب‌های بالقوه پائین دست تعیین می‌شود. اثرگذاری هر یک از این عوامل بر میزان خطرپذیری سد بر اساس مقادیری است (بین صفر تا ۱۲) که در جدول (پ ۲-۲) به تفکیک ارائه شده است. با جمع مقادیر مربوط به هریک از این عوامل، میزان خطرپذیری یک سد تعیین می‌گردد. در نهایت این میزان عددی بین صفر تا ۳۶ خواهد بود.

جدول پ ۲-۲- عوامل مؤثر در میزان خطرپذیری سد

عامل خطرپذیری (Risk factor)	خیلی زیاد	زیاد	متوسط	کم
گنجایش مخزن (میلیون مترمکعب)	> 120 (۶)	۱-۱۲۰ (۴)	۰/۱-۱ (۲)	$< 0/1$ (۰)
ارتفاع سد (متر)	> 45 (۶)	۳۰-۴۵ (۴)	۱۵-۳۰ (۲)	< 15 (۰)
تعداد افرادی که در زمان خطر باید تخلیه شوند	> 1000 (۱۲)	۱۰۰-۱۰۰۰ (۸)	۱-۱۰۰ (۴)	هیچ (۰)
آسیب بالقوه پائین دست	زیاد (۱۲)	متوسط (۸)	کم (۴)	هیچ (۰)

با محاسبه میزان خطرپذیری کل (بر اساس جمع مقادیر هریک از عوامل مذکور در جدول پ ۲-۲)، درجه خطرپذیری آن سد را می‌توان از جدول زیر تعیین نمود. در این طبقه‌بندی دسته I دارای کمترین خطر و دسته IV دارای بیشترین خطر می‌باشد.

جدول پ ۲-۳- درجه خطرپذیری سد

درجه خطرپذیری (میزان خطرپذیری)	عامل خطرپذیری کل
I (کم)	۰ تا ۶
II (متوسط)	۷ تا ۱۸
III (زیاد)	۱۹ تا ۳۰
IV (خیلی زیاد)	۳۱ تا ۳۶

بر این اساس، برای سدهایی با میزان خطرپذیری پائین یا متوسط، به کار بردن روشهای ارزیابی ساده نظیر تحلیل شبه استاتیک به شرطی که مصالح پی و بدنه سد مستعد کاهش شدید سختی و یا مقاومت نباشد، ممکن است قابل قبول باشد. ولی در سدهای با درجه خطرپذیری زیاد و در ساختگاه‌های با خطر لرزه‌ای زیاد لازم است تحلیل‌های دقیق‌تر مورد توجه قرار گیرد. اما در هر حال به منظور دستیابی به اطلاعات اولیه از نحوه تأثیر خصوصیات زلزله بر سد توصیه می‌شود همواره تحلیل‌های ساده نظیر تحلیل شبه استاتیک پیش از تحلیل‌های تفصیلی مدنظر قرار گیرد.

پ ۲-۲- دستورالعمل طراحی لرزه‌ای سازه‌های آبی انگلستان

در این دستورالعمل از معیارهای مورد توصیه توسط بولتن شماره ۷۲ کمیسیون جهانی سدهای بزرگ برای طراحی لرزه‌ای سدهای خاکی استفاده شده است. بر همین اساس ضریب طبقه بندی کل مطابق روش مذکور تعیین و بر اساس آن دسته خطر سد مشخص می‌شود.

از سوی دیگر در این دستورالعمل، مناطق لرزه‌ای کشور انگلستان به سه ناحیه به شرح زیر تقسیم شده‌اند:

منطقه A: تعداد زلزله‌های ثبت شده در آنها مخصوصاً برای زمین‌لرزه‌های بزرگ زیاد است ($M_L > 4.5$).

منطقه B: احتمال وقوع زلزله‌های محلی در این نواحی وجود دارد اما احتمال رخداد زلزله‌های بزرگ کم است.

منطقه C: شامل مناطقی است که در آنها یا تا کنون زلزله‌ای ثبت نشده و یا تعداد حوادث ثبت شده کم و محدود بوده است.

با توجه به منطقه احداث سد و همچنین دسته سد که در جدول‌های قبلی تعیین گردید، دوره بازگشت و حداکثر شتاب زمین مورد استفاده در تحلیل از جدول زیر به دست می‌آید:

جدول پ ۲-۴ - دوره بازگشت و حداکثر شتاب زمین

شتاب پیشینه زمین (PGA)			دوره بازگشت زلزله (سال)	دسته بندی سد
ناحیه C	ناحیه B	ناحیه A		
۰/۲۵g	۰/۳۰g	۰/۳۷۵g	۳۰۰۰	IV
۰/۱۵g	۰/۲۰g	۰/۲۵g	۱۰۰۰	III
۰/۱۰g	۰/۱۲۵g	۰/۱۵g	۳۰۰	II
۰/۰۵۰g	۰/۰۷۵g	۰/۱۰g	۱۰۰	I

در بسیاری از سدهایی که در طبقه بندی نوع IV قرار می گیرند ممکن است حداکثر نوع شتاب زمین بر اساس مطالعات لرزه خیزی و با توجه به شرایط خاص سد و ساختگاه آن تعیین شود.

بر اساس این دستورالعمل، سدهایی که در دسته I قرار می گیرند، در صورتی که ارتفاعی کمتر از ۱۵ متر داشته باشند تحلیل لرزه‌ای نیاز ندارند. از سوی دیگر برای کلیه سدهایی که در دسته II و III قرار می گیرند، به خصوص در حالتی که بیش از ۱۵ متر ارتفاع دارند، ارزیابی لرزه‌ای ضروری است. برای سدهای دسته IV لازم است تحلیل دینامیکی نیز انجام شود.

پ ۲-۳ - دفتر عمران ایالت متحده (USBR)

در این دستورالعمل میزان خطر محتمل و اندازه سد مطابق زیر دسته بندی شده و سپس نوع تحلیل قابل قبول بیان گردیده است.

• معیارهای دسته بندی خطر:

الف) دسته بندی خطر بر اساس فرضیات زیر تعیین می گردد:

۱- خرابی سد در اثر فرسایش مصالح خاکریز، که با رگاب، لغزش شیروانی‌ها و یا خرابی تاسیسات خروجی آغاز می گردد.

۲- در زمان خرابی، مخزن تا حد تاج سرریز اضطراری پر باشد.

۳- خرابی سد در بزرگترین مقطع خود رخ می دهد. در مواردی که مخزن دارای چندین سد می باشد، لازم است هریک از سدهای مذکور به طور مجزا تحلیل گردند.

ب) با توجه به نقش حساس زمان در خرابی کامل یک سد، لازم است با در نظر گرفتن چندین سرعت خرابی محتمل، موضوع مورد بررسی قرار گیرد. این مسأله به خصوص در حالتی که چندین سرعت خرابی منطقی وجود داشته که انتخاب هر یک از آنها منجر به تغییر دسته خطر گردد، از اهمیت بیشتری برخوردار می باشد.

ج) در صورتی که بررسی‌ها نشان دهد که شکست سد منجر به تلفات جانی خواهد شد، سد در دسته I طبقه‌بندی می‌گردد.

د) دسته II شامل سدهایی است که در صورت خرابی آنها خسارت جانی مورد انتظار نیست. در این حالت ممکن است خسارتهایی به ساختمان‌ها و تأسیسات عمومی و خصوصی، صرفنظر از جاده‌های روسازی نشده و یا مناطق تفریحی وارد شود.

ه) سدهای دسته III سدهایی هستند که در صورت خرابی تلفات انسانی نداشته و خسارت وارده صرفاً محدود به تأسیسات و مستحدثاتی با اهمیت کم از قبیل جاده‌های روسازی نشده و یا مناطق تفریحی می‌باشد.

و) سدهای نوع IV سدهایی هستند که در صورت خرابی فقط خود سد و تأسیسات مربوط به کارفرمای آنها خسارت می‌بیند.

جزئیات هر یک از دسته‌های مذکور در راهنمای مربوطه موجود است.

• معیارهای دسته‌بندی سدها بر اساس اندازه سد:

سد خیلی کوچک: به سدی اطلاق می‌گردد که حداکثر ارتفاع آن حدود ۲۰ فوت (۶ متر) و حداکثر گنجایش آن ۱۰۰ acre-feet (۰/۱۲ میلیون مترمکعب) باشد.

سد کوچک: سدی است که ارتفاع آن بین ۲۰ تا ۴۰ فوت (۶ تا ۱۲ متر) و گنجایش آن کمتر از ۱۰۰۰ acre-feet (۱/۲ میلیون مترمکعب) است. یا اینکه ارتفاع آن کمتر از ۴۰ فوت (۱۲ متر) و گنجایش آن بین ۱۰۰ acre-feet تا ۱۰۰۰ acre-feet (۰/۱۲ تا ۱/۲ میلیون مترمکعب) می‌باشد.

سد متوسط: در این رسته ارتفاع سد بیش از ۲۰ و کمتر از ۱۰۰ فوت (۶ تا ۳۰ متر) است، ولی گنجایش آن کمتر از ۵۰،۰۰۰ acre-feet (۶۰ میلیون مترمکعب) است. همچنین سدهایی با ارتفاع کمتر از ۱۰۰ فوت (۳۰ متر) و گنجایش بین ۱۰۰۰ acre-feet تا ۵۰،۰۰۰ acre-feet (۱/۲ تا ۶۰ میلیون مترمکعب) در این دسته قرار دارند.

سد بزرگ: سدی است که ارتفاع آن بیش از ۱۰۰ فوت (۳۰ متر) و یا گنجایش آن بزرگتر از ۵۰،۰۰۰ acre-feet (۶۰ میلیون مترمکعب) است.

• ضرورت انجام تحلیل لرزه‌ای و شرایط کفایت تحلیل شبه استاتیک:

مطابق این دستورالعمل تحلیل لرزه‌ای برای همه سدهای دسته I با هر ارتفاع و حجم مخزنی و همچنین برای سدهای دسته II با اندازه بزرگ و متوسط ضروری است.

در این حالت، تحلیل شبه استاتیک حداقل تحلیل قابل قبول است و در صورتی که همه شرایط زیر برقرار باشد تحلیل شبه استاتیکی به تنهایی کفایت می‌کند:

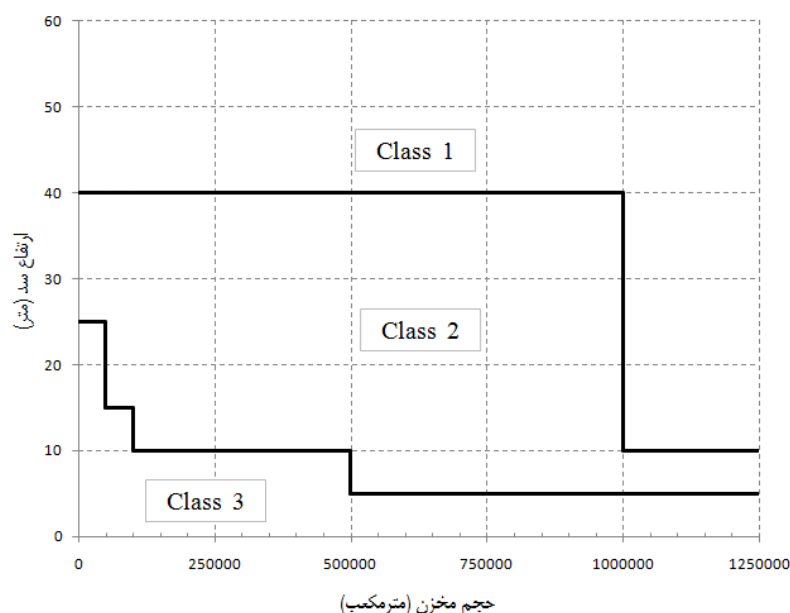
- ۱- مصالح بدنه سد و پی روانگرا نباشند.
 - ۲- سد به خوبی ساخته شده و مصالح آن تراکم بالایی داشته باشد. علاوه بر این حداکثر شتاب پیش بینی شده در سنگ بستر مساوی و یا کمتر از $0/2$ شتاب جاذبه زمین باشد. یا اینکه سد از رس و بر روی رس و یا پی سنگی ساخته شده و حداکثر شتاب پیش بینی شده در سنگ بستر مساوی و یا کمتر از $0/35$ شتاب جاذبه زمین باشد.
 - ۳- ضریب اطمینان پایداری شیروانی‌ها در تحلیل استاتیکی برای گوه‌هایی که از تاج می‌گذرند بیش از $1/5$ باشد.
 - ۴- ارتفاع آزاد سد حداقل معادل 3 درصد ارتفاع آن و حداقل برابر 3 فوت (1 متر) باشد.
- لازم به ذکر است در این دستورالعمل حداقل ضریب اطمینان قابل قبول در تحلیل‌های شبه استاتیک برابر یک تعیین شده است. همچنین در این حالت ضریب شتاب افقی تحلیل شبه استاتیک حداقل معادل نصف شتاب پیش بینی شده برای سنگ بستر بوده که نباید از $0/05g$ کمتر باشد.
- در سایر موارد که تحلیل شبه استاتیک به تنهایی کفایت نمی‌کند لازم است تحلیل‌های تکمیلی از جمله تحلیل‌های متداول تغییرشکل نیز برای سد صورت پذیرد.

پ ۲-۴-آیین‌نامه طرح لرزه‌ای سازه‌های آبی ژاپن

این دستورالعمل برای سدهای با ارتفاع کمتر از 100 متر روش ضریب لرزه‌ای اصلاح شده را برای تعیین مقاومت در برابر زلزله مورد توصیه قرار داده است. برای سدهای مرتفع‌تر، استفاده از تحلیل‌های دینامیکی و آزمایش‌های مدل با میز لرزان مورد تأکید قرار گرفته است. برای سدهای خاکی نیز ضریب لرزه‌ای با توجه به شدت لرزه‌خیزی منطقه بین $0/1$ تا $0/15$ پیشنهاد شده است. همچنین در پیش نویس آیین‌نامه منتشر شده در سال 1991 مقدار شتاب در تاج سد معادل $2/5$ برابر پایه معرفی شده است.

پ ۲-۵-آیین‌نامه طرح لرزه‌ای سازه‌های آبی سوئیس

در این آیین‌نامه سدها بر اساس ارتفاع و حجم مخزن به سه دسته تقسیم‌بندی می‌شوند. بر این اساس برای ارزیابی لرزه‌ای سدهای دسته سوم صرفاً تحلیل شبه استاتیکی کفایت می‌نماید. برای سدهای دسته دوم تحلیل پایداری ساده شده مبتنی بر آنالیز مودال و همچنین محاسبه تغییر مکان لغزشی توصیه شده است. در سدهای دسته اول نیز انجام تحلیل‌های دینامیکی الزامی است.



شکل پ ۲-۱- دسته‌بندی سدها بر اساس حجم مخزن و ارتفاع سد در آیین‌نامه‌های طرح لرزه‌ای سازه‌های آبی سوئیس

پ ۲-۶- آیین‌نامه‌های طرح لرزه‌ای سازه‌های آبی چین

این آیین‌نامه با هدف ارایه طراحی لرزه‌ای برای سازه‌های آبی و به منظور کاهش و پیشگیری از آسیب‌های زمین‌لرزه و فجایع ناشی از آن تهیه شده است. این آیین‌نامه عمدتاً برای طراحی لرزه‌ای سازه‌های آبی درجه ۱، ۲ و ۳ و با شدت لرزه‌ای VI تا IX قابل کاربرد است. هنگامی که شدت لرزه‌ای طراحی VI است، طراحی لرزه‌ای ضرورتی ندارد. اما برای سازه‌های آبی درجه ۱، معیارهای لرزه‌ای مناسبی را باید در تطابق با این آیین‌نامه در نظر گرفت. برای سازه‌های آبی با شدت لرزه‌ای طراحی بالاتر از IX یا برای سازه‌های ذخیره آب با ارتفاع بیش از ۲۵۰ متر، ایمنی لرزه‌ای باید به طور ویژه مطالعه شود و پس از بررسی و تأیید، به تصویب کارفرمای مربوطه برسد. سازه‌های آبی طراحی شده بر پایه این آیین‌نامه، در برابر زمین‌لرزه‌های با شدت طراحی لرزه‌ای، مقاوم خواهند بود. همچنین در صورت خسارت محلی حاصل از زمین‌لرزه، پس از ترمیم مرسوم، سازه هنوز عملکرد عادی خود را خواهد داشت.

جدول پ ۲-۵- رده بندی لرزه‌ای برای پروژه‌ها

رده لرزه‌ای	درجه اهمیت سازه	شدت لرزه‌ای پایه ساختگاه
A	درجه ۱ (ذخیره آب)	≥ 6
B	درجه ۱ (غیر ذخیره آب) درجه ۲ (ذخیره آب)	
C	درجه ۲ (غیر ذخیره آب) درجه ۳	
D	درجه ۴ و ۵	≥ 7

برای پروژه‌های بزرگ مقیاس، با ارتفاع سد بیش از ۲۰۰ متر یا حجم مخزن بیش از ۱۰ میلیارد مترمکعب در مناطقی با شدت لرزه‌ای پایه بالاتر از VI (و خود VI) و پروژه‌های درجه ۱ بزرگ با سدهای به ارتفاع بیش از ۱۵۰ متر در مناطقی با شدت لرزه‌ای پایه بالاتر از VII (و خود VII) طراحی لرزه‌ای باید بر پایه نتایج بررسی شتاب اوج سنگ پی انجام شود که از ارزیابی ویژه خطر لرزه‌ای به دست آمده است.

مطابق این دستورالعمل برای سدهای خاکی لازم است تحلیل شبه استاتیکی برای ارزیابی پایداری شیروانی‌های سد انجام شود. علاوه بر این اگر ارتفاع سد بیش از ۷۰ متر باشد و شدت لرزه‌ای VIII یا IX باشد و یا اینکه احتمال وقوع روانگرایی در پی وجود داشته باشد علاوه بر تحلیل شبه استاتیکی لازم است تحلیل‌های دینامیکی نیز در دستورکار قرار گیرد.

همچنین در این آیین‌نامه تصریح شده که در طول دوره کوتاه مدت ساخت، ضرورتی به در نظر گرفتن نیروی زلزله نیست. در زمان خالی بودن مخزن نیز در صورت نیاز به در نظر گرفتن نیروی زلزله، تنها نصف مقدار شتاب زمین لرزه طرح را باید در طراحی لرزه‌ای برگزید.

پ ۲-۷- راهنمای طراحی سدهای کوچک در فرانسه

در این دستورالعمل سدهایی با ارتفاع کمتر از ۱۵ متر به عنوان سد کوتاه و سدهای با ارتفاع بین ۱۵ تا ۲۵ متر به عنوان سد متوسط در نظر گرفته شده‌اند. بر این اساس برای سدهای کوچک در نواحی با خطر لرزه‌خیزی پایین ($0.15 < \alpha < 0.2$) تحلیل شبه استاتیکی کفایت می‌کند. در صورتیکه برای در نواحی با خطر لرزه‌ای بالاتر توصیه می‌شود که علاوه بر روش مذکور از روشهایی که رفتار دینامیکی خاک (پی و خاکریز) را در نظر می‌گیرند، استفاده شود. در این دستورالعمل از روش شبه استاتیک به عنوان روشی که به طور فراگیر برای تحلیل لرزه‌ای سدهای کوتاه و متوسط کاربرد دارد یاد شده و لزوم استفاده از تحلیل دینامیکی در شرایطی که خطر لرزه‌خیزی بالاتر باشد ($0.25 > \alpha$) و همچنین در سدهای مهم مورد تأکید واقع شده است. ضریب اطمینان قابل قبول در تحلیل شبه استاتیکی در شرایط بهره‌برداری دائمی معادل ۱/۱ و در سایر شرایط که احتمال وقوع کمتری دارند معادل ۱ توصیه شده است. در اغلب شرایط در نظر گرفتن ضریب لرزه‌ای قائم در تحلیل شبه استاتیکی لزومی ندارد.

پ ۲-۸- پیش نویس آیین نامه هندوستان

در این دستورالعمل سه روش زیر برای تحلیل لرزه‌ای سدهای خاکی توصیه شده است:

الف) روش تحلیل پایداری شبه استاتیکی

ب) روش بلوک لغزشی

ج) تحلیل دینامیکی

روش شبه استاتیکی مختص تحلیل لرزه‌ای خاکریزهای خوب متراکم شده و سدهایی با بستر مناسب و متراکم در نواحی لرزه‌ای II و III می‌باشد. در مناطق با لرزه‌خیزی بالا (IV and V) و یا در مواردی که پی سد، پتانسیل روانگرایی دارد، روشهای کاملتر نظیر تحلیل بلوک لغزشی و یا تحلیل دینامیکی توصیه شده است.

پ ۲-۹- کمیسیون تنظیم انرژی فدرال (FERC)

مطابق توصیه‌های این راهنما، ارزیابی لرزه‌ای خاکریزهایی که به خوبی متراکم شده‌اند و دارای پی متراکم هستند و در نواحی با لرزه‌خیزی کم (I و II) قراردارند و همچنین همه پروژه‌هایی که دارای پتانسیل خطر پایینی هستند، می‌تواند توسط روش شبه استاتیکی و با به کارگیری ضریب لرزه‌ای مناسب انجام شود. در نواحی با توان لرزه‌خیزی بالا (نظیر نواحی III و IV) و یا در مواردی که پی سد پتانسیل وقوع روانگرایی دارد، لازم است برای تحلیل لرزه‌ای از تحلیل‌های دینامیکی استفاده شود. در این صورت مطالعه لرزه‌خیزی ساختگاه نیز ضرورت خواهد داشت. این مطالعه شامل تعیین منابع لرزه‌زا، تعیین حداکثر زلزله باورکردنی (MCE) و تعیین فاصله ساختگاه از هریک از منابع مذکور می‌باشد. همچنین لازم است پتانسیل حرکت گسل در پی و مخزن سد نیز به دقت مورد بررسی قرار گیرد.

پ ۲-۱۰- انجمن سد آمریکا (USSD)

این مرجع توصیه‌های کمیسیون تنظیم انرژی فدرال (FERC) را مورد تاکید قرار داده است.

پ ۲-۱۱- راهنمای ایمنی سد در نیویلند

در این راهنما برای سدهای خاکی که در معرض وقوع روانگرایی در پی و یا بدنه سد قرار ندارند، روش شبه استاتیکی برای بررسی پایداری لرزه‌ای شیروانی‌ها توصیه شده است. ضریب لرزه‌ای پیشنهادی این راهنما در محدوده ۰/۱ تا ۰/۱۵ و حداقل ضریب اطمینان قابل قبول برای این تحلیل در حدود ۱/۲ تا ۱/۳ می‌باشد. این راهنما به استناد عملکرد سدهایی که در معرض زلزله قرار گرفته‌اند، این روش ساده را، روشی مطمئن برای ارزیابی لرزه‌ای توصیف نموده است. در عین حال با توجه به خصوصیات دینامیکی مصالح سد و پی، تحلیل‌های تکمیلی دیگری که مبتنی بر برآورد تغییر مکان هستند برای تحلیل لرزه‌ای سد مورد نیاز خواهد بود.

پ ۲-۱۲- دستورالعمل ایالت آیداهو

در این آیین نامه تعدادی دستورالعمل برای طرح لرزه‌ای سدها ارائه شده است. مطابق دستورالعمل شماره ۲۵، سدها بر حسب اندازه سد و میزان ریسک به شکل زیر دسته‌بندی می‌شوند:

الف) سدهای کوتاه (Small Dam): ارتفاع این سدها حداکثر ۲۰ فوت (۶ متر) و ظرفیت مخزن آنها کمتر از ۱۰۰ acre-feet (۰/۱۲ میلیون مترمکعب) می‌باشد.

ب) سدهای متوسط (Intermediate Dam): ارتفاع این سدها بین ۲۰ تا ۴۰ فوت (۶ تا ۱۲ متر) و یا ظرفیت مخزن آنها بین ۱۰۰ acre-feet تا ۴۰۰۰ (۰/۱۲ تا ۵ میلیون مترمکعب) است.

ج) سدهای بزرگ (Large Dam): ارتفاع این سدها بیش از ۴۰ فوت (۱۲ متر) و یا ظرفیت مخزن آنها بیش از ۴۰۰۰ acre-feet (۵ میلیون مترمکعب) می‌باشد.

همچنین دسته بندی خطر در این آیین نامه مطابق جدول زیر می‌باشد:

جدول پ ۲-۵- دسته‌بندی درجه خطرپذیری سد

درجه خطرپذیری	تبعات اجتماعی و انسانی	تبعات اقتصادی
کم	عدم وجود ساختمان‌های مسکونی دائمی	آسیبهای جزئی به اراضی، مزارع، مراکز صنعتی و بازرگانی، حمل و نقل و تأسیسات و اموال عمومی و ...
متوسط	عدم وجود مراکز تجمع انسانی، یا وجود تنها ۱ یا چند ساختمان دائم که در صورت بروز سیلابی به عمق ۶۰ سانتیمتر یا کمتر و یا با سرعتی کمتر ۰/۶ متربرثانیه امکان آسیب به آنها وجود خواهد داشت.	خسارت به اراضی و زمین‌های کشاورزی، مراکز صنعتی و بازرگانی، تأسیسات و اموال عمومی و عدم امکان استفاده و یا تخریب امکانات حمل و نقل و ...
زیاد	وجود مراکز تجمع انسانی توسعه یافته که در صورت بروز سیلابی به عمق بیش از ۶۰ سانتیمتر و یا با سرعتی بیش از ۰/۶ متربرثانیه امکان آسیب به آنها وجود خواهد داشت.	خسارت عمده و تخریب اراضی و زمین‌های کشاورزی، مراکز صنعتی و بازرگانی، خطوط حمل و نقل و تأسیسات عمومی و ...

مطابق دستورالعمل شماره ۵۰ از این آیین نامه، تحلیل لرزه‌ای خاکریز با استفاده از روشهای شبه استاتیکی و یا دینامیکی امکان پذیر است. همچنین ضریب اطمینان مجاز پایداری شیروانی‌ها در حالت تراوش پایدار ۱/۵ و در حالت تخلیه سریع ۱/۲ توصیه شده است. برای سدهای ساخته شده در ناحیه لرزه‌خیز III، حداقل ضریب اطمینان قابل قبول برای شرایط زلزله می‌تواند معادل ۱ در نظر گرفته شود.

در این آیین نامه تحلیل شبه استاتیکی تنها در صورتی قابل قبول خواهد بود که خاکریز از خاکی ساخته شده باشد که در هنگام ارتعاش فشار آب حفره‌ای آن افزایش نیافته و کاهش مقاومت در حین زلزله آن حداکثر ۱۵ درصد باشد. برای سدهایی که در ناحیه لرزه‌خیزی سوم قرار می‌گیرند و از خاکهای غیرچسبنده ساخته شده و یا بر روی بستری با احتمال وقوع روانگرایی قرار دارند، در صورتی که حداکثر شتاب زمین در آنها بیش از ۰/۱۵ شتاب جاذبه زمین باشد لازم است تغییر مکان لرزه‌ای نیز محاسبه گردد.

پیوست ۳

تبیین جایگاه تحلیل شبه استاتیکی از دیدگاه مراجع گوناگون

در آغاز دهه ۱۹۲۰ مطالعه پایداری سازه‌های خاکی با رویکرد استفاده از روش شبه استاتیکی آغاز گردید. اولین کاربرد روش شبه استاتیکی در تحلیل پایداری لرزه‌ای شیروانی‌های خاکی به ترزاقی و همکارانش^۱ نسبت داده شده است. این روش در ابتدا، بیشتر برای ارزیابی پایداری شیروانی خاکی با سطوح لغزش مختلف به کار می‌رفت. با گذر زمان، با توجه به مزایائی که این روش داشت مورد توجه مهندسان قرار گرفت و از آن برای سازه‌های مختلف خاکی (دیوارهای حائل، شیب‌های مسلح، سازه‌های زیر زمینی و سدها و...) بهره جستند.

پیش از آنکه به بحث پیرامون استفاده از روش شبه استاتیکی در تحلیل سدهای خاکی پرداخته شود لازم است به کاربرد این روش در تحلیل سایر سازه‌ها نیز توجه گردد. توجه به کاربرد این روش در سایر سازه‌ها، از جهتی اطمینان به این روش را در پی داشته و از طرف دیگر راهکارهای تخمین ضریب زلزله شبه استاتیکی در سایر سازه‌ها می‌تواند به عنوان الگویی برای توسعه روش تخمین این ضریب در سدهای خاکی مورد بهره‌برداری قرار گیرد.

پ ۳-۱- جایگاه روش شبه استاتیک در تحلیل لرزه‌ای سازه‌های مختلف

پس از زلزله ۱۹۰۸ در مسینارجیو^۲ ایتالیا، یک تیم مهندسی مأموریت یافتند که ساختمانهای تخریب شده در این زلزله را مورد مطالعه قرار دهند. این گروه با بررسی ساختمانهای واژگون شده به این نتیجه رسیدند که زلزله با ایجاد نیروهای افقی منجر به واژگونی و تخریب سازه‌ها شده است. تیم مذکور مقدار این نیرو را برابر یک دوازدهم وزن ساختمان برآورد نمودند. این نظریه بعدها در قالب رابطه زیر بیان شد.

$$V = CW \quad (\text{پ ۳-۱})$$

در این رابطه:

$$\begin{aligned} V & \text{ نیروی برش پایه زلزله} \\ W & \text{ وزن سازه} \\ C & \text{ ضریب زلزله} \end{aligned}$$

بعدها با گذشت زمان و انجام مطالعات تکمیلی مقدار ضریب زلزله از یک دوازدهم به یک دهم افزایش یافت و اکثر کشورها نظر فوق را پذیرفتند.

پیشرفت و تکامل علم دینامیک سازه از یکسو و اطلاعات حاصل از زلزله‌های ثبت شده از سوئی دیگر نشان داد که عوامل مختلفی در تعیین نیروی زلزله موثرند. خواص دینامیکی سازه نظیر پریود ارتعاش طبیعی، شکل پذیری سازه و

^۱ Terzaghi et al., 1950

^۲ Messina-Reggio

استهلاک انرژی، شکل مد ارتعاشی، توزیع سختی در سازه و عوامل دیگری نظیر جنس خاک، لرزه خیزی محل، فاصله سازه از چشمه مسبب لرزه از مهمترین عوامل موثر بر این نیرو تلقی می‌شوند. این عوامل رفته رفته جایگاه خود را در آیین نامه‌های مختلف باز کردند به نحویکه ضمن حفظ قالب قدیمی، اثر عوامل مزبور به طور ضمنی در تعیین نیروی زلزله و توزیع آن بر روی سازه گنجانده شد. در شرایط کنونی تقریباً همه آیین نامه‌های معتبر ساختمانی روش شبه استاتیکی را برای ساختمانهای معمولی با ذکر محدودیتهایی پذیرفته‌اند.

در آیین نامه ایران برای طراحی ساختمانها در برابر زلزله (استاندارد ۸۴-۲۸۰۰) استفاده از روش شبه استاتیکی برای طرح لرزه‌ای ساختمانهای منظم توصیه شده است. از آنجائی که در ایران بیشتر ساختمانها از چنین شرایطی برخوردار هستند استفاده از این روش در اغلب مواقع به نظر کافی می‌رسد. مضافاً آنکه مشاهدات نشان داده است که سازه‌هایی که طبق ضوابط این آیین نامه طراحی و اجرا شده‌اند در برابر زلزله‌های اخیر، که گاه از شدت بالایی نیز برخوردار بوده‌اند، دارای ایمنی مطلوبی بوده و رفتار مناسبی از خود نشان داده‌اند.

علاوه بر ساختمانها، اغلب آیین‌نامه‌های معتبر بین المللی نظیر AASHTO، FHWA و BS در طرح لرزه‌ای سازه‌های ژئوتکنیکی همانند دیوارهای حائل و سازه نگهبان، استفاده از روش شبه استاتیکی را توصیه نموده و راهکارهایی برای انتخاب ضریب زلزله شبه استاتیکی ارائه کرده‌اند.

در طرح لرزه‌ای سازه‌های زیر زمینی نیز محققین زیادی روش شبه استاتیک را برای تحلیل این سازه‌ها به کار گرفته‌اند که از آن جمله می‌توان به مراجع زیر اشاره کرد.

- Unjyo et al., 2002
- Zhou et al., 2003
- Tateishi et al., 1992
- Kawajima et al., 1994
- GB50157, 2003

امروزه این روش در اغلب سازه‌ها به عنوان تنها روش یا به عنوان مقدمه تحلیل لرزه‌ای کاربردهای فراوانی یافته است، که در ادامه به جهت رعایت اختصار تنها به تعدادی از آنها پرداخته شده است.

پ ۲-۳-جایگاه روش شبه استاتیکی برای طرح لرزه‌ای سدهای خاکی و سنگریز در مراجع علمی

علاوه بر استفاده از روش شبه استاتیک در تحلیل سازه‌های مختلف (همانگونه که در بخش قبل اشاره شد)، اغلب مراجع معتبر بین المللی، روش شبه استاتیکی را به عنوان یکی از روشهای معمول تحلیل لرزه‌ای سدهای خاکی مورد توجه قرار داده‌اند. محدودیتهای به کارگیری این روش سبب گردیده برخی از مراجع، تنها در مورد سدهای کوچک آن را به عنوان معیار نهایی طراحی بپذیرند و در مورد سدهای دیگر و مخصوصاً سدهای با اهمیت و سدهایی که احتمال وقوع روانگرایی در پی آنها وجود دارد علاوه بر این روش بر انجام تحلیلهای بلوک لغزشی و همچنین تحلیلهای کامل

دینامیکی نیز تاکید نمایند. در اینجا به منظور تبیین جایگاه این روش در تحلیل لرزه‌ای سدهای خاکی و سنگریز به اختصار نظرات برخی مراجع معتبر علمی ارائه شده است:

• دفتر عمران ایالات متحده (USBR)

این دستورالعمل تحلیل شبه استاتیکی را به عنوان یکی از روشهای تحلیل لرزه‌ای سدها و حداقل تحلیل قابل قبول توصیه نموده است. بر همین اساس در سدهایی با اهمیت کمتر در صورت تأمین شرایط خاص می‌توان تحلیل شبه استاتیکی را به عنوان تنها تحلیل لرزه‌ای مورد نیاز در یک سد به کار بست.

• کمیسیون جهانی سدهای بزرگ (ICOLD)

مطابق نظریات این نشریه، تحلیل لرزه‌ای سدهای خاکی می‌تواند با استفاده از روش ساده شبه استاتیکی و یا روشهای تفصیلی دینامیکی معادل خطی و یا غیر خطی با استفاده از تکنیکهای تحلیل عددی اجزاء محدود و یا تفاضلهای محدود انجام شود. همچنین توصیه شده که به منظور دستیابی به اطلاعات اولیه از نحوه تاثیر خصوصیات زلزله بر یک سد، همواره لازم است تحلیل‌های ساده (شبه استاتیکی) پیش از تحلیل‌های تفصیلی انجام گیرد. در صورتی که مصالح خاکریز سد مستعد کاهش سختی و مقاومت نباشند و سطح خطر احتمالی طرح پایین باشد، استفاده از روشهای ساده تحلیل و همچنین استخراج ضرایب بار لرزه‌ای از حداکثر شتاب زلزله منطقه کفایت می‌نماید.

• آئین‌نامه طرح لرزه‌ای سازه‌های آبی ژاپن

این دستورالعمل برای سدهای با ارتفاع کمتر از ۱۰۰ متر روش «ضریب زلزله اصلاح شده» را برای ارزیابی پایداری سد در برابر بارهای حاصل از زلزله توصیه نموده است. علاوه بر این، برای سدهای مرتفع‌تر استفاده از تحلیل‌های دینامیکی و آزمایش‌های مدل با میز لرزان مورد تأکید قرار گرفته است.

• آئین‌نامه طرح لرزه‌ای سازه‌های آبی چین

مطابق این آئین‌نامه، برای ارزیابی پایداری شیروانی‌های سدهای خاکی و سنگریز لازم است تحلیل شبه استاتیکی انجام شود. علاوه بر این اگر ارتفاع سد بیش از ۷۰ متر باشد و شدت لرزه‌ای VIII یا IX باشد و یا اینکه احتمال وقوع روانگرایی در پی وجود داشته باشد، انجام تحلیل‌های دینامیکی علاوه بر تحلیل شبه استاتیکی الزامی است.

• پیش نویس آیین‌نامه هندوستان

در این دستورالعمل سه روش تحلیل شبه استاتیکی، تحلیل بلوک لغزشی و تحلیل دینامیکی برای تحلیل لرزه‌ای سدهای خاکی توصیه شده است. مطابق این دستورالعمل، در نواحی لرزه‌ای II و III، تحلیل لرزه‌ای خاکریزهای خوب متراکم شده و سدهای ساخته شده بر روی بستر خاکهای متراکم، توسط روش شبه استاتیکی قابل بررسی است. در

مناطق با لرزه خیزی بالا (IV and V) و یا در مواردی که پی سد پتانسیل وقوع روانگرایی دارد، روشهای کاملتر نظیر تحلیل بلوک لغزشی و یا تحلیل دینامیکی مورد نیاز خواهد بود.

• راهنمای ایمنی سد در نیوزیلند

با توجه به خصوصیات دینامیکی مصالح سد و پی، روش ساده و یا روشهای کاملتری که مبتنی بر برآورد تغییر مکان هستند برای تحلیل لرزه‌ای سد مورد نیاز خواهد بود. بر همین اساس برای سدهای خاکی که در معرض وقوع روانگرایی در پی و یا بدنه سد قرار ندارند، روش شبه استاتیکی برای بررسی پایداری لرزه‌ای شیروانی‌های معمول است.

• سایر دستورالعملها

علاوه بر موارد ذکر شده، تعداد قابل توجهی از سایر دستورالعملهای معتبر بین المللی استفاده از روش شبه استاتیکی را تحت شرایط و محدودیتهایی قابل قبول دانسته‌اند. که از جمله دستورالعمل طراحی لرزه‌ای سازه‌های آبی انگلستان، آئین نامه طرح لرزه‌ای سازه‌های آبی سوئیس، راهنمای طراحی سدهای کوچک در فرانسه، کمیسیون تنظیم انرژی فدرال، انجمن سد آمریکا، دستورالعمل گروه مهندسان ارتش آمریکا، انجمن کشاورزی آمریکا، اداره منابع آب کالیفرنیا و دستورالعمل ایالت آیداهو قابل ذکر است.

در مجموع با بررسی نظرات این مراجع چنین به نظر می‌رسد که تحلیل شبه استاتیکی به عنوان یک ابزار اولیه مورد نیاز مهندسان طراح سدهای خاکی و سنگریز است، که مقدمات لازم برای یک تحلیل دقیقتر را فراهم می‌آورد. همچنین سهولت کاربرد آن و عدم نیاز به پارامترهای پیچیده سبب شده است که این تحلیل در مراحل اولیه مطالعات، مکان‌یابی و گزینه‌یابی سدها بسیار مورد توجه باشد. با این حال هرچند کفایت این روش به تنهایی در اغلب مراجع با محدودیتهایی همراه می‌باشد، اما در برخی سدهای کوچک و در صورت وجود شرایط خاص می‌تواند به تنهایی برای قضاوت نهایی مورد استفاده قرار گیرد.

پیوست ۴

تبیین نظرات مختلف پیرامون نحوه تعیین ضریب شبه‌استاتیکی (ضریب زلزله)

به طور کلی دو رویکرد متفاوت برای تعیین شتاب شبه‌استاتیکی و اعمال آن در طرح لرزه‌ای سدهای خاکی و سنگریز وجود دارد:

- ۱- در نظر گرفتن سد به عنوان یک جسم صلب و اعمال یک ضریب زلزله ثابت در تمام ارتفاع بدنه سد
 - ۲- لحاظ کردن اثرات مصالح و هندسه بدنه و پی و انتخاب ضریب زلزله متغیر با ارتفاع در بدنه سد
- در هریک از این دو رویکرد نیز روشها و توصیه‌های مختلفی برای محاسبه و تعیین ضریب زلزله، در مراجع و منابع مختلف وجود دارد، که با توجه به اهمیت این ضریب در طرح لرزه‌ای سدهای خاکی و سنگریز به روش شبه‌استاتیکی، در ادامه به شرح مختصری از مهمترین آنها پرداخته خواهد شد.

پ ۴-۱- ضریب شتاب شبه‌استاتیکی ثابت در ارتفاع

- **ترزاقی:** قدیمی‌ترین نظریه برای انتخاب ضریب زلزله در یک تحلیل شبه‌استاتیکی توسط ترزاقی^۱ در سال ۱۹۵۰ ارائه شده است. وی نیروی شبه‌استاتیکی را به طور دائم و تنها در یک جهت شیروانی در نظر گرفت و با توجه به شدت زلزله، مقادیری بین ۰/۱ تا ۰/۵ را برای محاسبه آن پیشنهاد کرد. امروزه مشخص شده است که با در نظر گرفتن ضریب زلزله برابر با ۰/۵، تقریباً هیچ شیئی قابل طراحی نخواهد بود.
- **استاندارد ژاپن:** استاندارد طراحی سدهای خاکی مقاوم در برابر زلزله^۲ کشور ژاپن در سال ۱۹۷۶، کمترین مقدار ضریب زلزله برای طرح ایمن سدهای خاکی در ژاپن را با توجه به لرزه‌خیزی مناطق مختلف آن مطابق با جدول (پ ۴-۱) پیشنهاد می‌نماید. در طرح لرزه‌ای سدها در این استاندارد، ضریب ایمنی هیچ بخشی از سد در برابر لغزش نباید کمتر از ۱/۲ باشد. مقادیر پارامترهای مقاومت برشی مورد نیاز این روش از آزمایشهای سه‌محوری به دست آمده و از چسبندگی مصالح در طراحی سدها صرف‌نظر می‌شود. سدهایی که بر اساس این استاندارد ساخته شدند، در برابر زلزله‌هایی از قبیل زلزله Hyogoken-Nambu که در سال ۱۹۹۵ در جزیره Awaji رخ داد، پایدار مانده و خسارت عمده‌ای ندیدند.

^۱ Terzaghi, 1950

^۲ The Seismic design standard for embankment dam, 1976

جدول پ ۴-۱- مقادیر حداقل ضریب شتاب شبه‌استاتیکی در تحلیل لرزه‌ای سدها در آیین نامه سال ۱۹۷۶ ژاپن

میزان لرزه خیزی منطقه			دسته‌بندی سد
کم (L)	متوسط (M)	بالا (H)	
۰/۱۰	۰/۱۲	۰/۱۲	سد بتنی ثقیلی
۰/۲	۰/۲۴	۰/۲۴	سد بتنی قوسی
۰/۱	۰/۱۲	۰/۱۵	سد سنگریز، سد ناحیه بندی شده
۰/۱۲	۰/۱۵	۰/۱۵	سد خاکی، سد همگن

• **سید^۳:** سید معیارهای طراحی لرزه‌ای شبه‌استاتیکی را برای ۱۴ مورد سد، در ۱۰ کشور لرزه‌خیز دنیا مورد بررسی قرار داد. در کلیه این طراحی‌ها حداقل ضریب اطمینان مورد نیاز در محدوده ۱ تا ۱/۵ و ضرایب شتاب شبه‌استاتیکی بین ۰/۱ تا ۰/۱۲ جمع‌بندی شده است. بر همین اساس وی چنین بیان داشت که در سدهای خاکی با مصالح شکل‌پذیر (سدهایی که در جریان زلزله، فشار آب حفره‌ای زیاد تولید نمی‌کنند، یا اینکه در بارگذاری سیکلی بیشتر از ۱۵٪ افت مقاومت ندارند) و شتاب تاج کمتر از $0.75g$ ، تنها لازم است که تحلیل‌های شبه‌استاتیکی با ضریب زلزله $K_h=0.1$ برای زلزله‌های با بزرگی 6.5 و $K_h=0.15$ برای زلزله‌های با بزرگی 8.25 انجام شود. در این حالت برای اینکه تغییر مکانها در حد قابل قبولی باشند، باید ضریب اطمینان حداقل برابر ۱/۱۵ باشد. این معیار اجازه می‌دهد که شتابهای شبه‌استاتیکی، معادل ۱۳ تا ۲۰ درصد شتاب حداکثر تاج در نظر گرفته شود.

• **مارکوسن^۴:** بر اساس توصیه مارکوسن ضریب زلزله مناسب برای طرح لرزه‌ای سدها معادل ۰/۳۳ تا ۰/۵ برابر شتاب ماکزیمم (PGA)، با احتساب اثرات تشدید یا تقلیل امواج که سد در معرض آن است، پیشنهاد شده است. در این حالت حداقل ضریب اطمینان قابل قبول برابر ۱ می‌باشد.

• **هاینز-گریفین و فرانکلین^۵:** با استفاده از تحلیل بلوک لغزشی نیومارک برای بیش از ۳۵۰ شتابنگاشت به این نتیجه رسیدند که سدهای خاکی با ضریب اطمینان شبه‌استاتیکی بزرگتر از ۱ و ضریب شتاب شبه‌استاتیکی برابر $0.5PGA$ ، تغییر شکل‌های بزرگ و خطرناکی نخواهند داشت (در حدود ۱ متر). همچنین هاینز و همکارانش برای مقایسه شتاب تاج و شتاب ورودی بر پایه خاکریزها، یک ضریب بزرگنمایی تعریف نمودند. در این حالت مقاومت دینامیکی، معادل ۸۰ درصد مقاومت استاتیکی و ضریب اطمینان قابل قبول برابر ۱ توصیه گردید.

³ Seed, 1979

⁴ Marcuson, 1981

⁵ Hynes-Griffin and Franklin, 1984

- **جانسن^۶:** وی بر مبنای نواحی چهارگانه خطر زلزله در آمریکا، ضریب لرزه‌ای تحلیل شبه‌استاتیکی را مطابق جدول (پ ۴-۲) پیشنهاد نمود. همچنین مقادیر جدول (پ ۴-۳) را برای حداقل ضریب اطمینان تحلیل شبه‌استاتیکی اعلام کرده است.

جدول پ ۴-۲- مقادیر ضریب لرزه‌ای نواحی چهارگانه خطر زلزله در آمریکا

ناحیه	توصیف ناحیه	ضریب لرزه‌ای
۱	خطر کم (بزرگی V و VI واحد مرکالی اصلاح شده)	۰/۰۵
۲	خطر متوسط (بزرگی زلزله VII واحد مرکالی اصلاح شده)	۰/۱
۳	خطر بالا (بزرگی بیش از VIII واحد مرکالی اصلاح شده)	۰/۱۵
۴	برای ناحیه ۳ با این اختلاف که در مجاورت یک سیستم گسل قطعا بزرگ واقع شده باشد	۰/۲

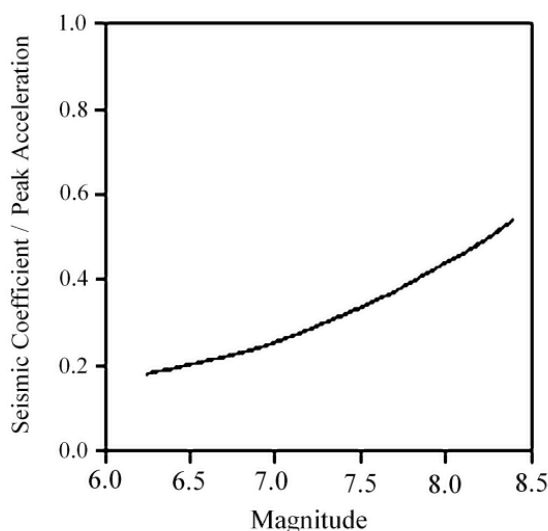
جدول پ ۴-۳- مقادیر حداقل ضریب اطمینان برای تحلیل شبه‌استاتیکی

حالت بارگذاری	حداقل ضریب اطمینان
پایان مرحله ساخت با بارگذاری زلزله (هر دو شیروانی بالادست و پایین دست)	۱/۰
تراوش پایدار با بارگذاری زلزله (شیروانی پایین دست)	۱/۲۵
تراوش پایدار در ارتفاعات مختلف مخزن با بارگذاری زلزله (شیروانی بالا دست)	۱/۲۵
تخلیه سریع با بارگذاری زلزله (شیروانی بالادست)	۱/۰

- **پایک^۷:** پایک بر اساس مطالعات سید و مکدیسی (که مبتنی بر روش نیومارک انجام شده است) درباره بزرگی زلزله و شتاب حداکثر، منحنی شکل (پ ۴-۱) را برای تخمین ضریب زلزله در خاکریزهایی با ارتفاع حداکثر ۲۵۰ فوت (۷۶/۲۵ متر) ارائه نمود. این منحنی تا حدودی مبتنی بر میزان تغییر شکلهای مجاز است و بر اساس آن، برای زلزله‌ای به بزرگی ۸/۲۵، اگر تحلیل شبه‌استاتیکی با شتاب افقی معادل نصف شتاب حداکثر صورت گیرد، خرابی در خاکریز رخ نمی‌دهد. این ضریب برای زلزله‌های با بزرگی کمتر، به نسبت کاهش می‌یابد. در این روش برای تمام ضرائب شتاب افقی، مقدار ضریب اطمینان قابل قبول معادل یک بیان شده است.

^۶ Jansen, 1988^۷ Pyke, 1991

Magical Curve for Obtaining
Seismic Coefficient
From Peak Acceleration



شکل پ ۴-۱- منحنی ارائه شده توسط پایک برای تخمین ضریب شتاب افقی

- **گروه مهندسين ارتش آمريكا^۸:** در اين راهنما برای تحلیل‌های اولیه و به منظور تبیین دورنمای طرح، اعمال نصف شتاب بیشینه پیش‌بینی شده برای سنگ بستر پیشنهاد شده است. همچنین توصیه شده که ضمن کاهش ۲۰ درصدی مقاومت مصالح، برای مصالح رسی از مقاومت زهکشی نشده و برای مصالح دانه‌ای از مقاومت زهکشی شده استفاده گردد. حداقل ضریب اطمینان قابل قبول در این مرجع نیز برابر یک اعلام شده است.
- **دفتر عمران ایالت متحده^۹:** برای برخی سدهای خاکی تحلیل شبه‌استاتیکی را قابل قبول دانسته و در این حالت تاکید کرده است که حداقل ضریب اطمینان قابل قبول در تحلیل‌های شبه‌استاتیکی معادل یک و ضریب شتاب افقی شبه‌استاتیکی حداقل معادل نصف شتاب پیش‌بینی شده برای سنگ بستر می‌باشد. این ضریب نباید از ۵ درصد شتاب جاذبه زمین کمتر انتخاب شود.
- **راهنمای ایمنی سد نیوزیلند^{۱۰}:** بر اساس این راهنما ضریب زلزله تحلیل شبه‌استاتیکی در محدوده ۰/۱ تا ۰/۱۵ و حداقل ضریب اطمینان قابل قبول برای این تحلیل نیز معادل ۱/۲ تا ۱/۳ بیان شده است.
- **پژوهشکده کانپور هندوستان^{۱۱}:** بر اساس بررسی‌های انجام شده در این پژوهشکده مقدار ضریب زلزله آنالیز شبه‌استاتیکی بر اساس رابطه زیر پیشنهاد شده است:

$$K_h = \frac{ZIS}{3} \quad (\text{پ ۴-۱})$$

در این رابطه:

^۸ U.S.Army Corps of Engineers, 1992

^۹ Dam Safety project review guide (USBR), 2000

^{۱۰} New Zealand Dam Safety Guidelines, 2000

^{۱۱} Indian Institute of Technology Kanpur (IITK), 2004

- K_h ضریب زلزله
- Z نسبت شتاب مبنای طرح بر اساس میزان لرزه خیزی نقاط مختلف در آیین نامه هندوستان^{۱۲}
- I ضریب اهمیت سد که بر اساس جدول (پ ۴-۴) تعیین می گردد
- S میزان تشدید جنبش زمین، از روی سنگ بستر تا پنجه سد یا خاکریز بر اساس جدول (پ ۴-۵)

جدول پ ۴-۴- ضریب اهمیت سد یا خاکریز

ضریب اهمیت	نوع سد یا خاکریز
۱/۰	خاکریزهای معمولی که شکست آنها بحرانی نیست
۱/۵	خاکریزهای مهم که گسیختگی آنها ممکن است موجب اختلال در سرویس‌های حساس عمومی نظیر بزرگراههای اصلی و خطوط راه آهن گردد.
۲	سدهای کوچک و متوسط

جدول پ ۴-۵- ضریب تشدید منطقه‌ای در هندوستان

فاکتور تشدید در منطقه (S)				نوع خاک
ناحیه (V)	ناحیه (IV)	ناحیه (III)	ناحیه (II)	
۱	۱	۱	۱	S_1
۱	۱/۲	۱/۵	۲	S_2

که در این جدول خاکهای نوع S_1 شامل سنگهای نرم و سخت و همچنین خاکهای سخت می‌باشد. خاک نوع S_2 نیز شامل حالات زیر است:

- متوسط عدد SPT ($(N_1)_{60}^{ave}$) در لایه‌ای از پی به ضخامت معادل ارتفاع سد یا خاکریز کمتر از ۱۵ باشد، مانند خاکهای غیرچسبنده نامتراکم.
- متوسط مقاومت برشی زهکشی نشده (S_u^{ave}) در لایه‌ای به ضخامت معادل ارتفاع سد کوچکتر یا مساوی ۲۵ کیلو پاسکال باشد مانند خاکهای چسبنده نرم.
- اگر ضخامت مذکور از پی شامل هر دو لایه باشد تعیین نوع خاک بر اساس رابطه زیر صورت می‌پذیرد:

$$\frac{d_1}{d_1 + d_2} \frac{S_u^{avg}}{25} + \frac{d_2}{d_1 + d_2} \frac{(N_1)_{60}^{avg}}{15} \leq 1.0 \quad (\text{پ ۴-۲})$$

که در این رابطه d_1 و d_2 به ترتیب ضخامت لایه‌های متناظر نوع S_1 و S_2 هستند.

¹² Indian Standard (IS:1893-Part1, 2002)

پ ۴-۲- ضریب شتاب شبه‌استاتیکی متغیر در ارتفاع

در روش‌های مبتنی بر انتخاب شتاب شبه‌استاتیکی ثابت در ارتفاع سد، حداکثر اثرات لرزه‌خیزی منطقه، طول عمر سد و درجه اهمیت سد در نظر گرفته شده و از اثرات جنس مصالح و هندسه بدنه و پی سد صرف‌نظر می‌شود. به منظور تکمیل این روشها، برخی مراجع ضریب زلزله به صورت متغیر در ارتفاع را توصیه نموده‌اند. بدین ترتیب که پس از انتخاب یک ضریب ثابت زلزله، این ضریب با اعمال ضرائب اصلاحی به صورت متغیر در ارتفاع بر روی نقاط مختلف سد اعمال می‌گردد.

در این روش‌ها با در نظر گرفتن رفتار ویسکوالاستیک و یا رفتار واقعی سد، تحلیل‌های لرزه‌ای نسبتاً دقیق‌تری بر روی پایداری سد صورت می‌گیرد. در ادامه به معرفی اجمالی مهمترین روشهای موجود در این زمینه پرداخته شده است:

• **جایی کریشنا^{۱۳}:** در این روش تغییرات شتاب زلزله در ارتفاع سد به صورت غیر خطی در نظر گرفته شده است. برای این منظور به استناد مطالعات Hatanaka (1955) نسبت شتاب تاج سد به شتاب نقاط میانی بدنه، توسط ضرایب ثابتی که صرفاً وابسته به ارتفاع نقاط هستند و بر اساس جدول (پ ۴-۶) تعیین می‌گردد.

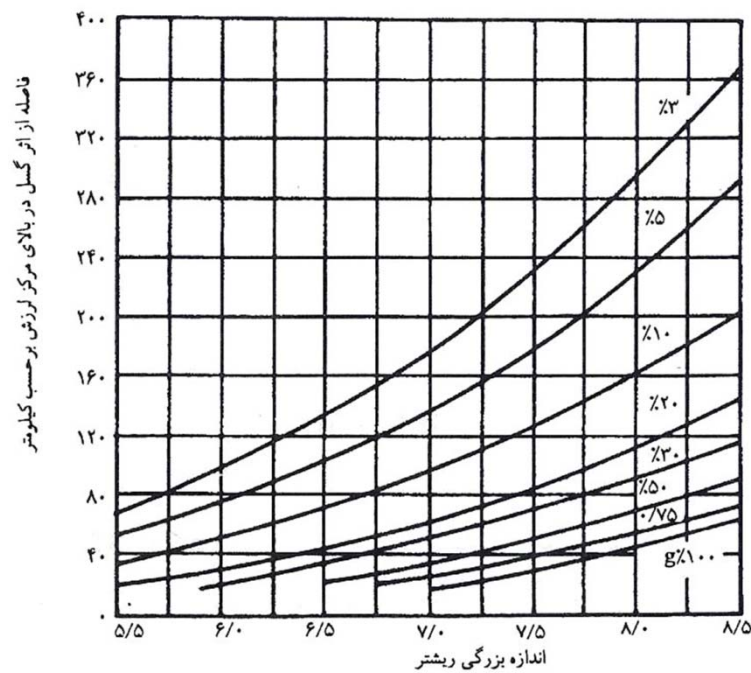
برای محاسبه شتاب تاج نیز ابتدا باید شتاب ساختگاه و سپس ضریب تشدید شتاب در ارتفاع سد برآورد شود. شتاب ساختگاه از شکل (پ ۴-۲) با توجه به بزرگی زلزله و فاصله ساختگاه از گسل قابل محاسبه خواهد بود. همچنین شتاب طیفی با توجه به دوره تناوب و میرایی سد و با استفاده از طیف شتاب که نمونه‌ای از آن در شکل (پ ۴-۳) نشان داده شده برآورد می‌گردد. طیف یاد شده برای یک شتاب پایه خاص (۰/۳۳ شتاب ثقل زمین) تهیه شده است و برای سایر شتابها باید در نسبت دو شتاب ضرب گردیده و مقادیر استخراج شده از آن اصلاح گردد.

در حال حاضر با توجه به پیشرفتهای حاصل در زمینه مطالعات لرزه‌خیزی، امکان تعیین شتاب حداکثر ساختگاه و محاسبه شتاب طیفی وجود داشته و نیازی به استفاده از نمودارهای این روش نیست. با این حال جدول (پ ۴-۶) به عنوان معیاری برای بیان روند تغییر شتاب در ارتفاع سد قابل توجه می‌باشد.

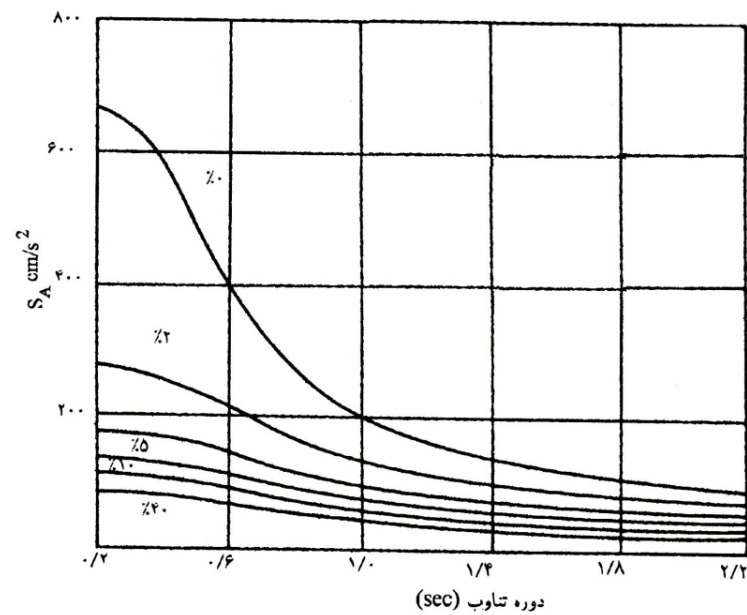
جدول پ ۴-۶- مقادیر ضرایب تقلیل شتاب تاج

Z/H	۰/۰	۰/۱	۰/۳	۰/۵	۰/۷	۰/۹	۱/۰
شتاب ماکزیمم نسبی	۱/۰۰	۰/۹۸۶	۰/۸۷۴	۰/۶۶۸	۰/۴۰۶	۰/۱۲۷	۰

H: ارتفاع سد ؛ Z: فاصله هر نقطه از تاج



شکل پ ۴-۲ - تغییر شتاب زمین با فاصله برای بزرگیهای مختلف



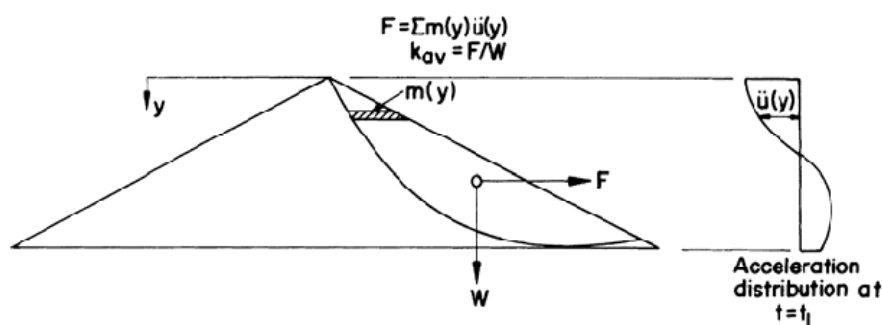
شکل پ ۴-۳ - منحنیهای متوسط طیف شتاب

- **روش سید و مارتین^{۱۴}:** در این روش با استفاده از تحلیل تیر برشی و همچنین محاسبه توزیع شتاب در لحظات مختلف زمانی و انتگرالگیری نتایج برای نیروهای اینرسی وارده، ضریب متوسط زلزله از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$\alpha_{av} = \frac{1}{W} \sum m(y).u_a(y) \quad (\text{پ ۴-۳})$$

¹⁴ Seed and Martin, 1965

که در این رابطه m جرم و u_a شتاب یک قطعه افقی از توده مورد نظر است. شکل (پ ۴-۴) جزئیات این روش را نشان می‌دهد.



شکل پ ۴-۴ - مفهوم متوسط ضریب لرزه‌ای

نتایج محاسبات این گروه برای سدهای با سه ارتفاع مختلف و دو مقدار مدول برشی متفاوت و به ازای چهار موقعیت برای گوه لغزشی در جدول (پ ۴-۷) ارائه شده است. به طوریکه مشاهده می‌گردد مقدار ضریب زلزله معادل، با افزایش ارتفاع سد کاهش چشمگیری می‌یابد. همچنین با افزایش سختی مصالح و تراز قرار گیری توده مورد بررسی نیز بر مقدار این ضریب به مقدار قابل توجهی افزوده می‌شود.

این روش در سد سانوکاو^{۱۵} ژاپن که در آن اندازه‌گیریهای واقعی نیز در دست بوده، به کار رفته و نتایج قابل قبولی را بدست داده است. برخی از این نوع رفتارها در ارتباط با سد اوتانی^{۱۶} نیز تطابق و هماهنگی خوبی نشان داده‌اند. گولز و همکارانش^{۱۷} برای ارزیابی پایداری سد اورویل^{۱۸} با استفاده از زلزله ال سنترو، از تحلیل دینامیکی در کنار این روش استفاده کردند. این محاسبات نشان داد در صورت در نظر گرفتن برخی ملاحظات طراحی، نظیر استقرار سد روی سنگ بستر، پیش‌بینی مناطق انتقالی عریض، ارتفاع آزاد^{۱۹} اضافی و دانه‌بندی خوب و هسته رسی پلاستیک با رطوبت تراکم بهینه، می‌توان در مورد ایمنی این سد بزرگ اطمینان کافی حاصل نمود.

¹⁵ Sannokav

¹⁶ Otani

¹⁷ Golze et al., 1967

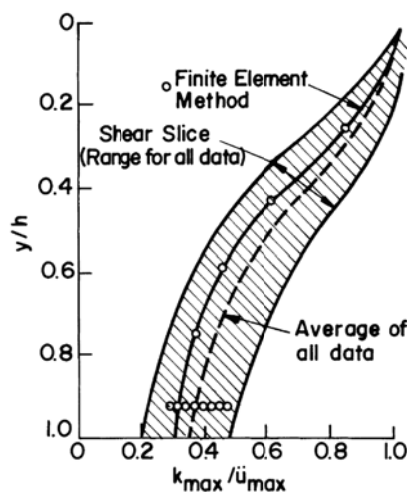
¹⁸ Oroville

¹⁹ Freeboard

جدول پ ۴-۷- ضرایب دینامیکی زلزله برای خاکریزهای با ارتفاعات و مصالح مختلف

$V_S = \sqrt{G/\rho} = 305(m/s)$ $G = 16700(N/cm^2)$			$V_S = \sqrt{G/\rho} = 91.5(m/s)$ $G = 1500(N/cm^2)$				
ارتفاع سد (متر)			ارتفاع سد (متر)				
۳۰/۵	۹۱/۵	۱۸۳	۳۰/۵	۹۱/۵	۱۸۳		
۱۵	۱۲	۷	۱۰	۵	۳	تعداد سیکلهای مهم نیرو	
۳/۳	۱/۲۵	۰/۷	۱/۲۵	۰/۴	۰/۳	فرکانس غالب سیکلهای نیرو	
۰/۴	۰/۳۶	۰/۲۴	۰/۳۵	۰/۲	۰/۱	ربع بالا	ضرایب حداکثر زلزله معادل (K) وارد بر قسمتهای مختلف خاکریز
۰/۳۵	۰/۲۸	۰/۱۶	۰/۳	۰/۱۵	۰/۰۷	نیمه بالا	
۰/۳	۰/۲۲	۰/۱۱	۰/۲۲	۰/۱	۰/۰۴	سه چهارم بالا	
۰/۲۵	۰/۱۶	۰/۰۸	۰/۱۶	۰/۰۸	۰/۰۳	ارتفاع کامل	
۰/۲۶	۰/۷۸	۱/۵۷	۰/۸۷	۲/۶۱	۵/۲۲	دوره تناوب طبیعی خاکریزها	

مکدیدی و سید^{۲۰}: مکدیدی و سید منحنی طیف تشدید شتاب زمین در بدنه سد را مطابق شکل (پ ۴-۴) ارائه کرده‌اند. این منحنی بر اساس محاسبات اجزاء محدود و همچنین آمار هشت زلزله قوی رخ داده، ترسیم شده است. با در نظر گرفتن مقادیر مختلف برای نسبت عمق توده لغزش به ارتفاع سد (y/h)، مقدار نسبت (K_{max}/U_{max}) به دست می‌آید. در روابط U_{max} حداکثر شتاب تاج و K_{max} شتاب حداکثر موثر برای گوه مورد نظر می‌باشد. بدین ترتیب اثر تغییر ضریب زلزله با ارتفاع تا حدودی مورد توجه واقع شده و هر توده در آستانه لغزش حائز یک مقدار خاص برای ضریب زلزله شبه‌استاتیکی خواهد شد. مطابق این شکل توده‌های در آستانه لغزش عمیق‌تر ضریب لرزه‌ای کمتری را به خود اختصاص خواهند داد.



شکل پ ۴-۴- تغییرات شتاب موثر حداکثر با عمق شکست

²⁰ Makdisi and Seed, 1978

- **استاندارد هندوستان^{۲۱}:** استاندارد کشور هندوستان، پیشنهاد می‌نماید که برای کنترل لغزش سطح گسیختگی که پایینترین نقطه آن در عمق y از تاج سد قرار دارد، ضریب شتاب افقی معادل از رابطه (پ ۴-۴) تعیین گردد:

$$\alpha_y = (2.5 - 1.5(y/H))\alpha_h \quad (\text{پ ۴-۴})$$

در رابطه فوق H ارتفاع سد و α_h مقدار ضریب لرزه‌خیزی منطقه بوده و مقادیری بین 0.3 تا 0.24 اختیار می‌کند.

- **روش شبه‌استاتیکی اصلاح شده در پیش نویس استاندارد ژاپن^{۲۲}:** استاندارد ژاپن برای طراحی سدهای خاکی همگن و ناحیه‌بندی شده و سدهای سنگریز، با ارتفاع کمتر از 100 متر، روش شبه‌استاتیکی اصلاح شده را ارائه کرده است. مطابق این استاندارد در روش شبه‌استاتیکی اصلاح شده برای بررسی پایداری مقطع اصلی، ضریب زلزله برای هر توده در آستانه لغزش با عمق مشخص، یک عدد ثابت بوده و از روابط زیر استخراج می‌شود:

$$K_h = K_f (2.5 - 1.85(\frac{y}{h})) \quad (0 < \frac{y}{h} \leq 0.4) \quad (\text{پ ۴-۵})$$

$$K_h = K_f (2 - 0.6(\frac{y}{h})) \quad (0.4 < \frac{y}{h} \leq 1) \quad (\text{پ ۴-۶})$$

که در آن h ارتفاع خاکریز، y فاصله عمودی بین تاج و انتهای گوه لغزشی و K_f ضریب لرزه‌ای پی می‌باشد که برای کشور ژاپن از جدول (پ ۴-۸) استخراج می‌شود. همچنین این آیین نامه بیان داشته است که اگر شرایط غیرمعمولی در وضعیت نیروهای لرزه‌ای، توپوگرافی، پی، سازه و یا مصالح وجود داشته باشد، لازم است از روشهای دیگر نظیر تحلیل دینامیکی، استفاده شود.

جدول پ ۴-۸- ضریب K_f برای مناطق مختلف

توصیف ناحیه	ضریب لرزه‌ای پی
مناطق با لرزه خیزی بالا	۰/۱۸
مناطق با لرزه خیزی متوسط	۰/۱۶
مناطق با لرزه خیزی کم	۰/۱۳

پ ۴-۳- ضریب شتاب شبه‌استاتیکی قائم

در حین رخداد یک زلزله امواج حاصل از آن در جهات مختلف انتشار یافته و به سازه‌های واقع بر سطح زمین شتاب وارد می‌نمایند. معمولاً شتاب‌نگاشت حاصل از زلزله در دو جهت افقی (شمالی-جنوبی و شرقی-غربی) و یک جهت قائم ثبت شده و برای انجام تحلیل‌های لرزه‌ای مورد استفاده قرار می‌گیرند.

²¹ IS 1893, 1984

²² The Seismic design standard for embankment dam, 1992

امروزه در تحلیل‌های متعارف سدها و شیروانی‌های خاکی غالباً شتاب افقی مورد توجه بیشتری واقع شده و طراحی سد برای تحمل بار زلزله ناشی از مولفه افقی شتاب زلزله صورت می‌پذیرد. به طور خلاصه می‌توان دلایل این امر را به قرار زیر دانست:

الف) به طور معمول نیروهای دینامیکی ناشی از مولفه قائم زلزله در برابر وزن گوه گسیختگی اندک می‌باشد.
 ب) بررسی شتاب‌نگاشتهای ثبت شده (از قبیل Ambrasyes and Douglas, 2000) حاکی از آن است که حداکثر شتاب قائم عموماً از حداکثر شتاب افقی کمتر است و از سوی دیگر دو مولفه افقی و قائم در یک لحظه به مقدار حداکثر خود نمی‌رسند.

بررسی‌های عددی نیز بیانگر آن است که در نظرگیری مولفه قائم شتاب زلزله تغییر چندانی در ضریب اطمینان پایداری شیروانیهای سد ایجاد نمی‌کند. با این حال، در رفتار لرزه‌ای سدهای خاکی، شتاب قائم در برخی از شرایط ممکن است منجر به افزایش فشار آب حفره‌ای و یا ایجاد تنش‌های کششی در سازه‌های خاکی گردد. با توجه به رفتار ضعیف سازه‌های خاکی در این شرایط ممکن است وضعیت نامطلوبی در عملکرد این سازه‌ها به وجود آید. مورد اخیر در بحث تحلیل تنش-کرنش دینامیکی در سدهای خاکی حائز اهمیت است و در بحث پایداری شیروانیها به روش شبه‌استاتیکی موثر نیست.

بنابراین در مجموع می‌توان گفت که در نظرگیری شتاب قائم در تحلیل پایداری سدهای خاکی به روش تعادل حدی الزامی نیست، ولی در تحلیل‌های تنش-کرنش لازم است مورد توجه قرار گیرد. در مواردی که شواهدی دال بر قابل توجه بودن اثر مولفه قائم وجود دارد، لازم است این اثر در محاسبات تعادل حدی نیز لحاظ شود. در هر صورت افزایش ضریب اطمینان به دلیل اعمال مولفه قائم زلزله، نباید در طراحی تاثیر داده شود.
 در اینجا به طور خلاصه نتایج برخی تحقیقات اخیر و توصیه‌های کلی پیرامون تاثیر مولفه قائم شتاب زلزله در پاسخ لرزه ای سدهای خاکی ارائه می‌گردد.

- **Brawn and Larkin (2005)** پس از بررسی و تحلیل یک خاکریز با در نظر گرفتن هر دو مولفه افقی و قائم بدین نتیجه رسیدند که در نظرگیری مولفه قائم تاثیر چندانی در نتایج نهایی ایجاد نمی‌نماید.
- **Babu et al. (2007)** در تحلیل لرزه‌ای یک سد خاکی در هندوستان به این جمع بندی رسیدند که مولفه قائم شتاب زلزله نقش ناچیزی در میزان ضریب اطمینان پایداری شیروانیها ایفا می‌کند.
- **NCHRP (2008)** در گزارش شماره ۶۱۱ خود که تحت عنوان تحلیل لرزه‌ای دیوارهای حائل، سازه‌های مدفون، شیبها و خاکریزها انتشار یافت، پیشنهاد کرده است که به علت تاثیر ناچیز مولفه قائم در نتایج حاصله، این مولفه در تحلیل منظور نگردد.
- **Singh and Roy (2009)** در تحقیقات خود پیرامون تحلیل لرزه‌ای سدهای خاکی چنین عنوان نمودند که مولفه قائم شتاب تاثیر ناچیزی در افزایش نشست تاج سد دارد. همچنین این محققین تصریح کرده‌اند که در نظرگیری مولفه قائم در تحلیل شبه‌استاتیکی شیروانیها لزومی ندارد.

- **WSDOT (2010)** که توسط بخش ترابری ایالت واشنگتن انتشار یافته تاکید کرده است که روش شبه‌استاتیکی با استفاده از مبانی تعادل حدی برای تحلیل لرزه‌ای شیپها و خاکریزهایی که در آنها که امکان وقوع روانگرایی نیست، قابل استفاده می‌باشد. این آیین نامه مقدار ضریب زلزله در جهت افقی را معادل $0.5A$ و در جهت قائم برابر صفر پیشنهاد نموده است.

پیوست ۵

حالت‌های مختلف تحلیل پایداری لرزه‌ای و ضرائب اطمینان در مراجع مختلف

در ارزیابی پایداری لرزه‌ای یک سد، لازم است رویکرد تحلیلی مناسب و متناسب با شرایط واقعی زهکشی در بخش‌های مختلف بدنه و پی سد اتخاذ شده و ضرائب اطمینان با توجه به این شرایط در حالات مختلف بارگذاری تعیین گردد. مراجع مختلف نظرات بعضاً متفاوتی را در این باره اظهار نموده‌اند. با این وجود تعداد مراجع اعم از آئین‌نامه، راهنما، توصیه‌نامه و ...، که به طور مبسوط به تحلیل لرزه‌ای سدهای خاکی و سنگریز پرداخته باشد بسیار اندک می‌باشد. در جدول (پ ۵-۱) رویکرد مراجع مختلف برای تحلیل و ارزیابی پایداری لرزه‌ای سدهای خاکی و سنگریز به طور خلاصه ارائه شده است. جدول (پ ۵-۲) نیز نظرات محققین مختلف را در خصوص تحلیل لرزه‌ای سدهای خاکی و سنگریز و ضرائب اطمینان مجاز در شرایط مختلف تحلیل ارائه می‌نماید. مطالعه این جداول نشان می‌دهد که علی‌رغم استفاده متداول از روش شبه استاتیک تنها مراجع محدودی به طور صریح به چگونگی مراحل انجام اینگونه تحلیل‌ها توجه نموده‌اند، که حاکی از نیاز به توجه بیشتر و ادامه تحقیقات در این خصوص دارد. آنچه در بخش ۲-۴ تحت عنوان حالت‌های مختلف تحلیل پایداری لرزه‌ای بیان شد، حاصل تلفیق نظرات مراجع و محققین موجود در این زمینه با تجربیات و رویه‌های بومی موجود در کشور می‌باشد که امروزه در سطح جامعه مهندسی کشور عمومیت بیشتری یافته است. در جدول (پ ۵-۳) نیز خلاصه‌ای از مهمترین مراجع معتبر در زمینه تحلیل و طراحی سدهای خاکی (شامل تحلیل‌های استاتیکی و لرزه‌ای) گردآوری ارائه شده است. ارائه نظرات مراجع مختلف در خصوص حالت‌های مختلف تحلیل استاتیکی در جدول مذکور تنها به منظور اطلاع خوانندگان و فراهم آوردن امکان مقایسه آن با حالات تحلیل شبه‌استاتیکی می‌باشد.

جدول پ ۵-۱- پارامترهای مقاومت برشی خاک در حالات مختلف تحلیل لرزه‌ای سد به روش شبه استاتیکی و ضرایب اطمینان مجاز بر اساس توصیه مراجع مختلف

ضریب اطمینان	پارامترهای مقاومتی خاک	حالت‌های مختلف تحلیل پایداری لرزه‌ای	مرجع
۱/۱۰	الف- مصالح نفوذناپذیر: ۸۰٪ مقاومت برشی خاک در حالت تحکیم یافته زهکشی نشده (CU) ب- مصالح نفوذپذیر یا مصالح فاقد امکان تولید فشار آب حفره‌ای اضافی: مقاومت برشی خاک در حالت تحکیم یافته زهکشی شده (CD)	تراوش پایدار	NRCS ^۱ , 2005
>۱/۰	الف- مصالح نفوذناپذیر: پوش میانه R و S ب- مصالح نفوذپذیر: S	تحلیل لرزه‌ای با رویکرد تنش موثر	FERC ^۲ , 1991
۱/۱۰	تحکیم یافته زهکشی نشده (CU)	تحلیل لرزه‌ای با رویکرد تنش کل	California DSOD Practice ^۳
۱/۰	بسته به نفوذپذیری مصالح پارامتر Q یا S	پایان ساخت	USACE ^۴ 1970
۱/۰	$R < S \Rightarrow (R+S)/2$ $R > S \Rightarrow S$ پوش میانه R و S	تراوش پایدار- مخزن نیمه‌پر	
۱/۰	$R < S \Rightarrow (R+S)/2$ $R > S \Rightarrow S$ پوش میانه R و S	تراوش پایدار- مخزن پر	

جدول پ ۵-۲- مقادیر ضرائب اطمینان مجاز توصیه شده توسط مراجع و محققین مختلف در تحلیل شبه استاتیکی سدهای خاکی

مرجع	ضریب اطمینان	توضیحات
استاندارد ژاپن (۱۹۷۶)	۱/۲۰	مقادیر پارامترهای مقاومت برشی مورد نیاز این روش از آزمایشهای سه‌محوری به‌دست آمده و از چسبندگی مصالح در طراحی سدها صرف‌نظر می‌شود
سید (۱۹۷۹)	۱/۱۵	تعریف ضریب اطمینان بر اساس محدود کردن تغییر مکانهای تاج سد در محدوده قابل قبول
مارکوسن (۱۹۸۱)	۱/۰	
هاینز-گریفین و فرانکلین (۱۹۸۴)	۱/۰	با در نظر گرفتن مقاومت دینامیکی، معادل ۸۰ درصد مقاومت استاتیکی
جانسن (۱۹۸۸)	۱/۰	پایان مرحله ساخت با بارگذاری زلزله (هر دو شیروانی بالادست و پایین‌دست)
	۱/۲۵	تراوش پایدار با بارگذاری زلزله (شیروانی پایین‌دست)
	۱/۲۵	تراوش پایدار در ترازهای مختلف مخزن با بارگذاری زلزله (شیروانی بالادست)
	۱/۰	تخلیه سریع با بارگذاری زلزله (شیروانی بالادست)

^۱ U.S. Department of Agriculture, National Resources Conservation Service

^۲ Federal Energy Regulatory Commission

^۳ California Department of Water Resources, Division of Dam Safety (DSOD)

^۴ U.S. Army Corps of Engineers

جدول پ ۵-۳- رویکردهای مختلف تحلیل پایداری سد و ضرائب اطمینان مورد نیاز در مراجع مختلف

مرجع	حالت تحلیل	رویکرد تحلیل	ضریب اطمینان
USACE, 2003	در حالت ساخت و پایان ساخت	تنش کل و موثر	۱/۳
	شرایط دراز مدت (تراوش پایدار، تراز نرمال آب مخزن، تراز مخزن در تاج سریز یا بالای دریچه‌ها)	تنش موثر	۱/۵
	حداکثر تراز آب مخزن ^۵	تنش کل و موثر	۱/۴
	تخلیه سریع- حداکثر تراز آب مخزن	تنش کل و موثر	۱/۱
	تخلیه سریع- تراز نرمال آب مخزن	تنش کل و موثر	۱/۳
	تخلیه سریع در شرایط بهره‌برداری عادی	تنش کل و موثر	۱/۴-۱/۵
USBR ^۶ , 1987	پایان ساخت- با در نظر گرفتن فشار آب حفره‌ای اضافی در بدنه و پی با استفاده از اندازه‌گیری فشار آب حفره‌ای اضافی در آزمایشگاه و نتایج حاصل از پایش در حال ساخت	تنش موثر	۱/۳
	پایان ساخت- با در نظر گرفتن فشار آب حفره‌ای اضافی در بدنه و پی بدون استفاده از اندازه‌گیری فشار آب حفره‌ای اضافی در آزمایشگاه و نتایج حاصل از پایش در حال ساخت	تنش موثر	۱/۴
	پایان ساخت- با در نظر گرفتن فشار آب حفره‌ای اضافی در بدنه و پی تنها با استفاده از نتایج حاصل از پایش در حال ساخت و بدون توجه به اندازه‌گیری فشار آب حفره‌ای اضافی در آزمایشگاه	تنش موثر	۱/۳
	پایان ساخت	زهکشی نشده (تنش کل)	۱/۳
	تراوش پایدار- از تراز بهره‌برداری آب مخزن	تنش موثر	۱/۵
	شرایط بهره‌برداری- تراز نرمال آب مخزن	تنش موثر یا زهکشی نشده	۱/۵
	شرایط بهره‌برداری- تخلیه سریع از تراز نرمال آب مخزن	تنش موثر یا زهکشی نشده	۱/۳
	شرایط بهره‌برداری- تخلیه سریع از حداکثر تراز آب مخزن		۱/۳
NRCS, 2005	شرایط فوق‌العاده		۱/۲
	پایان ساخت	نفوذناپذیر: تنش کل	۱/۴
	تخلیه سریع	پوش میانه	
FERC, 1991	تراوش پایدار- تراز نرمال آب مخزن	پوش میانه	۱/۵
	پایان ساخت	تنش کل	۱/۳
	تخلیه سریع - تراز نرمال آب مخزن	تنش کل و موثر	۱/۱
	تخلیه سریع - تراز مخزن در تاج سریز	تنش کل و موثر	۱/۲
	تراوش پایدار- تراز نرمال آب مخزن	تنش کل و موثر	۱/۵
TVA ^۷ (Hall, 1997)	تراوش پایدار- حداکثر تراز آب مخزن	تنش کل و موثر	۱/۴
	پایان ساخت	تنش کل	۱/۳
	تخلیه سریع	تنش کل	۱/۲
	تراوش پایدار- شرایط عادی بهره‌برداری (تراز نرمال آب مخزن)	تنش کل	۱/۵
California DSOD	تراوش پایدار- حداکثر تراز آب مخزن	تنش کل	۱/۲۵
	پایان ساخت	تنش کل	۱/۲۵
	تراوش پایدار- مخزن پر	تنش موثر	۱/۵
	تراوش پایدار- مخزن نیمه‌پر	تنش موثر	۱/۵
	تخلیه سریع	تنش کل	۱/۲۵

^۵ Max surcharge pool

^۶ U.S. Bureau of Reclamation

^۷ Tennessee Valley Authority

پیوست ۶

جزئیات قابل توجه در انتخاب خصوصیات مصالح برای تحلیل

پ ۶-۱ - گسیختگی ترد^۱ و نرم^۲

در انتخاب پارامترهای مقاومت برشی خاک باید به رفتار مصالح از لحاظ نرم و یا ترد بودن منحنی رفتاری آنها توجه شود. برای خاکهایی که رفتار تنش-کرنش در آنها نرم است، با افزایش کرنش برشی، تنش برشی به تدریج افزایش یافته و در کرنش‌های بزرگ به حداکثر مقاومت برشی می‌رسد و با افزایش کرنش، مقاومت برشی کاهش چندانی نمی‌یابد. در بسیاری از رس‌های نرم، ماسه‌های سست و رس‌هایی که با رطوبت بیش از بهینه متراکم شده‌اند این وضعیت وجود دارد. برای تحلیل پایداری شیب در خاکهای نرم میتوان از مقاومت برشی حداکثر، متناظر با کرنش‌های بزرگ، استفاده کرد. در مقابل، منحنی رفتار تنش-کرنش خاکهای ترد به نحوی است که تنش برشی با افزایش کرنش، به یک مقدار حداکثر رسیده و پس از آن با افزایش کرنش به طور قابل ملاحظه‌ای کاهش می‌یابد. حداکثر تنش برشی ایجاد شده در خاک را مقاومت حداکثر (پیک)^۳ و مقاومت برشی خاک در کرنش‌های بزرگ را مقاومت پس‌ماند^۴ می‌نامند. رس‌های سخت، شیل‌ها، ماسه‌های متراکم و رس‌هایی که با رطوبت بهینه و یا کمتر از آن متراکم میشوند ممکن است از لحاظ رفتار تنش-کرنش در شمار خاکهای ترد قرار گیرند. در تحلیل‌های پایداری سدهای خاکی و سنگریز توصیه می‌شود که از مقاومت حداکثر استفاده نگردد، زیرا احتمال گسیختگی پیشرونده^۵ در آنها وجود دارد و بر همین اساس ممکن است قضاوت مهندسی طراح بر این قرار گیرد که برای تحلیل پایداری شیب در این خاکها از مقاومتی کمتر از مقاومت حداکثر و یا در حد مقاومت پس‌ماند استفاده شود. البته بروز گسیختگی پیشرونده منوط به شرایط تنش-کرنش المان‌های خاک واقع در سطوح لغزش احتمالی در بدنه و پی سد و احتمال بروز تغییر شکل‌های زیاد می‌باشد.

وجود نقطه حداکثر در منحنی تنش-کرنش مصالح ترد و نحوه انتخاب پارامترهای مقاومت برشی این نوع مصالح در تحلیل‌های لرزه‌ای، به ویژه تحلیل‌های تعادل حدی که فاقد قابلیت لحاظ نمودن رفتار تنش-کرنش مصالح می‌باشد، بسیار حائز اهمیت است. چرا که خاکهای دارای رفتار ترد در هنگام زلزله بسته به شرایط تنش نقاط مختلف و همچنین میزان تنش‌ها و کرنش‌های ناشی از سیکل‌های زلزله، ممکن است بدون آنکه به حداکثر مقاومت برشی خود برسند، مستقیماً وارد بخش نرم‌شوندگی^۶ یا Post-Peak منحنی تنش-کرنش خود شده و باعث بروز گسیختگی پیشرونده گردند. از این رو تخمین شرایط تنش در نقاط مختلف لایه‌های خاک دارای رفتار ترد و همچنین تعداد و دامنه تنش‌ها و

^۱ Ductile^۲ Brittle^۳ Peak strength^۴ Residual strength^۵ Progressive failure^۶ Strain-Softening

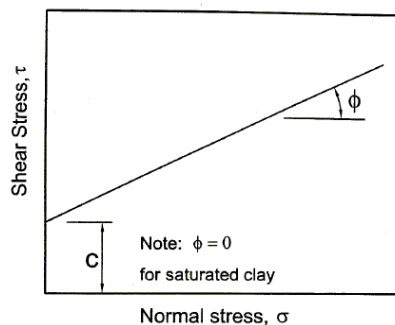
کرنش‌های تناوبی ناشی از زلزله در انتخاب پارامترهای مقاومتی برای تحلیل پایداری لرزه‌ای بدنه و پی سد به روش تعادل حدی، شایان توجه خاص می‌باشد.

نکته دیگر در انتخاب پارامترهای مقاومتی مصالح پی، توجه به شیب‌لغزهای پیشین می‌باشد. در صورتیکه قبلاً لغزشی در توده‌ای از مصالح پی، به ویژه در جناحین سد، اتفاق افتاده باشد، باید توجه داشت که المان‌های خاک واقع بر روی سطح لغزش به مقاومت پس‌ماند خود رسیده‌اند و استفاده از مقادیر مقاومت برشی بیش از مقاومت پس‌ماند در جهت عدم اطمینان بوده و ممکن است موجب خرابی‌های وسیع گردد.

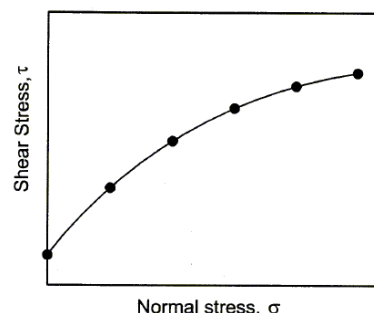
پ ۶-۲- پوش خطی و غیر خطی مقاومت برشی

پارامترهای چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی که معمولاً برای محاسبه مقاومت برشی خاک به کار می‌آیند بیانگر شیب و فاصله از مبدا پوش خطی موهر کلمب هستند. فرض پوش خطی برای بسیاری از ماسه‌ها و مصالح دانه‌ای مناسب است، با این حال در برخی موارد نظیر مصالح سنگریز (به خصوص در سطوح تنش بالا) بنابر آنچه در آزمایشگاه به دست می‌آید ممکن است استفاده از پوش موهر کلمب غیر خطی به واقعیت نزدیکتر باشد. در این شرایط می‌توان پارامترهای چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی را برای محدوده‌های مختلف از سطوح تنش قائم تعریف کرد و به ازای هر محدوده مقادیر خاصی به دو پارامتر مذکور اختصاص داد. در شکل (پ ۵-۱) دو نمونه پوش خطی و غیر خطی برای خط شکست موهر کلمب نشان داده شده است.

غیرخطی شدن پوش مقاومت برشی (کاهش زاویه اصطکاک داخلی) مصالح با افزایش تنش همه‌جانبه، عموماً در خاکهای دانه‌ای (مصالح سنگریز) تیز گوشه مشهود می‌باشد. علت این پدیده شکسته‌شدن گوشه‌های تیز دانه‌های خاک و گرد شدن آنها و در نهایت کاهش زاویه اصطکاک داخلی مصالح تحت تنش‌های بالا می‌باشد. سیکلهای بارگذاری ناشی از زلزله می‌تواند فرآیند شکست گوشه‌های تیز ذرات در خاکهای متشکل از دانه‌های تیز گوشه را تشدید نماید. در اینصورت پوش مقاومت برشی بیش از آنچه که از آزمایش‌های استاتیکی حاصل می‌شود، غیرخطی خواهد بود. لذا توصیه می‌شود در تحلیل‌های پایداری لرزه‌ای بدنه و پی سدهای خاکی و بویژه سنگریز، این مساله مورد توجه قرار گیرد.



(a) Linear (Mohr - Coulomb) strength envelopes



(b) Nonlinear strength envelopes

شکل پ ۵-۱- مصالح با پوش خطی (a) و پوش غیر خطی (b) برای مقاومت برشی خاک

پ ۶-۳ - فشار آب حفره‌ای اضافی ناشی از بارگذاری زلزله

به علت بارگذاری تناوبی ناشی از زلزله، مصالح خاکی تمایل به تغییر (عمدتاً کاهش) حجم از خود نشان می‌دهند. در مصالح اشباع این تمایل به کاهش حجم به صورت فشار آب حفره‌ای اضافی بروز می‌نماید. در صورتی که مصالح اشباع شرایط زهکشی مناسبی داشته باشد، فشارهای آب حفره‌ای اضافی تولید شده در حین زلزله به سرعت زهکشی شده و از بین می‌روند. در غیر اینصورت، فشارهای آب حفره‌ای اضافی در محیط باقی مانده و در حین زلزله بر روی هم انباشته می‌شوند. افزایش فشار آب حفره‌ای باعث کاهش تنش موثر خاک و در نتیجه کاهش مقاومت برشی آن می‌شود. در صورتی که تحلیل پایداری لرزه‌ای با رویکرد تنش موثر انجام گیرد، لازم است تخمین مناسبی از فشارهای آب حفره‌ای اضافی تولید و انباشته شده در حین زلزله در درون مصالح با نفوذپذیری کم صورت گیرد. فشار آب حفره‌ای اضافی دینامیکی را می‌توان از آزمایشهای سه محوری تناوبی یا تحلیل‌های عددی دینامیکی تخمین زد. دامنه تنش یا کرنش تناوبی و همچنین تعداد سیکل‌های بارگذاری و باربرداری در آزمایش سه محوری تناوبی باید معرف زلزله طرح باشد. همچنین در تحلیل‌های عددی دینامیکی نیز توصیه می‌شود از مدل‌های رفتاری پیشرفته به منظور تخمین مناسب اضافه فشارهای دینامیکی استفاده شود.

پ ۶-۴ - تقلیل مقاومت برشی برای تحلیل لرزه‌ای

وقتی بدنه سد خاکی تحت تاثیر امواج زلزله واقع می‌گردد، المان‌های خاک تحت تنش‌ها و کرنش‌های تناوبی قرار گرفته و ممکن است با کاهش مقاومت برشی مواجه شوند. در این صورت، مقاومت بدنه سد پس از زلزله، کمتر از مقاومت آن در زمان قبل از زلزله می‌شود و این عامل ممکن است مخاطراتی برای پایداری سد ایجاد نماید. برخی از دستورالعمل‌های طراحی توصیه می‌کنند که برای تحلیل پایداری لرزه‌ای سدهای خاکی و سنگریز از مقاومت برشی تقلیل یافته استفاده شود. درصد تقلیل مقاومت به طور معمول بین صفر تا ۲۰ درصد بیان شده است. این تقلیل مقاومت در برخی موارد برای ملحوظ نمودن ایمنی بالاتر در طراحی می‌باشد و از سویی دیگر کاهش مقاومت خاک در هنگام زلزله و پس از آن، تحت عوامل مختلف، مورد توجه بوده است.

پیوست ۷

روابط کاهندگی برای تعیین پارامترهای حرکتی زمین

روابط کاهندگی عموماً در مطالعات لرزه زمین‌ساخت و برای محاسبه شتاب و طیف پاسخ شتاب مورد استفاده قرار می‌گیرند. این روابط بر اساس مطالعات آماری بر روی مشخصات زلزله‌های گذشته و یا انجام تحلیل بر روی مدل‌های تئوریک انتقال امواج تهیه شده‌اند. در واقع روابط کاهندگی بیانگر ارتباط بین بزرگای زلزله، فاصله ساختگاه تا منبع زلزله و شرایط ساختگاهی، با پارامترهای امواج زلزله شامل حداکثر شتاب، حداکثر سرعت، حداکثر جابجایی و یا طیف پاسخ‌های متناظر، می‌باشد.

عوامل دیگری غیر از بزرگا، نوع گسلش و فاصله ساختگاه تا منبع زلزله بر کاهندگی امواج مؤثر هستند که از آن جمله می‌توان عمق کانونی، شیب و جهت صفحه گسلش، محل ساختگاه نسبت به سایت (اینکه آیا ساختگاه در ناحیه فرورفت^۱ و یا فرارفت^۲ قرار دارد)، اثرات جهات گسیختگی^۳، اثرات توپوگرافی، سرعت امواج در مصالح، شکست انعکاسی امواج و پخش امواج را نام برد. در حالات کلی این عوامل تأثیر کمتری در تخمین پارامترهای لرزه‌ای دارند، اما در بعضی گسل‌های نزدیک ساختگاه سد، این عوامل می‌توانند نقش آفرین باشند.

پ ۷-۱- انتخاب روابط کاهندگی

معمولاً روابط کاهندگی با گذشت زمان و افزایش اطلاعات یا رخداد زلزله قوی دستخوش تغییرات می‌گردند. بنابراین در انتخاب روابط کاهندگی می‌بایستی ضمن مرور ادبیات فنی و مقالات، روابط جدیدتر مورد استفاده قرار گیرند. در همین راستا می‌بایست تا درباره دامنه کاربرد روابط مورد نظر شامل نواحی تکتونیکی، دامنه بزرگی زلزله و فاصله و شرایط ساختگاهی بررسی کامل صورت گیرد.

روابط کاهندگی عموماً برای ساختگاه‌های سنگی و خاکی ارائه می‌شوند. بجز ساختگاه‌هایی که عمق آبرفت در آن‌ها کمتر از ۱۰ متر باشد و یا محیط‌های آبرفتی که در آن سرعت امواج برشی تا عمق ۳۰ متری کمتر از ۱۲۰ m/s است، می‌توان به طور مستقیم از این روابط استفاده کرد.

معمولاً به دلیل حجم زیاد ناشناخته‌های ژئوتکنیکی، روابط کاهندگی در بیرون‌زدگی سنگی^۴ مورد استفاده قرار گرفته و سپس با توجه به شرایط آبرفت محل، انتقال امواج به موقعیت مورد نظر صورت می‌گیرد.

¹ Hanging wall

² Foot wall

³ rupture directivity

⁴ Bed-Rock Outcrop

پ ۷-۲- پارامترهای لازم جهت استفاده در روابط کاهندگی

در روابط کاهندگی باید توجه شود که از چه نوع بزرگایی (بزرگای حجمی M_b ، بزرگای سطحی M_s و ...) استفاده شده است. همچنین فاصله ساختگاه تا منبع زلزله نیز ممکن است دارای تعاریف مختلفی باشد که در زمان به کارگیری این روابط باید دقت لازم در این باره صورت پذیرد.

توزیع روابط کاهندگی عمدتاً به صورت توزیع نرمال لگاریتمی است که معمولاً همراه با یک انحراف معیار تعریف می‌شود. بنابراین پارامتر محاسبه شده می‌تواند به صورت متوسط و یا متوسط به علاوه انحراف معیار بیان شود. معمولاً به این دو حالت در توزیع نرمال، سطح ۵۰ درصد و سطح ۸۴ درصد گفته می‌شود.

پ ۷-۳- روابط کاهندگی برای تعیین مقادیر حداکثر

جهت تعیین مقادیر حداکثر و به ویژه شتاب حداکثر دامنه‌های امواج ورودی، می‌توان از روابط کاهندگی استفاده نمود. روابط کاهندگی مختلفی توسط محققین تعیین گردیده و بسیاری از آنها توسط داگلاس جمع‌آوری شده است. اگر منطقه مورد بررسی در ناحیه‌ای قرار دارد که شرایط تکتونیکی متفاوتی بر آن تأثیرگذار است لازم است از روابط متناسب با آن ساختگاه استفاده شود. به عنوان مثال رابطه زیر برای محاسبه شتاب طرح در ساختگاههایی که نزدیک به گسل مسبب هستند ارائه شده است:

$$\log(y) = b_1 + b_2.M_s + b_3.d + b_A.S_A + b_S.S_S \quad (\text{پ ۷-۱})$$

که در آن y ، شتاب افقی (یا قائم) برحسب متر بر مجذور ثانیه (m/s^2)، M_s بزرگای سطحی زلزله، d ، فاصله رومرکزی برحسب کیلومتر و S_A و S_S شرایط ساختگاهی (سنگ، خاک سفت، خاک سست و خاک خیلی سست) می‌باشند. ضرایب b_1 ، b_2 ، b_3 و b_A نیز برای شتاب افقی و قائم متفاوت هستند.

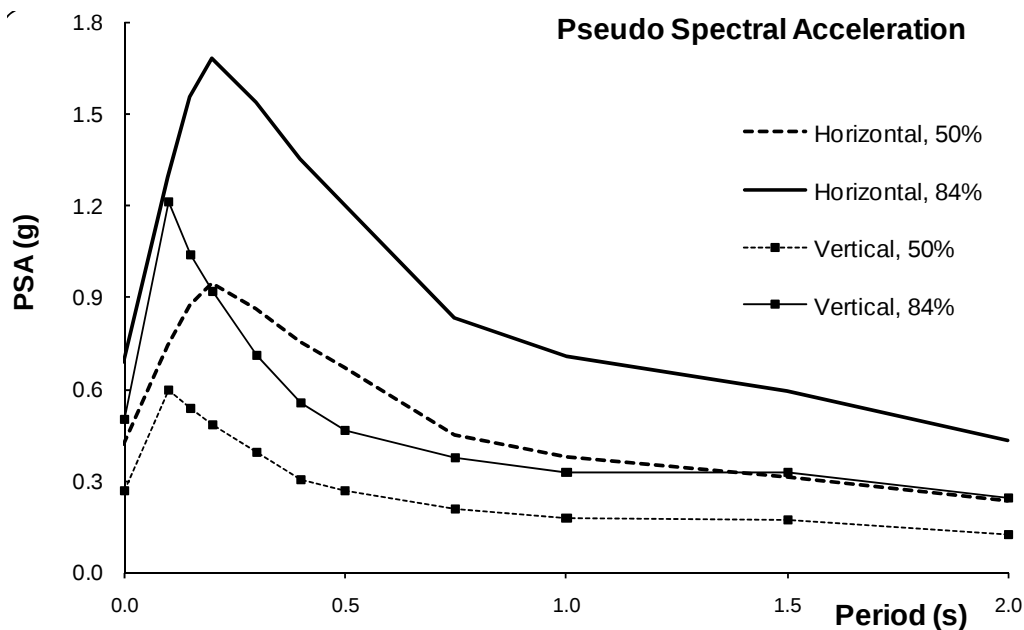
پ ۷-۴- روابط کاهندگی برای تعیین طیف پاسخ

برای محاسبه طیف پاسخ نیز از روابط کاهندگی ویژه آن، بر اساس مطالعات آماری روی طیف پاسخ شتاب زلزله‌های گذشته، استفاده می‌شود. در واقع بر اساس بزرگای زلزله، فاصله آن از ساختگاه و ساز و کار زلزله، می‌توان طیف پاسخ یک طرح را بر اساس روابط کاهندگی بدست آورد. به عنوان مثال رابطه (پ ۷-۱) برای محاسبه طیف پاسخ طرح در ساختگاههایی که نزدیک به گسل مسبب هستند نیز ارائه شده است که در آن، این بار y طیف پاسخ طرح برحسب متر بر مجذور ثانیه (m/s^2) می‌باشد و ضرایب b_1 ، b_2 ، b_3 و b_A نیز بسته به پیوند نوسانی تغییر می‌کنند.

همانطور که قبلاً هم اشاره شد هر رابطه کاهندگی دارای محدودیتهایی می‌باشد. به عنوان مثال رابطه فوق در بازه بزرگی‌های ۵/۸ تا ۷/۸ ریشتر، فاصله رومرکزی تا ۱۵ کیلومتر و عمق کانونی تا ۲۰ کیلومتر قابل استفاده است. برخی از روابط برای منطقه خاص لرزه‌خیزی ارائه شده‌اند در حالیکه برخی از آنها مانند رابطه فوق کاربرد عمومی البته برای زلزله‌های حوزه نزدیک دارند. در شکل (پ ۷-۱) طیف پاسخ شتاب افقی و قائم طرح در سطح ۵۰ درصد و ۸۴ درصد

برای زلزله‌ای به بزرگی ۷/۵ ریشتر به فاصله ۱۰ کیلومتری از ساختگاه سنگی رسم شده است. در این شکل مشاهده می‌شود که حداکثر مؤلفه افقی طیف پاسخ در زلزله‌های نزدیک ساختگاه، در پیوندهای بیشتری نسبت به حداکثر مؤلفه قائم آن اتفاق می‌افتد. همچنین مشاهده می‌شود که با افزایش سطح بررسی از ۵۰ درصد به ۸۴ درصد، میزان مقادیر طیف پاسخ نیز افزایش یافته است.

انتخاب میانه (۵۰ درصد) و یا میانه به علاوه انحراف از معیار (۸۴ درصد) بسته به میزان شناخت از لرزه‌خیزی منطقه و همینطور خطرپذیری سد خواهد داشت.



شکل پ ۷-۱- مؤلفه‌های افقی و قائم طیف پاسخ شتاب در ساختگاه نزدیک منبع زلزله (ساختگاه سنگی، بزرگی زلزله ۷/۵ ریشتر و فاصله رومرکزی ۱۰ کیلومتر)

پیوست ۸

مثالهای کاربردی

در این پیوست به منظور تبیین مراحل مختلف تحلیل لرزه‌ای سدهای خاکی بر اساس توصیه‌های راهنمای حاضر، دو نمونه سد خاکی انتخاب و طی ۴ مثال کاربردی تحلیل‌های زیر بر روی آنها انجام شده است:

۱- تحلیل پایداری لرزه‌ای سد ۱ به روش شبه استاتیک

۲- تحلیل پایداری لرزه‌ای سد ۲ به روش شبه استاتیک

۳- تحلیل دینامیکی سد ۲ به روش معادل خطی

۴- تحلیل دینامیکی سد ۲ به روش غیرخطی

پ ۸-۱- تحلیل پایداری لرزه‌ای سد ۱ به روش شبه استاتیک

پ ۸-۳-۱- معرفی سد

این سد، یک سد ناحیه بندی شده با هسته رسی قائم است که به ارتفاع حدود ۱۰۰ متر از سطح زمین و حدود ۱۵۰ متر از سنگ بستر طراحی شده است. هسته سد از مصالح شنی به همراه ریزدانه‌های رس و سیلت (GM-GC) انتخاب و از لحاظ هندسی یک هسته قائم با عرض نسبتاً زیاد برای آن پیش‌بینی شده است. پوسته سد نیز از جنس سنگریز می‌باشد. به منظور تامین پایداری بیشتر برای شیروانی بالادست سد، فرازبند به بدنه سد متصل شده و در واقع در طرح نهایی جزئی از بدنه سد خواهد بود. همچنین، با توجه به شرایط ژئوتکنیکی پی سد، دو برم نسبتاً عریض در بالادست و پائین‌دست بدنه، به منظور تامین پایداری آن در نظر گرفته شده است.

با مراجعه به مفاد فصل اول راهنما، با توجه به آنکه ارتفاع سد مورد بررسی بیش از ۳۰ متر است، بنابراین در شمار سدهای بزرگ دسته‌بندی می‌شود. از سوی دیگر به رغم آنکه سکنه قابل توجهی در پایین دست سد قرار ندارد، ولی یک راه ارتباطی اصلی در پایین دست سد وجود دارد که موجب می‌گردد تا تخریب سد پتانسیل خطر بالایی را به دنبال داشته باشد. از اینرو و با توجه به مفاد جدول (۱-۳) انجام تحلیل شبه استاتیک، تحلیل برآورد تغییر مکان لرزه‌ای و تحلیل دینامیکی برای سد الزامی است. با این حال در این بخش به جهت رعایت اختصار در خصوص سد نمونه ۱ تنها روش انجام تحلیل شبه استاتیک بیان گردیده و در مثالهای بعدی تحلیل‌های دینامیکی بر روی یک سد دیگر انجام شده است.

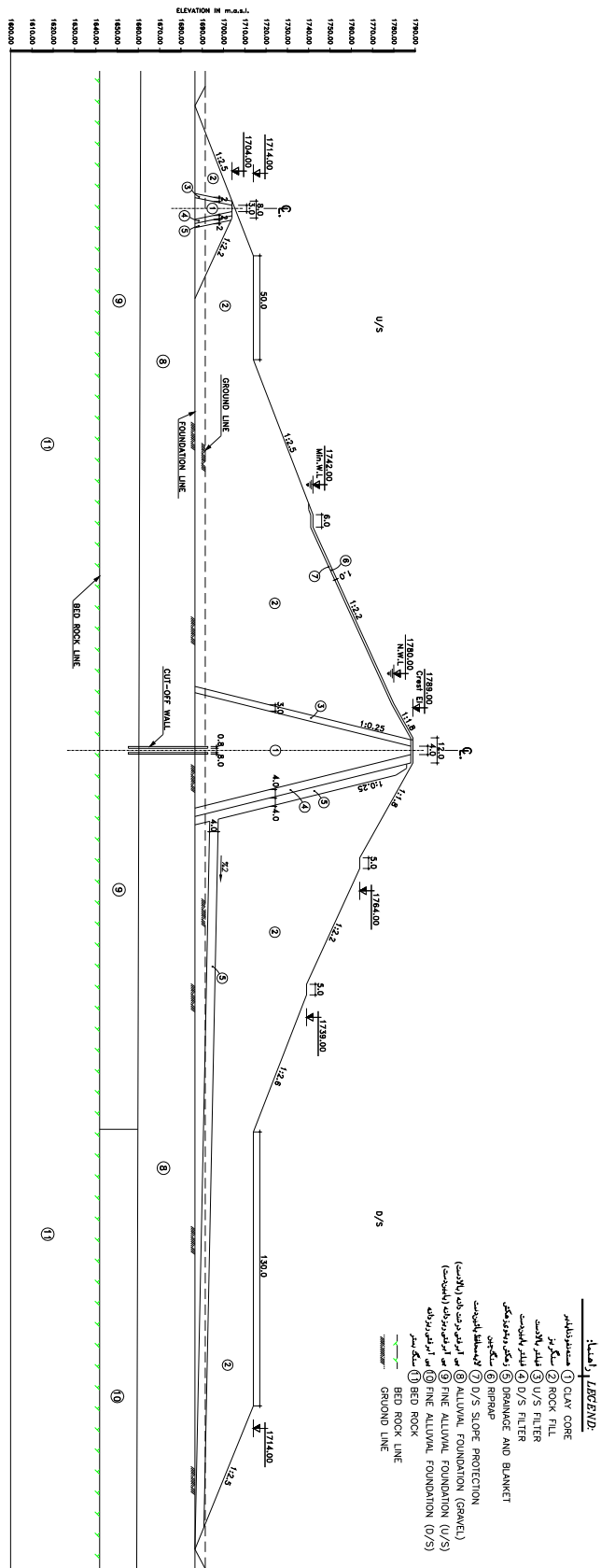
در شکل (پ ۸-۱) مقطع شماتیک سد و در شکل‌های (پ ۸-۲) و (پ ۸-۳) بزرگ‌نمایی شده بخش بالادست و پائین‌دست سد نشان داده شده است. این مقطع، بزرگترین مقطع بدنه سد است و بر همین اساس تحلیل‌های پایداری

شیب در حالت استاتیکی و شبه استاتیکی در حالت دوبعدی بر روی این مقطع انجام خواهد شد. رقوم تاج سد، برم‌های بالادست و پائین‌دست و فرازبند نیز در جدول (پ ۸-۱) ارائه شده است.

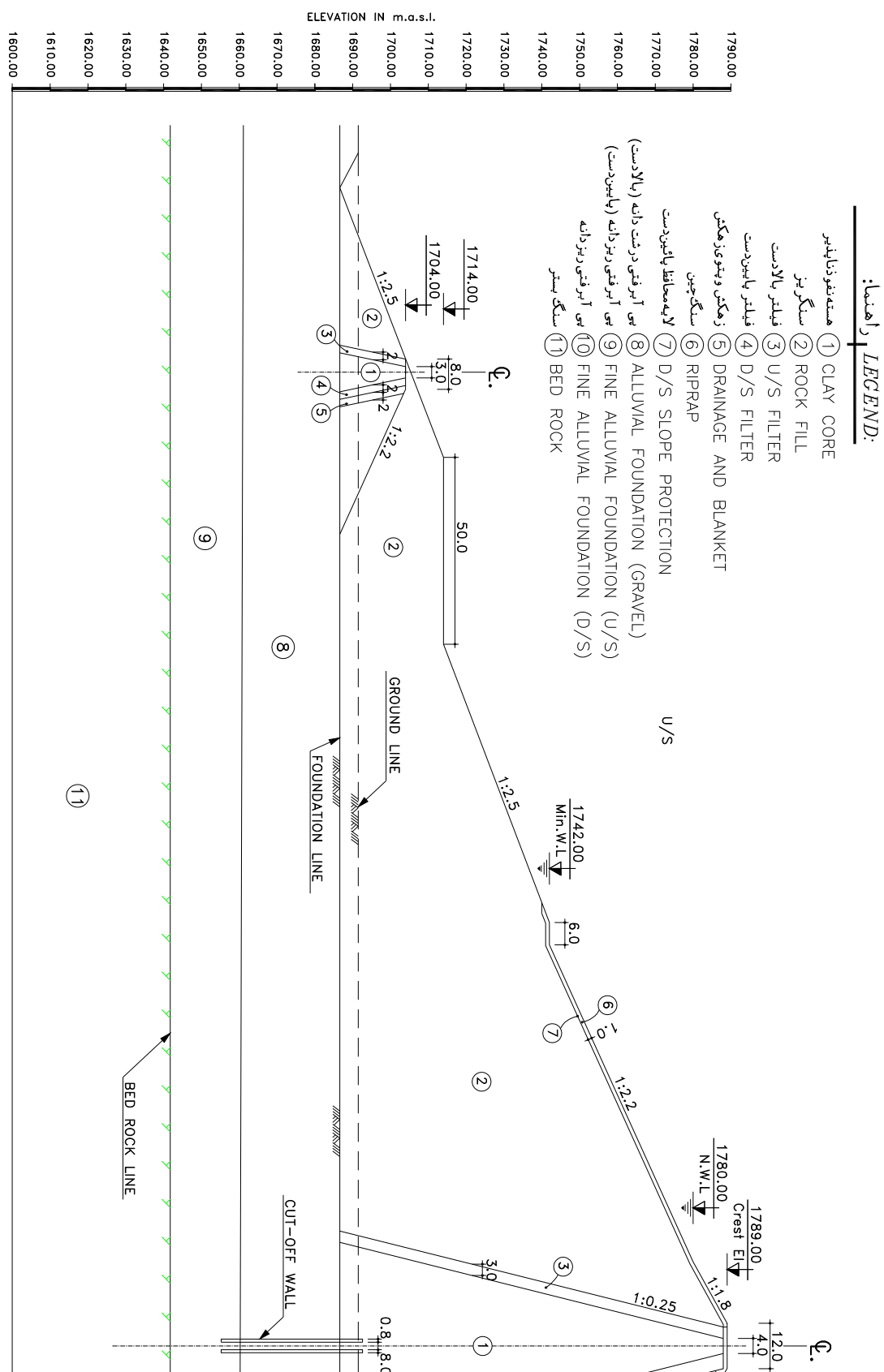
همچنین رقوم سطح آب در مخزن سد در شرایط مختلف، از گزارشهای مطالعات منابع آب و طراحی اولیه بدنه سد و رقوم سنگ بستر و زمین طبیعی بر اساس اطلاعات موجود در گزارش زمین شناسی و همچنین نقشه های توپوگرافی، استخراج و در این جدول ارائه شده است.

جدول پ ۸-۱- رقوم مختلف آب در مخزن سد و همچنین زمین طبیعی و سنگ بستر

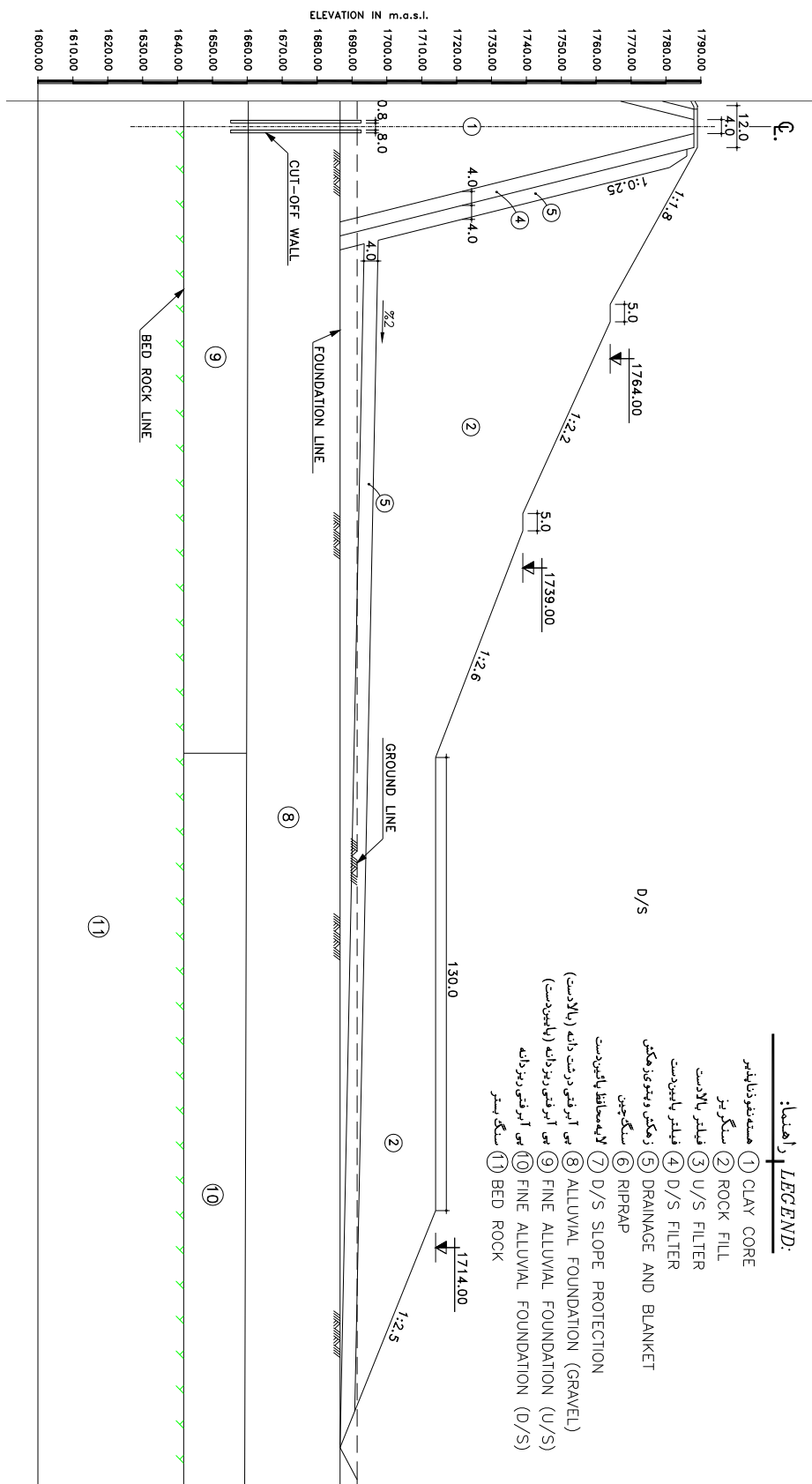
موقعیت	تاج		برم		تراز آب مخزن سد			زمین طبیعی	سنگ بستر سد در زیر هسته
	سد	فرازبند	بالادست	پائین‌دست	حداکثر	نرمال	حداقل		
تراز (متر)	۱۷۸۹	۱۷۰۴	۱۷۱۴	۱۷۱۴	۱۷۸۷	۱۷۸۰	۱۷۴۲	۱۶۸۹	۱۶۳۹



شکل پ ۸-۱- هندسه مقطع بحرانی بدنه سد



شکل پ ۸-۲- بزرگ‌نمایی بخش بالادست بدنه سد



شکل پ ۸-۳ - بزرگنمایی بخش پائیندست بدنه سد

پ ۸-۳-۲- پارامترهای ژئوتکنیکی بدنه و پی سد

پارامترهای ژئوتکنیکی مورد استفاده در تحلیل‌های پایداری، برای پوسته درشت‌دانه، هسته رسی، پی آبرفتی درشت‌دانه، پی آبرفتی ریزدانه و پی سنگی، براساس مطالعات ژئوتکنیکی مصالح منابع قرضه و پی سد انتخاب و در جدول (پ ۸-۲) ارائه شده است.

با توجه به اینکه امکان زهکشی سریع فشار آب حفره‌ای اضافی در مصالح پوسته و پی آبرفتی درشت‌دانه وجود دارد، پارامترهای مقاومت برشی این مصالح در حالت زهکشی شده (CD) و در مصالح هسته و پی آبرفتی ریزدانه که امکان زهکشی سریع فشار آب حفره‌ای اضافی در آنها وجود ندارد پارامترهای مقاومتی برشی این مصالح در حالات مختلف زهکشی شده و نشده اندازه‌گیری شده است.

همچنین با توجه به مشاهده ناهمسانی شدید در لایه آبرفت ریزدانه در پی، آزمایشهای مقاومت برشی بر روی نمونه‌های دست‌نخورده اخذ شده از مصالح مذکور در جهت مختلف انجام شده تا بتوان پارامترهای مقاومتی مصالح پی ریزدانه را در جهات قائم و افق تعیین نمود.

از سوی دیگر توجه به این نکته ضروری است که استفاده از مصالح درشت‌دانه تیز گوشه در پوسته بدنه سد، احتمال خرد شدن گوشه‌های تیز سنگدانه‌ها تحت تنش‌ها بالا را در پی دارد، که در اثر آن زاویه اصطکاک داخلی مصالح در سطوح تنش بالا کاهش یافته و به عبارتی دیگر پوش گسیختگی موهر-کولمب حالت غیر خطی پیدا می‌کند. به منظور بیان این پدیده، معمولاً زاویه اصطکاک داخلی مصالح به صورت تابعی از سطح تنش به صورت رابطه زیر در نظر گرفته می‌شود:

$$\phi = \phi_0 - \Delta\phi \log\left(\frac{\sigma_n}{P_a}\right) \quad (\text{پ ۸-۱})$$

در این P_a رابطه فشار مرجع یا فشار اتمسفریک (برابر ۱۰۰ کیلوپاسکال)، σ_n تنش نرمال وارده بر مصالح، ϕ_0 زاویه اصطکاک داخلی مصالح تحت تنش نرمال $\sigma_n = P_a$ و $\Delta\phi$ نرخ کاهش زاویه اصطکاک داخلی به ازای افزایش ۱۰ برابری تنش نرمال وارد بر مصالح می‌باشد.

طبق آزمایشات مقاومت برشی انجام شده بر روی مصالح پوسته تحت تنش‌های مختلف، مقدار ϕ_0 و $\Delta\phi$ مصالح محاسبه و در جدول ارائه شده است.

طبق مطالعات مکانیک سنگ، سنگ پی از مقاومت نسبتاً مناسبی برخوردار می‌باشد. با این وجود، و علیرغم عمق نسبتاً قابل توجه آن، سنگ پی نیز در تحلیل‌های پایداری مدلسازی شده است.

جدول پ ۸-۲- پارامترهای ژئوتکنیکی مصالح نواحی مختلف بدنه و پی سد در تحلیل‌های پایداری

ناحیه	مصالح	شرایط	ناهمسانی و جهت آن	چسبندگی (kPa)	زاویه اصطکاک (درجه)	وزن مخصوص (kN/m ³)	
						مرطوب	اشباع
۱	هسته	UU	همسان	۱۰۰	۵	۲۰/۳	۲۰/۷
		CU	همسان	۶۰	۱۷		
		CD	همسان	۰/۰	۲۸		
۲ الی ۷	پوسته سنگریز	CD	همسان	۰/۰	$\phi_0 = 42$ $\Delta\phi = 4$	۲۱/۵	۲۲/۵
۸	پی آبرفتی درشت‌دانه	CD	همسان	۰/۰	۳۵	۲۰	۲۱
۹	پی آبرفتی ریزدانه بالادست	UU	قائم	۲۴۰	۷	۱۹	۲۰/۵
			افقی	۱۵۰	۷		
		CU	قائم	۱۲۰	۲۰		
			افقی	۹۵	۱۷		
		CD	قائم	۵۰	۲۸		
			افقی	۲۰	۲۶		
۱۰	پی آبرفتی ریزدانه پائین‌دست	UU	قائم	۱۸۰	۶	۱۹	۲۰/۵
			افقی	۱۲۰	۵		
		CU	قائم	۱۱۰	۲۰		
			افقی	۸۰	۱۶		
		CD	قائم	۲۰	۲۷		
			افقی	۰/۰	۲۶		
۱۱	پی سنگی	CD	همسان	۱۵۰۰	۳۰	۲۳	۲۴

پ ۸-۳-۳- تعیین ضریب شتاب شبه‌استاتیک افقی (ضریب زلزله)

حداکثر شتاب (افقی و قائم) زمین برای سطوح لرزه‌ای مختلف، طبق مطالعات لرزه‌خیزی ساختگاه برآورد و در جدول (پ ۸-۳) ارائه شده است. تحلیل‌های شبه استاتیک برای طراحی شیب‌های بدنه، براساس سطح خطر حداکثر زلزله طراحی (MDE) انجام شده است. ضریب زلزله (یا همان شتاب شبه استاتیک افقی)، مطابق رابطه (۲-۳)، و با فرض $\alpha = 0/4$ ، معادل $k_H = 0/12$ محاسبه می‌شود. شایان ذکر است که ضریب α تابعی از ارتفاع سد، عمق گوه لغزش، مشخصات زلزله، مشخصات مصالح بدنه (عمدتاً میرایی) می‌باشد. برای سطوح لغزش عمیق در سدی به ارتفاع ۱۰۰ متر از سطح زمین، مقدار $\alpha = 0/4$ دور از انتظار نمی‌باشد.

در صورتی که عواقب ناشی از ویرانی و تخریب کلی سد فاجعه‌بار باشد (که در مورد این سد مصداق دارد)، باید پایداری سد تحت «حداکثر زلزله محتمل (MCE)»، به منظور اطمینان از عدم تخریب کلی سد و وقوع فاجعه، کنترل شود. برای تعیین شتاب شبه استاتیک معادل زلزله MCE، نیز به طریق مشابه MDE عمل می‌شود. با توجه به اینکه مصالح مورد استفاده در بدنه این سد از قابلیت میرایی مطلوبی برخوردار می‌باشد، در زلزله MCE انتظار می‌رود که به دلیل بروز میرایی بالاتر در مصالح، امواج زلزله در بدنه سد بیشتر از زلزله MDE میرا شده و در این صورت ضریب α را می‌توان نسبت به سطح خطر MDE کاهش داد. بر این اساس ضریب α برای سطوح لغزش عمیق در سطح زلزله MCE، معادل $\alpha = 0/33$ انتخاب می‌شود. در این صورت، شتاب شبه استاتیک معادل زلزله MCE نیز در حدود $k_h = 0/15$ حاصل می‌شود.

ضرایب زلزله $k_h = 0/12$ و $k_h = 0/15$ در تحلیل پایداری شبه استاتیک شیروانی‌های بالادست و پائین‌دست سد در شرایط تراوش پایدار از مخزن پر (تراز نرمال) و مخزن نیمه‌پر (ترازهای مختلف مخزن) مورد استفاده قرار می‌گیرند. با توجه به عدم برآورد شتاب زمین در زلزله‌های با دوره بازگشت کمتر (به منظور کنترل پایداری بدنه سد در حین زلزله در زمان پایان ساخت)، ضریب زلزله برای تحلیل‌های پایداری بدنه سد در زمان پایان ساخت، به صورت $k_h = 0/075$ منظور می‌گردد.

جدول پ ۸-۳- حداکثر شتاب زمین بر مبنای مطالعات لرزه خیزی طرح برای سد نمونه ۱

دوره بازگشت زلزله (سال)	حداکثر شتاب زمین (بر حسب g)		سطح خطر زلزله
	قائم (PGA_V)	افقی (PGA_H)	
۵۰۰	۰/۱۰	۰/۱۸	DBE
۲۰۰۰	۰/۱۸	۰/۳۰	MDE
۱۰۰۰۰	۰/۲۸	۰/۴۶	MCE

پ ۸-۳-۴- ضریب اطمینان مجاز

حداقل ضریب اطمینان مجاز پایداری سد در هنگام وقوع زلزله MDE، مطابق جدول (۲-۳) بین ۱ تا ۱/۱۵ می‌باشد که در این سد با توجه به درجه اهمیت آن و نیز در نظر گرفتن جامع بودن مطالعات ژئوتکنیک (منابع قرضه و پی) و همچنین مطالعات لرزه‌خیزی ساختگاه، این مقدار معادل ۱/۱ در نظر گرفته می‌شود. حداقل ضریب اطمینان مجاز در زلزله MCE نیز طبق تعریف معادل ۱ منظور می‌گردد. حداقل ضریب اطمینان مجاز پایداری تحت زلزله در زمان پایان ساخت نیز در حد ۱ قابل قبول فرض می‌شود.

پ ۸-۳-۵- روش تحلیل و نرم افزار مورد استفاده

روش تعادل حدی متداول ترین روش برای ارزیابی پایداری بدنه سدهای خاکی و سنگریز می باشد. برای انجام تحلیل پایداری بدنه سد در این گزارش، از بخش Slope/W نرم افزار Geo-Studio استفاده شده است. با توجه به توصیه های ارائه شده در بخش ۳-۳-۲ از روش اسپنسر برای محاسبه ضریب اطمینان پایداری در تحلیل های شبه استاتیک، بهره گرفته شده است.

پ ۸-۳-۶- حالات مختلف تحلیل

به منظور اطمینان از پایداری بدنه سد در شرایط مختلف، تحلیل پایداری شیروانی پائین دست در دو مرحله زمانی «پایان ساخت» و «تراوش پایدار از تراز نرمال مخزن سد» و تحلیل پایداری شیروانی بالادست در مراحل زمانی «پایان ساخت»، «تراوش پایدار از تراز نرمال مخزن سد»، «تراوش پایدار از مخزن نیمه پر در ترازهای مختلف» و «تخلیه سریع مخزن» انجام می گیرد. تحلیل های مذکور به غیر از حالت «تخلیه سریع»، در هر دو حالت استاتیکی و زلزله باید انجام شود. با توجه به هدف این راهنما که تحلیل پایداری لرزه ای سد می باشد، در این مثال از حالت «تخلیه سریع» صرف نظر شده و صرفاً نتایج تحلیل پایداری لرزه ای سد در سایر حالات آورده می شود. نتایج تحلیل های استاتیکی نیز به منظور راهنمایی هرچه بیشتر ارائه شده است.

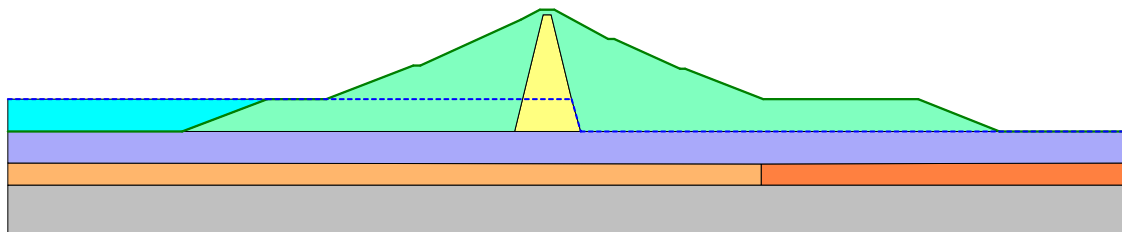
تحلیل های ارائه شده در این مثال، همگی به صورت تحلیل تنش کل می باشند. تحلیل های استاتیکی به دو روش تنش موثر و تنش کل انجام می شود، ولی در تحلیل لرزه ای معمولاً (به دلیل عدم اطلاع از اضافه فشارهای آب حفره ای دینامیکی) از تحلیل تنش کل استفاده می شود. لذا در این مثال از ارائه توضیحات مربوط به تحلیل های تنش موثر (که مربوط به تحلیل های استاتیکی می باشند) صرف نظر شده است.

پ ۸-۱-۶-۱- مرحله پایان ساخت

شیب بالادست و پائین دست سد در این مرحله در شرایط استاتیکی و لرزه ای به روش تنش کل تحلیل شده است. برای مصالح ریزدانه هسته و پی از پارامترهای UU استفاده شده و فشار آب حفره ای ناشی از تراز آب در مصالح در نظر گرفته نمی شود. برای سایر مصالح از پارامترهای مقاومت برشی زهکشی شده CD استفاده شده و فشار آب حفره ای ناشی از سطح آب در این مصالح منظور می شود.

تراز آب مخزن در مرحله پایان ساخت، در بالادست معادل تراز فرازبند و در پائین دست برابر تراز کف رودخانه لحاظ شده است.

مدل هندسی مقطع سد در مرحله انتهای ساخت در شکل (پ ۸-۴) نشان داده شده است.

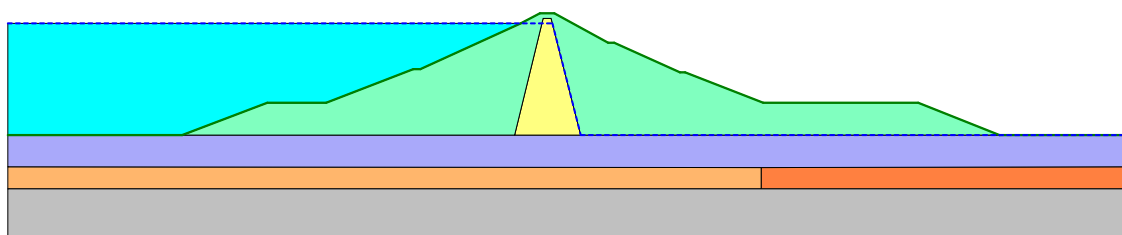


شکل پ ۸-۴- مدل مقطع بدنه سد در شرایط پایان ساخت

پ ۸-۱-۶-۲- تراوش پایدار از تراز نرمال مخزن

شیب بالادست و پائین‌دست سد در این مرحله نیز در شرایط استاتیکی و لرزه‌ای به روش تنش کل تحلیل می‌گردد. برای مصالح ریزدانه هسته و پی از پارامترهای CU و برای سایر مصالح از پارامترهای مقاومت برشی زهکشی‌شده CD استفاده شده و فشار آب حفره‌ای ناشی از تراز آب (فشار هیدرواستاتیک) در کلیه مصالح منظور می‌شود. تراز آب مخزن در این مرحله، در بالادست معادل تراز نرمال مخزن و در پائین‌دست برابر تراز بستر رودخانه لحاظ شده است.

مدل هندسی مقطع سد در مرحله تراوش پایدار از تراز نرمال مخزن، در شکل (پ ۸-۵) نشان داده شده است.

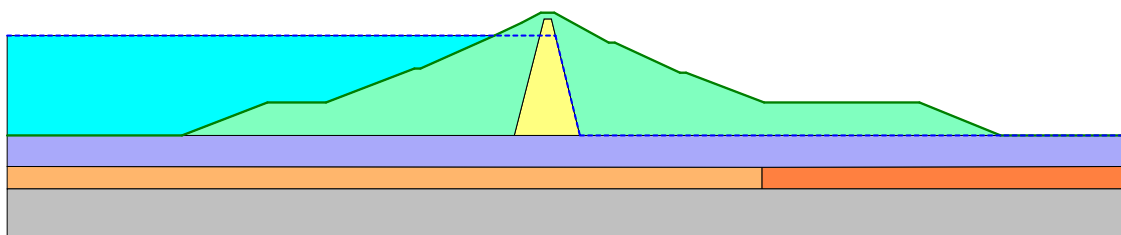


شکل پ ۸-۵- مدل مقطع سد در شرایط تراوش پایدار از تراز نرمال مخزن

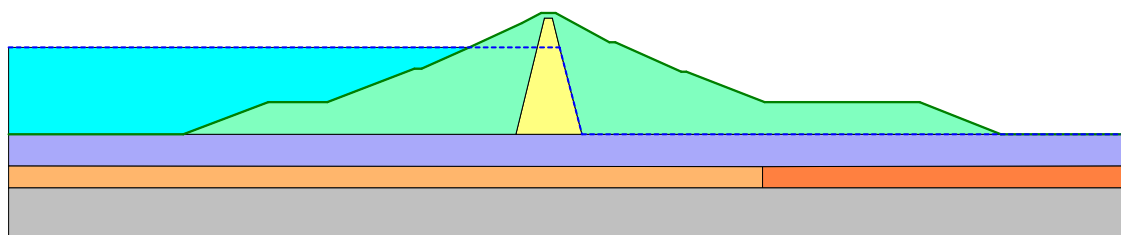
پ ۸-۱-۶-۳- تراوش پایدار از مخزن نیمه‌پر در ترازهای مختلف

شیب بالادست سد در این مراحل نیز در شرایط استاتیکی و لرزه‌ای به روش تنش کل تحلیل می‌گردد. مشابه حالت مخزن پر، برای مصالح ریزدانه هسته و پی از پارامترهای CU و برای سایر مصالح از پارامترهای مقاومت برشی زهکشی‌شده CD استفاده شده و فشار آب حفره‌ای ناشی از تراز آب (فشار هیدرواستاتیک) در کلیه مصالح منظور می‌شود.

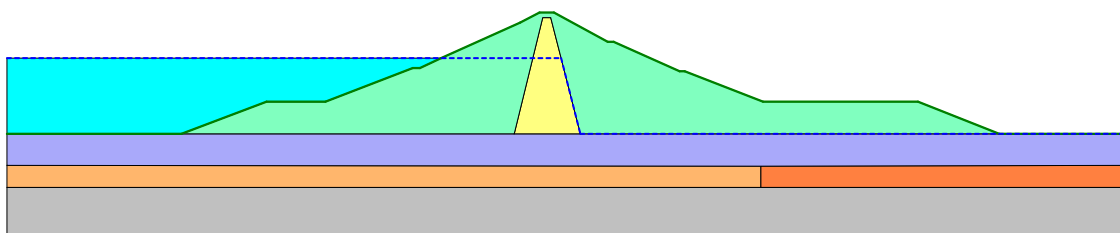
تراز آب مخزن در این مرحله، در بالادست معادل تراز نرمال مخزن و در پائین‌دست برابر تراز بستر رودخانه لحاظ شده است. مدل هندسی مقطع سد در مرحله تراوش پایدار از مخزن نیمه‌پر در ترازهای مختلف، در شکل‌های (پ ۸-۶ تا پ ۸-۹) نشان داده شده است.



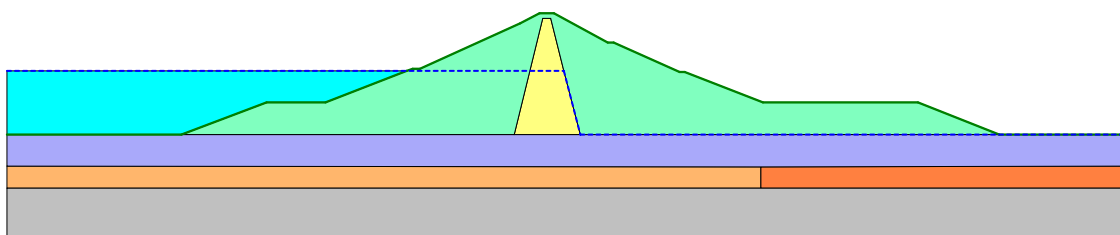
شکل پ ۸-۶- مدل مقطع بدنه سد در شرایط تراوش پایدار از مخزن نیمه پر از تراز ۱۷۷۰ (۱۰ متر پائین تر از تراز نرمال)



شکل پ ۸-۷- مدل مقطع بدنه سد در شرایط تراوش پایدار از مخزن نیمه پر از تراز ۱۷۶۰ (۲۰ متر پائین تر از تراز نرمال)



شکل پ ۸-۸- مدل مقطع بدنه سد در شرایط تراوش پایدار از مخزن نیمه پر از تراز ۱۷۵۰ (۳۰ متر پائین تر از تراز نرمال)



شکل پ ۸-۹- مدل مقطع بدنه سد در شرایط تراوش پایدار از مخزن نیمه پر از تراز ۱۷۴۰ (۴۰ متر پائین تر از تراز نرمال و ۲ متر پائین تر از تراز حداقل آب مخزن)

پ ۸-۳-۷- نتایج تحلیل‌های پایداری

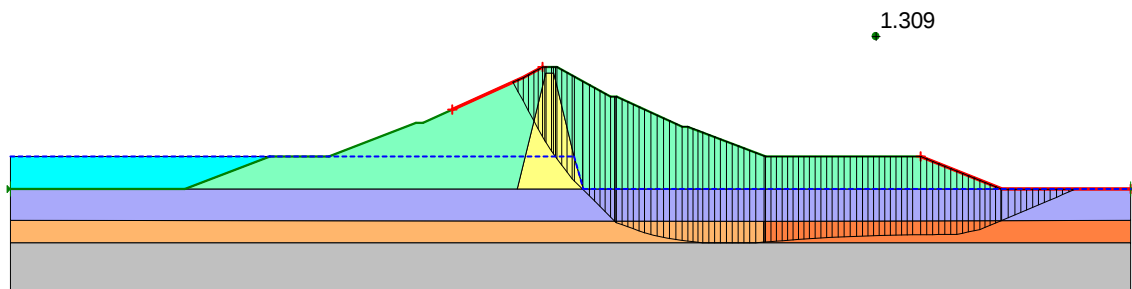
در این بخش از گزارش، نتایج تحلیل‌های پایداری (شامل ضریب اطمینان و سطح لغزش بحرانی) هر دو شیروانی بالادست و پائین‌دست بدنه سد در شرایط مختلف، در جدول (پ ۸-۴) و شکل‌های (پ ۸-۱۰ تا پ ۸-۳۱) ارائه شده است.

جدول پ ۸-۴- ضریب اطمینان پایداری بدنه سد در حالات مختلف

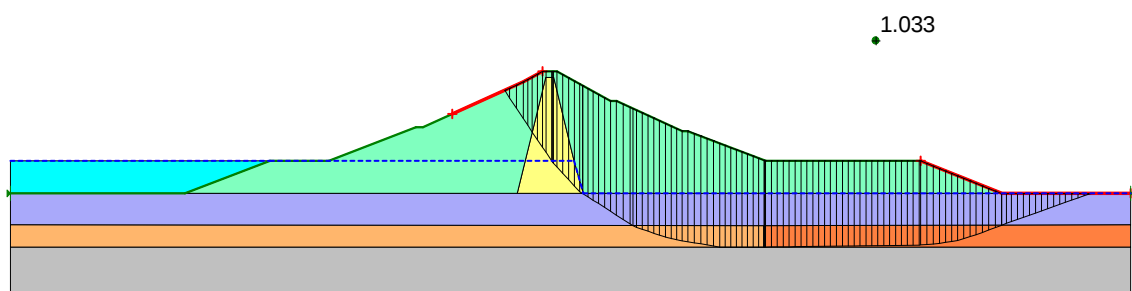
شیب	مرحله	تراز آب مخزن	شرایط	ضریب زلزله (k_H)	ضریب اطمینان سطح لغزش بحرانی غیردایره‌ای	ضریب اطمینان مجاز	وضعیت پایداری	شکل سطح لغزش
پائین دست	پایان ساخت	فرازبند	استاتیکی	-	۱/۳۰۹	۱/۳	✓	۱۰
			زلزله	۰/۰۷۵	۱/۰۳۳	۱/۰	✓	۱۱
	تراوش پایدار از مخزن پر	تراز نرمال	استاتیکی	-	۱/۷۲۲	۱/۵	✓	۱۲
			زلزله MDE	۰/۱۲	۱/۱۳۰	۱/۱	✓	۱۳
			زلزله MCE	۰/۱۵	۱/۰۳۸	۱/۰	✓	۱۴
بالادست	پایان ساخت	فرازبند	استاتیکی	-	۱/۳۵۵	۱/۳	✓	۱۵
			زلزله	۰/۰۷۵	۱/۰۴۲	۱/۰	✓	۱۶
	تراوش پایدار از مخزن پر	تراز نرمال	استاتیکی	-	۱/۷۸۴	۱/۵	✓	۱۷
			زلزله MDE	۰/۱۲	۱/۲۳۵	۱/۱	✓	۱۸
			زلزله MCE	۰/۱۵	۱/۱۲۸	۱/۰	✓	۱۹
	تراوش پایدار از مخزن نیمه پر	تراز ۱۷۷۰	استاتیکی	-	۱/۸۲۸	۱/۵	✓	۲۰
			زلزله MDE	۰/۱۲	۱/۱۹۴	۱/۱	✓	۲۱
			زلزله MCE	۰/۱۵	۱/۰۶۸	۱/۰	✓	۲۲
		تراز ۱۷۶۰	استاتیکی	-	۱/۸۵۳	۱/۵	✓	۲۳
			زلزله MDE	۰/۱۲	۱/۱۵۸	۱/۱	✓	۲۴
			زلزله MCE	۰/۱۵	۱/۰۳۵	۱/۰	✓	۲۵
		تراز ۱۷۵۰	استاتیکی	-	۱/۸۰۸	۱/۵	✓	۲۶
			زلزله MDE	۰/۱۲	۱/۱۳۰	۱/۱	✓	۲۷
			زلزله MCE	۰/۱۵	۱/۰۱۷	۱/۰	✓	۲۸
		تراز ۱۷۴۰	استاتیکی	-	۱/۷۲۶	۱/۵	✓	۲۹
			زلزله MDE	۰/۱۲	۱/۱۰۷	۱/۱	✓	۳۰
			زلزله MCE	۰/۱۵	۱/۰۱۰	۱/۰	✓	۳۱

نتایج این تحلیل‌ها بیانگر این است که سد در تمامی حالات دارای ضریب اطمینان پایداری در حد مجاز می‌باشد. همچنین با توجه به شکل‌ها مشاهده می‌شود که سطح لغزش در اکثر حالات به صورت کاملاً عمیق بوده که این شرایط حاکی از انطباق آن با فرض در نظر گرفته شده در بند ۳ گزارش حاضر، در خصوص انتخاب ضریب α (با توجه به عمق گوه لغزش)، بوده است. بر اساس نتایج حاصل از تحلیل‌ها، مشاهده می‌شود که شیب پائین دست در شرایط «پایان ساخت (استاتیکی و لرزه‌ای)» و «تراوش پایدار از مخزن پر در هنگام زلزله MCE» و شیب بالا دست در دو حالت «تراوش پایدار

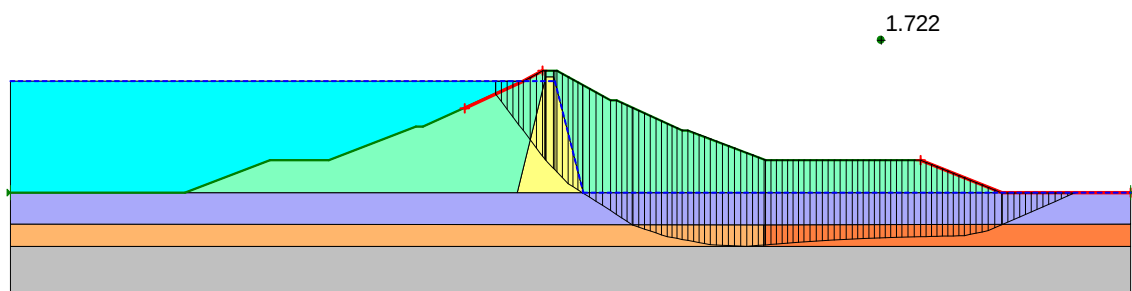
از مخزن نیمه پر در تراز ۱۷۴۰ (حداقل تراز آب در مخزن) تحت زلزله MDE و «تراوش پایدار از مخزن نیمه پر در تراز ۱۷۴۰ (حداقل تراز آب در مخزن) تحت زلزله MCE» بحرانی می‌باشد. شایان ذکر است که سایر تحلیل‌ها، از قبیل تحلیل‌های تنش موثر و یا حالات «تخلیه سریع» و «تراوش پایدار از حداکثر تراز مخزن» که عموماً در شرایط استاتیکی موضوعیت می‌یابند، در این مثال (با توجه به هدف راهنما)، مد نظر قرار نگرفته‌اند.



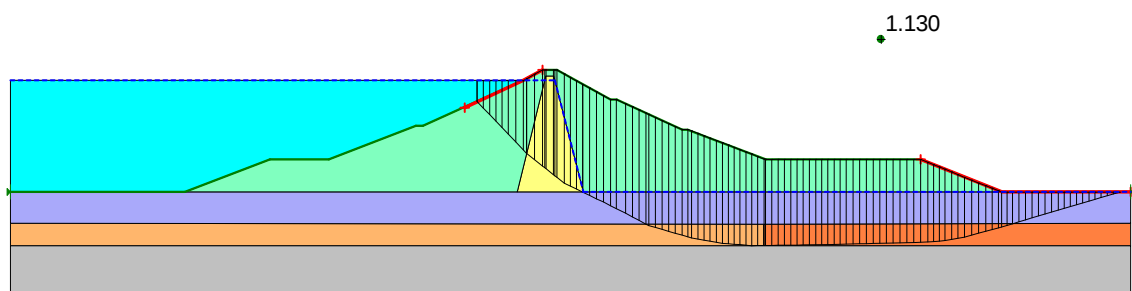
شکل پ ۸-۱۰- سطح لغزش بحرانی شیب پائین‌دست در تحلیل استاتیکی مرحله پایان ساخت



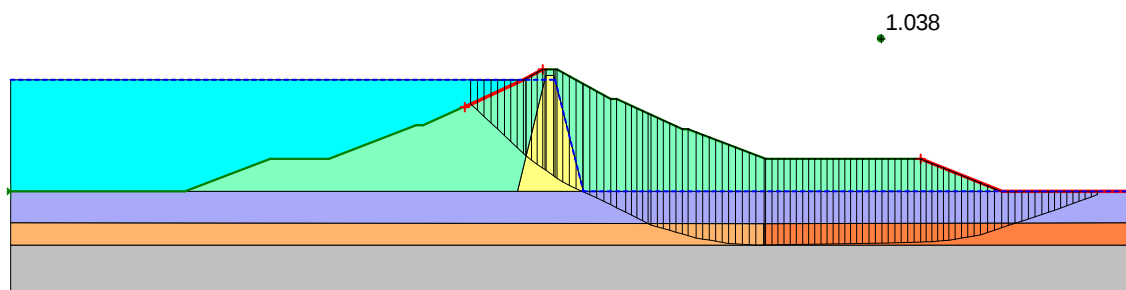
شکل پ ۸-۱۱- سطح لغزش بحرانی شیب پائین‌دست در تحلیل شبه‌استاتیکی مرحله پایان ساخت



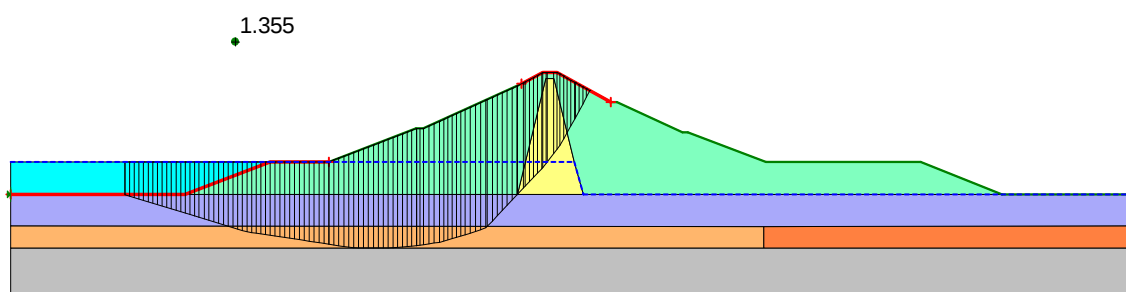
شکل پ ۸-۱۲- سطح لغزش بحرانی شیب پائین‌دست در تحلیل استاتیکی مرحله تراوش پایدار از مخزن پر



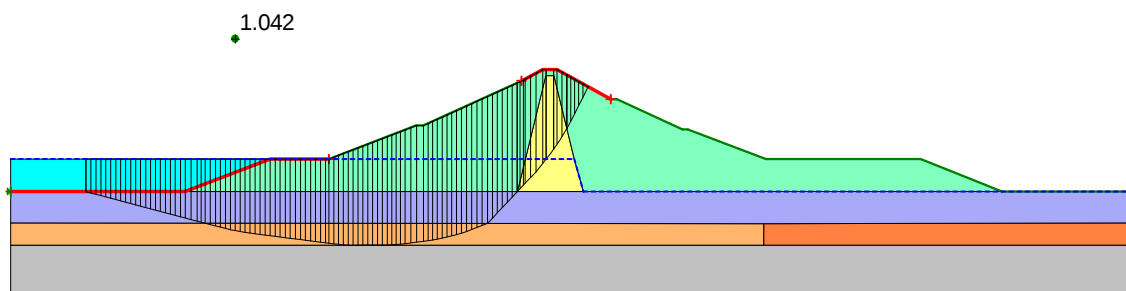
شکل پ ۸-۱۳- سطح لغزش بحرانی شیب پائین‌دست در تحلیل شبه‌استاتیکی مرحله تراوش پایدار از مخزن پر در زلزله MDE



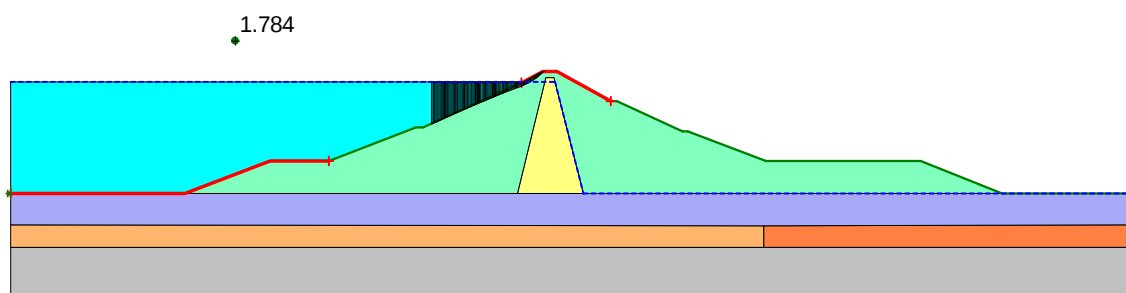
شکل پ ۸-۱۴- سطح لغزش بحرانی شیب پائین‌دست در تحلیل شبه‌استاتیکی مرحله تراوش پایدار از مخزن پر در زلزله MCE



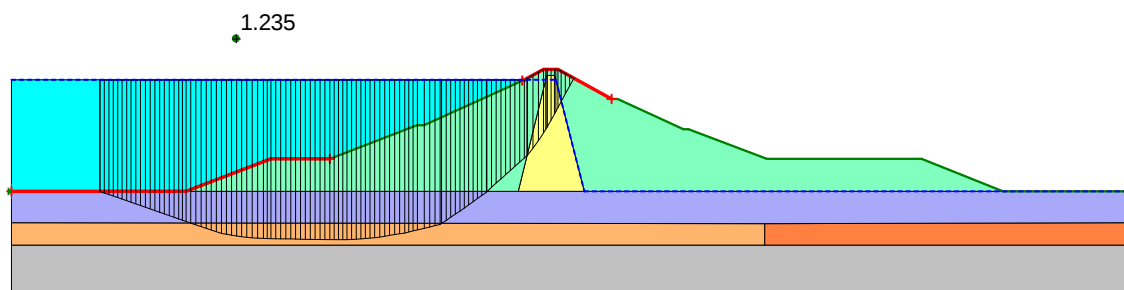
شکل پ ۸-۱۵- سطح لغزش بحرانی شیب بالادست در تحلیل استاتیکی مرحله پایان ساخت



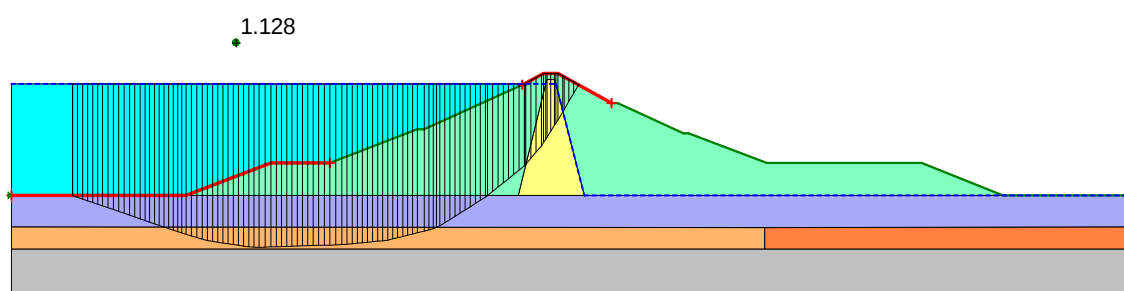
شکل پ ۸-۱۶- سطح لغزش بحرانی شیب بالادست در تحلیل شبه‌استاتیکی مرحله پایان ساخت



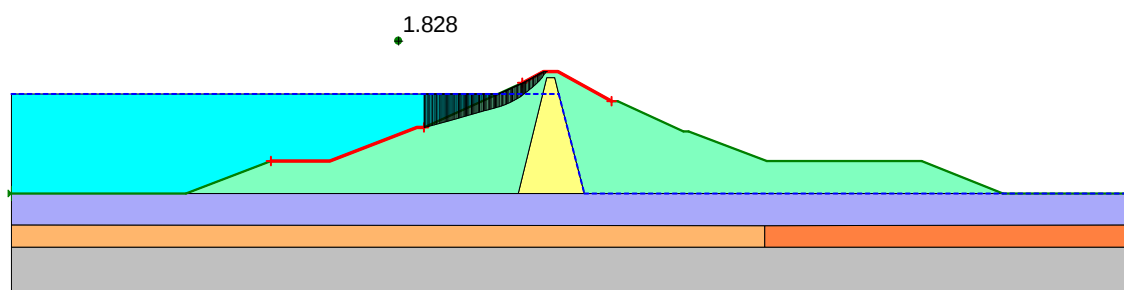
شکل پ ۸-۱۷- سطح لغزش بحرانی شیب بالادست در تحلیل استاتیکی مرحله تراوش پایدار از مخزن پر



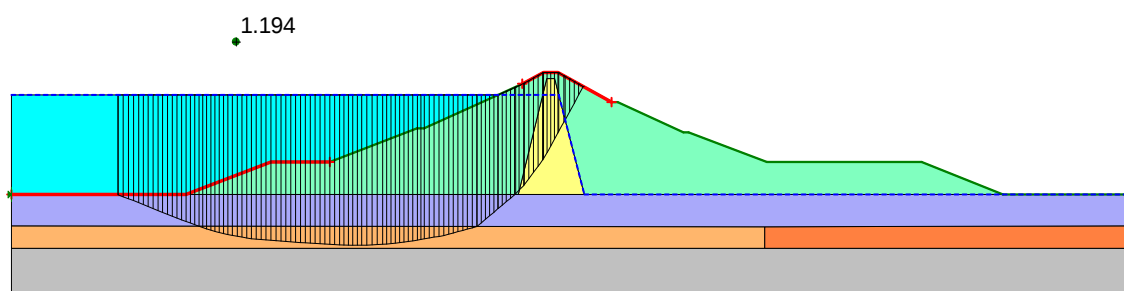
شکل پ ۸-۱۸ - سطح لغزش بحرانی شیب بالادست در تحلیل شبه‌استاتیکی مرحله تراوش پایدار از مخزن پر تحت زلزله *MDE*



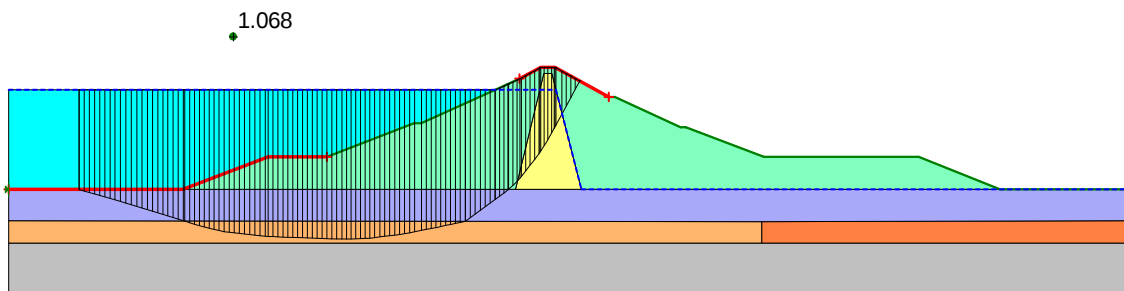
شکل پ ۸-۱۹ - سطح لغزش بحرانی شیب بالادست در تحلیل شبه‌استاتیکی مرحله تراوش پایدار از مخزن پر تحت زلزله *MCE*



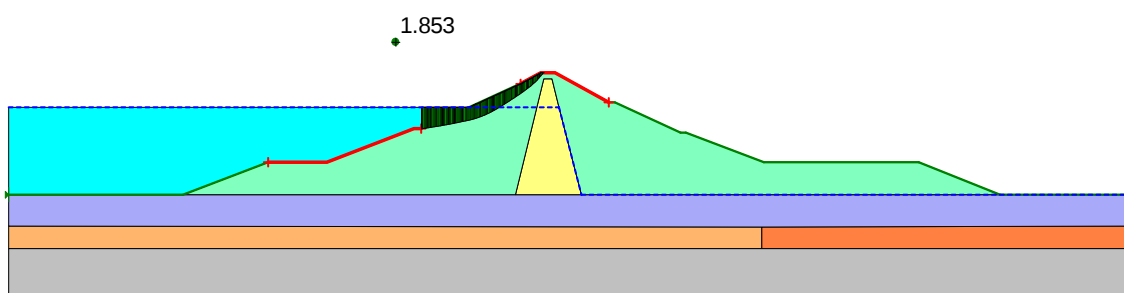
شکل پ ۸-۲۰ - سطح لغزش بحرانی شیب بالادست در تحلیل استاتیکی مرحله تراوش پایدار از مخزن نیمه‌پر (تراز آب مخزن ۱۷۷۰)



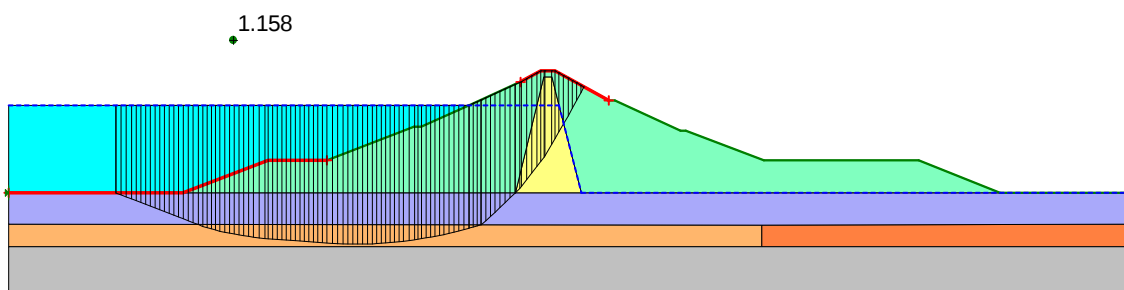
شکل پ ۸-۲۱ - سطح لغزش بحرانی شیب بالادست در تحلیل شبه‌استاتیکی مرحله تراوش پایدار از مخزن نیمه‌پر (تراز آب مخزن ۱۷۷۰) تحت زلزله *MDE*



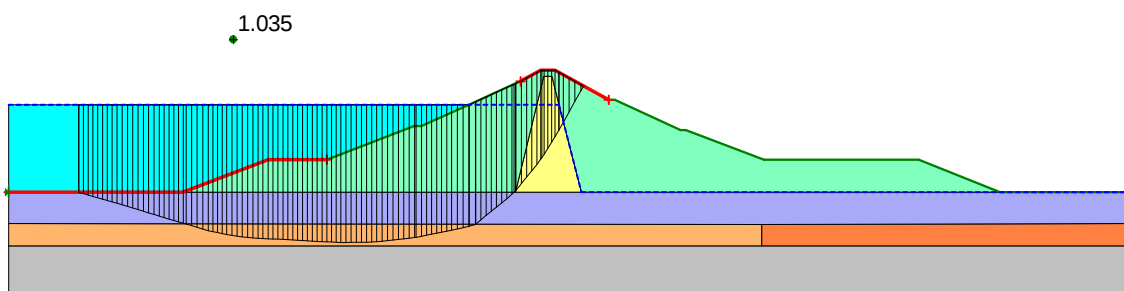
شکل پ ۸-۲۲- سطح لغزش بحرانی شیب بالادست در تحلیل شبه‌استاتیکی مرحله تراوش پایدار از مخزن نیمه پر (تراز آب مخزن ۱۷۷۰) تحت زلزله MCE



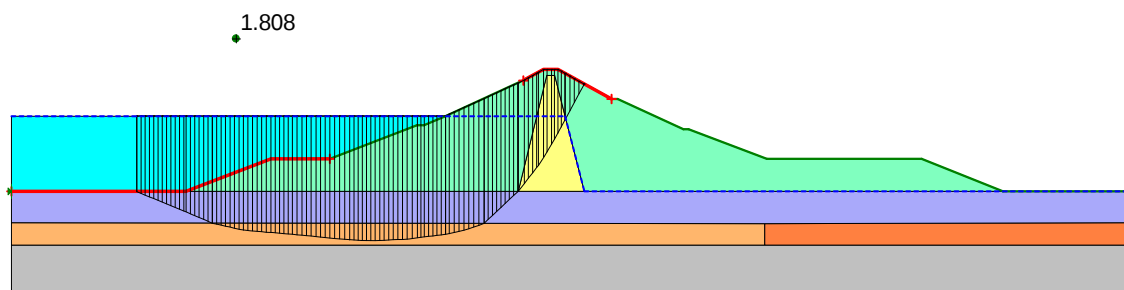
شکل پ ۸-۲۳- سطح لغزش بحرانی شیب بالادست در تحلیل استاتیکی مرحله تراوش پایدار از مخزن نیمه پر (تراز آب مخزن ۱۷۶۰)



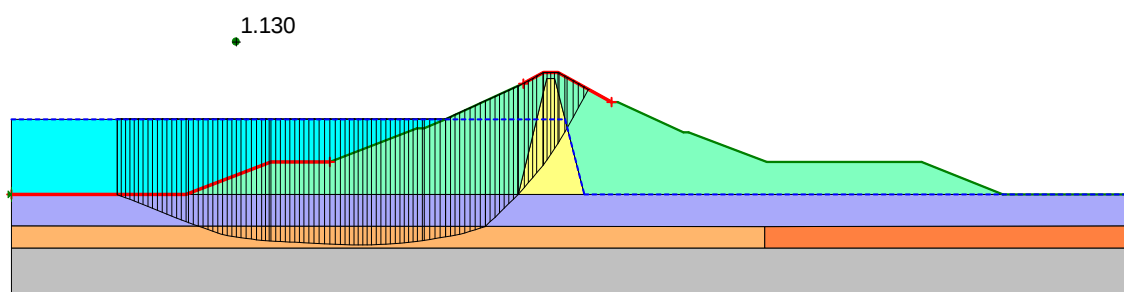
شکل پ ۸-۲۴- سطح لغزش بحرانی شیب بالادست در تحلیل شبه‌استاتیکی مرحله تراوش پایدار از مخزن نیمه پر (تراز آب مخزن ۱۷۶۰) تحت زلزله MDE



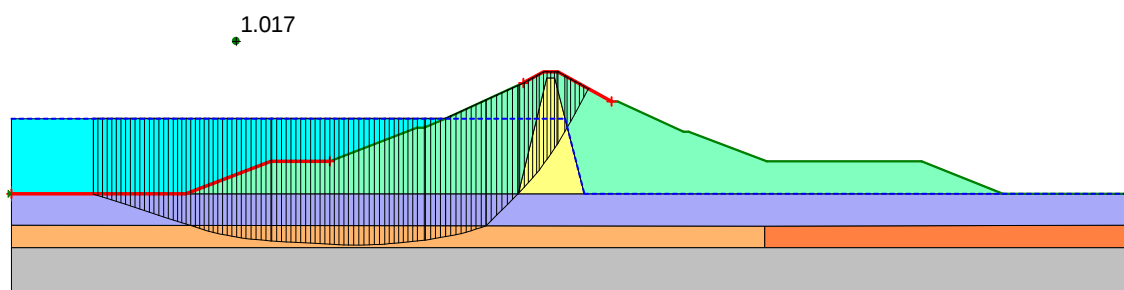
شکل پ ۸-۲۵- سطح لغزش بحرانی شیب بالادست در تحلیل شبه‌استاتیکی مرحله تراوش پایدار از مخزن نیمه پر (تراز آب مخزن ۱۷۶۰) تحت زلزله MCE



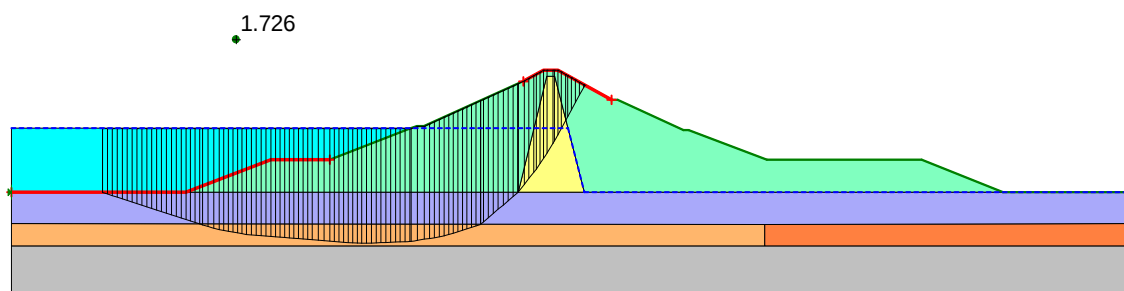
شکل پ ۸-۲۶- سطح لغزش بحرانی شیب بالادست در تحلیل استاتیکی مرحله تراوش پایدار از مخزن نیمه پر (تراز آب مخزن ۱۷۵۰)



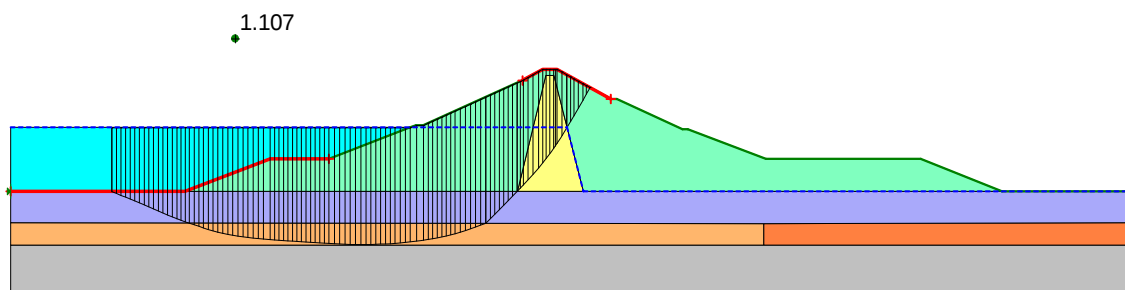
شکل پ ۸-۲۷- سطح لغزش بحرانی شیب بالادست در تحلیل شبه استاتیکی مرحله تراوش پایدار از مخزن نیمه پر
(تراز آب مخزن ۱۷۵۰ تحت زلزله *MDE*)



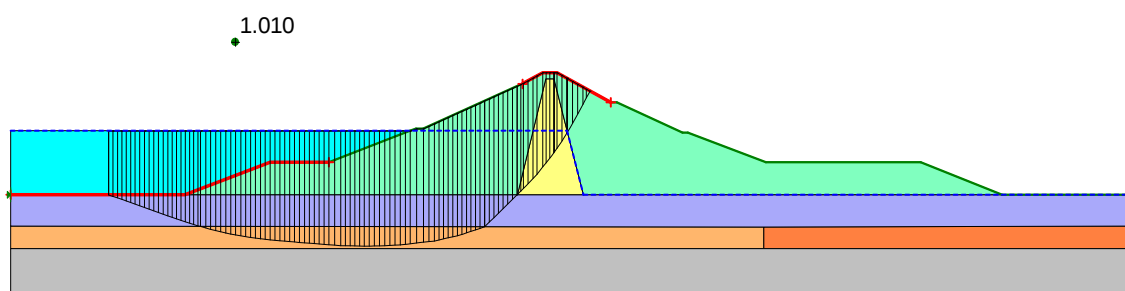
شکل پ ۸-۲۸- سطح لغزش بحرانی شیب بالادست در تحلیل شبه استاتیکی مرحله تراوش پایدار از مخزن نیمه پر (تراز آب مخزن ۱۷۵۰)
تحت زلزله *MCE*



شکل پ ۸-۲۹- سطح لغزش بحرانی شیب بالادست در تحلیل استاتیکی مرحله تراوش پایدار از مخزن نیمه پر (تراز آب مخزن ۱۷۴۰)



شکل پ ۸-۳۰- سطح لغزش بحرانی شیب بالادست در تحلیل شبه‌استاتیکی مرحله تراوش پایدار از مخزن نیمه پر (تراز آب مخزن ۱۷۴۰) تحت زلزله MDE



شکل پ ۸-۳۱- سطح لغزش بحرانی شیب بالادست در تحلیل شبه‌استاتیکی مرحله تراوش پایدار از مخزن نیمه پر (تراز آب مخزن ۱۷۴۰) تحت زلزله MCE

پ ۸-۲- تحلیل پایداری لرزه‌ای سد ۲ به روش شبه استاتیک

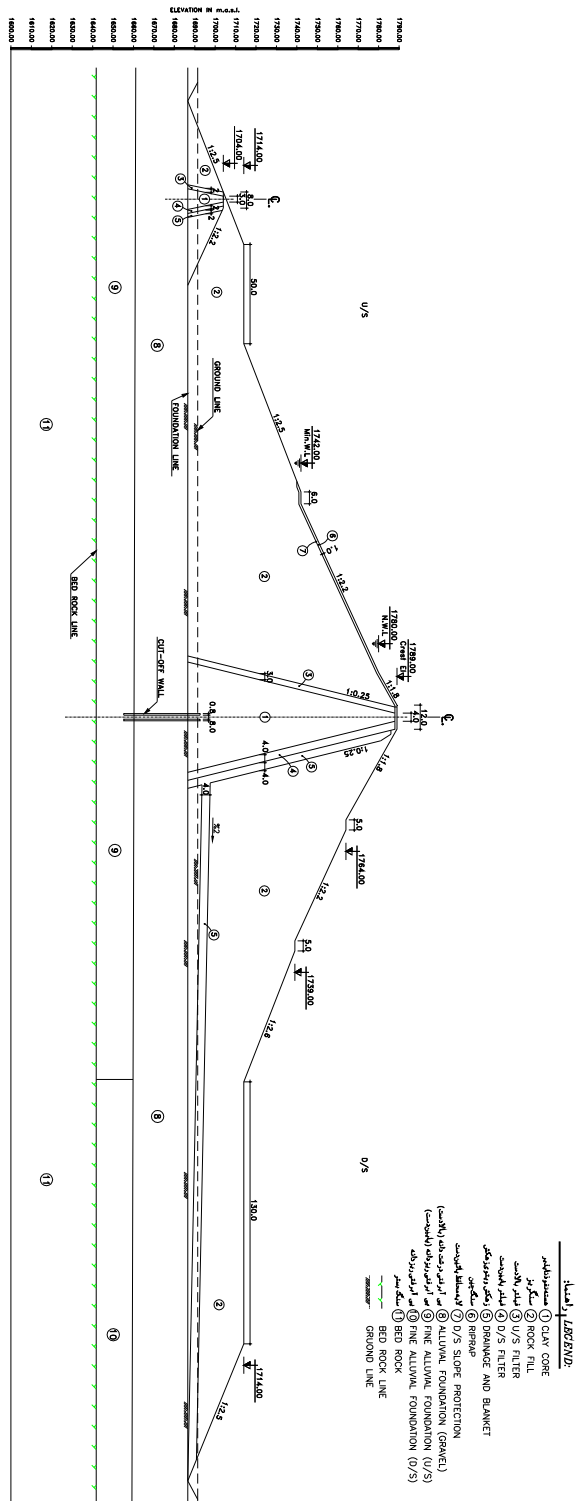
پ ۸-۲-۱- معرفی سد

سد مورد بررسی، یک سد سنگریز ناحیه‌بندی شده با هسته رسی قائم می‌باشد. ارتفاع سد ۷۷ متر از سنگ بستر بوده و بدنه سد به طور کامل بر روی سنگ بستر قرار دارد.

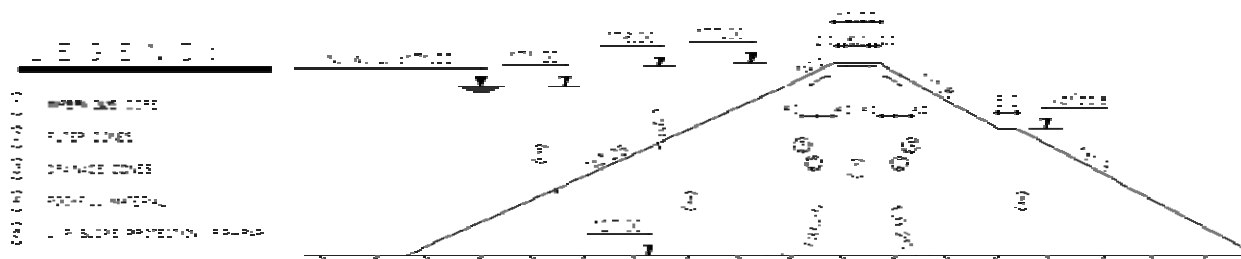
در شکل (پ ۸-۳۲) مقطع عرضی سد مشاهده می‌شود. عرض تاج سد ۱۲ متر، شیب بالادست و پایین‌دست به ترتیب ۱ قائم به ۲/۲۵ افقی و ۱ قائم به ۱/۸ افقی می‌باشد. عرض هسته در حداکثر ارتفاع آن ۶ متر بوده و شیب آن در بالادست و پایین‌دست برابر با ۱ قائم به ۰/۲۵ افقی است. در بالادست و پایین‌دست هسته سد نیز نواحی فیلتر و زهکش به ضخامت افقی ۴ متر استفاده شده است. زهکش افقی جهت هدایت جریان تراوش یافته از بدنه سد در ناحیه پایین‌دست تعبیه شده است. در قسمت بالادست نیز ناحیه‌ای از مصالح شن و ماسه دارای رس وجود دارد که نقش فرازبند سد (به صورت همگن) را هنگام اجرا به عهده داشته است.

با مراجعه به مفاد فصل اول راهنما، با توجه به آنکه ارتفاع سد مورد بررسی بیش از ۳۰ متر است، بنابراین در شمار سدهای بزرگ دسته‌بندی می‌شود. از سوی دیگر در پایین‌دست سد چند روستا با جمعیت مجموع بیش از ۱۰۰ نفر وجود دارد، که موجب می‌گردد مطابق جدول (۲-۱) تخریب سد پتانسیل خطر بالایی را به دنبال داشته باشد. از اینرو و با توجه به مفاد جدول (۳-۱) انجام تحلیل شبه استاتیک، تحلیل برآورد تغییر مکان لرزه‌ای و تحلیل دینامیکی برای سد

الزامی است. در این بخش تحلیلهای شبه استاتیک این سد ارائه شده و در بخشهای بعدی تحلیل دینامیکی مربوط به این سد آورده شده است. در شکل (پ ۸-۳۲) مقطع میانی سد (بلندترین مقطع سد در محل رودخانه) و در شکل (پ ۸-۳۳) مقطع تکیه گاه چپ سد ارائه شده است.



شکل پ ۸-۳۲ - هندسه مقطع میانی بدنه سد (بلندترین ارتفاع سد)



شکل پ ۸-۳۳ - هندسه مقطع تکیه‌گاه چپ بدنه سد

پ ۸-۲-۲ - پارامترهای ژئوتکنیکی بدنه و پی سد

پارامترهای ژئوتکنیکی مورد استفاده در تحلیل‌های پایداری، برای پوسته درشت‌دانه، هسته رسی، پی آبرفتی درشت‌دانه، پی سنگی، براساس مطالعات ژئوتکنیکی مصالح منابع قرضه و پی سد انتخاب و در جدول (پ ۸-۵) ارائه شده است.

با توجه به اینکه امکان زهکشی سریع فشار آب حفره‌ای اضافی در مصالح پوسته و پی آبرفتی درشت‌دانه وجود دارد، پارامترهای مقاومت برشی این مصالح در حالت زهکشی شده (CD) و در مصالح هسته که امکان زهکشی سریع فشار آب حفره‌ای اضافی در آنها وجود ندارد پارامترهای مقاومتی برشی این مصالح در حالات مختلف زهکشی شده و نشده اندازه‌گیری شده است.

از سوی دیگر استفاده از مصالح درشت‌دانه تیز گوشه در پوسته بدنه سد، احتمال خرد شدن گوشه‌های تیز سنگدانه‌ها تحت تنش‌ها بالا را در پی دارد، که در اثر آن زاویه اصطکاک داخلی مصالح در سطوح تنش بالا کاهش می‌یابد (رابطه پ ۸-۱).

طبق آزمایشات مقاومت برشی انجام شده بر روی مصالح پوسته تحت تنش‌های مختلف، مقدار ϕ_0 و $\Delta\phi$ مصالح محاسبه و در جدول ارائه شده است. $\Delta\phi$ نرخ کاهش زاویه اصطکاک داخلی به ازای افزایش ۱۰ برابری تنش نرمال وارد بر مصالح می‌باشد.

جدول پ ۸-۵- پارامترهای ژئوتکنیکی مصالح نواحی مختلف بدنه و پی سد در تحلیل‌های پایداری

ردیف	مصالح	شرایط	چسبندگی (kPa)	زاویه اصطکاک (درجه)	وزن مخصوص (kN/m ³)	
					مرطوب	اشباع
۱	هسته	UU	۸۰	۶	۱۷/۵	۲۰
		CU	۳۵	۱۸		
		CD	۵	۲۵		
۲	پوسته سنگریز	CD	۰/۰	$\varphi_0=42$ $\Delta\varphi=6$	۲۰	۲۲
۳	فیلتر و زهکش	CD	۰/۰	$\varphi_0=36$ $\Delta\varphi=2$	۱۹	۲۰
۴	مصالح فرازبند	CD	۰/۰	۳۲	۲۰	۲۱/۵
۵	پی سنگی (مقطع میانی و تکیه‌گاه راست)	CD	۱۰۰۰	۳۶	۲۳	۲۴
۶	پی سنگی (تکیه‌گاه چپ)	CD	۶۰	۲۶	۲۳	۲۴

پ ۸-۲-۳- تعیین ضریب شتاب شبه‌استاتیک افقی (ضریب زلزله)

حداکثر شتاب (افقی و قائم) زمین برای سطوح لرزه‌ای مختلف، طبق مطالعات لرزه‌خیزی ساختگاه برآورد و در جدول (پ ۸-۶) ارائه شده است. تحلیل‌های شبه استاتیک برای طراحی شیب‌های بدنه، براساس سطح خطر حداکثر زلزله طراحی (MDE) انجام شده است. ضریب زلزله (یا همان شتاب شبه استاتیک افقی)، مطابق رابطه (۳-۲)، و با فرض $\alpha = 0/45$ ، معادل $k_h = 0/148$ محاسبه می‌شود. در تحلیل‌های پایداری شبه استاتیک $k_h = 0/15$ در نظر گرفته شده است. در صورتی که عواقب ناشی از ویرانی و تخریب کلی سد فاجعه‌بار باشد (که در مورد این سد مصداق دارد)، باید پایداری سد تحت «حداکثر زلزله محتمل (MCE)»، به منظور اطمینان از عدم تخریب کلی سد و وقوع فاجعه، کنترل شود. برای تعیین شتاب شبه استاتیک معادل زلزله MCE، نیز به طریق مشابه MDE عمل می‌شود. با توجه به اینکه مصالح مورد استفاده در بدنه این سد از قابلیت میرایی مطلوبی برخوردار می‌باشد، در زلزله MCE انتظار می‌رود که به دلیل بروز میرایی بالاتر در مصالح، امواج زلزله در بدنه سد بیشتر از زلزله MDE میرا شده و در این صورت ضریب α را می‌توان نسبت به سطح خطر MDE کاهش داد. بر این اساس ضریب α برای سطح زلزله MCE، معادل $\alpha = 0/33$ انتخاب می‌شود. در این صورت، شتاب شبه استاتیک معادل زلزله MCE نیز در حدود $k_h = 0/177$ حاصل می‌شود که در محاسبات مقدار $k_h = 0/18$ لحاظ شده است.

ضرایب زلزله $k_h=0/15$ و $k_h=0/18$ در تحلیل پایداری شبه استاتیک شیروانی‌های بالادست و پائین‌دست سد در شرایط تراوش پایدار از مخزن پر (تراز نرمال) و مخزن نیمه‌پر (ترازهای مختلف مخزن) مورد استفاده قرار می‌گیرند. با توجه به عدم برآورد شتاب زمین در زلزله‌های با دوره بازگشت کمتر (به منظور کنترل پایداری بدنه سد در حین زلزله در زمان پایان ساخت)، ضریب زلزله برای تحلیل‌های پایداری بدنه سد در زمان پایان ساخت، به صورت $k_h=0/075$ منظور می‌گردد.

جدول پ ۸-۶- حداکثر شتاب زمین بر مبنای مطالعات لرزه خیزی طرح برای سد نمونه ۲

سطح خطر زلزله	حداکثر شتاب زمین (بر حسب g)		دوره بازگشت زلزله (سال)
	افقی (PGA_H)	قائم (PGA_V)	
DBE	۰/۲۴	۰/۱۷	۵۰۰
MDE	۰/۳۳	۰/۳۰	۲۰۰۰
MCE	۰/۵۳	۰/۴۱	۱۰۰۰۰

پ ۸-۲-۴- ضریب اطمینان مجاز

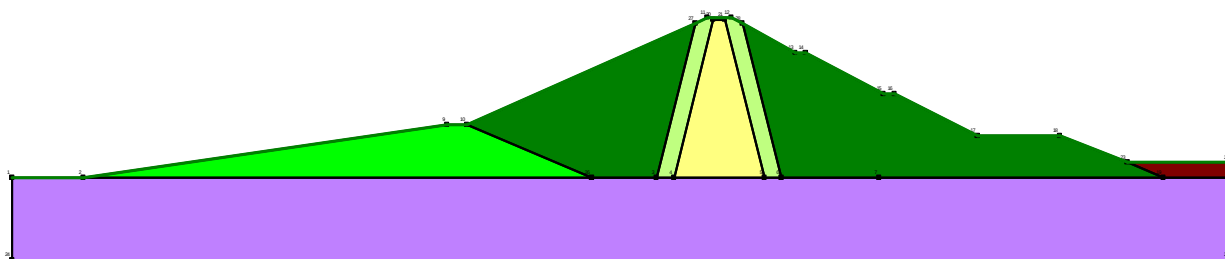
حداقل ضریب اطمینان مجاز پایداری سد در هنگام وقوع زلزله MDE، مطابق جدول (۲-۳) بین ۱ تا ۱/۱۵ می‌باشد که در این سد با توجه به درجه اهمیت آن این مقدار معادل ۱/۱ در نظر گرفته می‌شود. حداقل ضریب اطمینان مجاز در زلزله MCE نیز طبق تعریف معادل ۱ منظور می‌گردد. حداقل ضریب اطمینان مجاز پایداری تحت زلزله در زمان پایان ساخت نیز در حد ۱ قابل قبول فرض می‌شود.

پ ۸-۲-۵- روش تحلیل و نرم‌افزار مورد استفاده

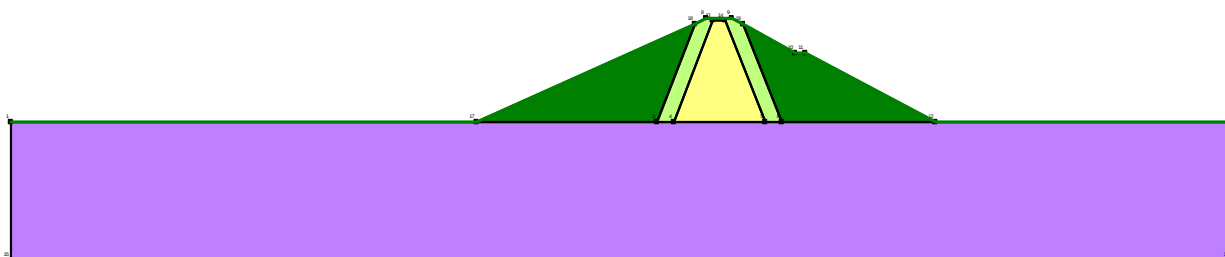
روش تعادل حدی متداول‌ترین روش برای ارزیابی پایداری بدنه سدهای خاکی و سنگریز می‌باشد. برای انجام تحلیل پایداری بدنه سد در این گزارش، از بخش Slope/W نرم‌افزار Geo-Studio استفاده شده است. بر اساس توصیه بخش ۳-۳-۲ از روش اسپنسر برای محاسبه ضریب اطمینان پایداری در تحلیل‌های شبه‌استاتیک، استفاده شده است.

پ ۸-۲-۶- هندسه مدل برای تحلیل پایداری

چنانکه در جدول (پ ۸-۵) ملاحظه می‌شود سنگ بستر پی در تکیه‌گاه چپ ضعیف بوده و با اینکه ارتفاع سد در این مقطع کمتر از مقطع میانی رودخانه است ولی به دلیل امکان عبور سطوح لغزش از پی سد در این مقطع، تحلیل‌های پایداری می‌بایست در هر دو مقطع میانی و تکیه‌گاه چپ انجام شود. در شکل‌های (پ ۸-۳۴) و (پ ۸-۳۵) هندسه مدل به ترتیب در مقطع میانی سد (بلندترین ارتفاع سد) و مقطع تکیه‌گاه چپ ارائه شده است.



شکل پ ۸-۳۴- مدل مقطع میانی بدنه سد
(مقطع دارای بیشترین ارتفاع سد)



شکل پ ۸-۳۵- مدل مقطع بدنه سد در تکیه گاه چپ

پ ۸-۲-۷- حالات مختلف تحلیل

به منظور اطمینان از پایداری بدنه سد در شرایط مختلف، تحلیل پایداری شیروانی پائین دست در دو مرحله زمانی «پایان ساخت» و «تراوش پایدار از تراز نرمال مخزن سد» و تحلیل پایداری شیروانی بالادست در مراحل زمانی «پایان ساخت»، «تراوش پایدار از مخزن نیمه پر در ترازهای مختلف» و «تخلیه سریع مخزن» انجام می گیرد. تحلیل های مذکور به غیر از حالت «تخلیه سریع»، در هر دو حالت استاتیکی و زلزله باید انجام شود. با توجه به هدف این راهنما که تحلیل پایداری لرزه ای سد می باشد، در این مثال از حالت «تخلیه سریع» صرف نظر شده و صرفاً نتایج تحلیل پایداری لرزه ای سد در سایر حالات آورده می شود. نتایج تحلیل های استاتیکی نیز به منظور راهنمایی هرچه بیشتر ارائه شده است. تحلیل های ارائه شده در این مثال، همگی به صورت تحلیل تنش کل می باشند. تحلیل های استاتیکی به دو روش تنش موثر و تنش کل انجام می شود، ولی در تحلیل لرزه ای معمولاً (به دلیل عدم اطلاع از اضافه فشارهای آب حفره ای دینامیکی) از تحلیل تنش کل استفاده می شود. لذا در این مثال از ارائه توضیحات مربوط به تحلیل های تنش موثر (که مربوط به تحلیل های استاتیکی می باشند) صرف نظر شده است.

پ ۸-۲-۷-۱- مرحله پایان ساخت

شیب بالادست و پائین دست سد در این مرحله در شرایط استاتیکی و لرزه ای به روش تنش کل تحلیل شده است. برای مصالح ریزدانه هسته از پارامترهای UU استفاده شده و فشار آب حفره ای ناشی از تراز آب در مصالح در نظر گرفته نمی شود. برای سایر مصالح از پارامترهای مقاومت برشی زهکشی شده CD استفاده شده و فشار آب حفره ای ناشی از سطح آب در این مصالح منظور می شود.

تراز آب مخزن در مرحله پایان ساخت، در بالادست معادل تراز فرازبند و در پائین‌دست برابر تراز خروجی زهکش افقی داخل پوسته پایین‌دست لحاظ شده است.

پ ۸-۲-۷-۲- تراوش پایدار از تراز نرمال مخزن

شیب بالادست و پائین‌دست سد در این مرحله نیز در شرایط استاتیکی و لرزه‌ای به روش تنش کل تحلیل می‌گردد. برای مصالح ریزدانه هسته از پارامترهای CU و برای سایر مصالح از پارامترهای مقاومت برشی زهکشی‌شده CD استفاده شده و فشار آب حفره‌ای ناشی از تراز آب (فشار هیدرواستاتیک) در کلیه مصالح منظور می‌شود. تراز آب مخزن در این مرحله، در بالادست معادل تراز نرمال مخزن و در پائین‌دست برابر تراز خروجی زهکش افقی از داخل پوسته پایین‌دست لحاظ شده است.

پ ۸-۲-۷-۳- تراوش پایدار از مخزن نیمه‌پر در ترازهای مختلف

شیب بالادست سد در این مراحل نیز در شرایط استاتیکی و لرزه‌ای به روش تنش کل تحلیل می‌گردد. مشابه حالت مخزن پر، برای مصالح ریزدانه هسته از پارامترهای CU و برای سایر مصالح از پارامترهای مقاومت برشی زهکشی‌شده CD استفاده شده و فشار آب حفره‌ای ناشی از تراز آب (فشار هیدرواستاتیک) در کلیه مصالح منظور می‌شود. تراز آب مخزن در این مرحله، در بالادست معادل تراز نرمال مخزن و در پائین‌دست برابر تراز خروجی زهکش افقی از داخل پوسته پایین‌دست لحاظ شده است.

پ ۸-۲-۸- نتایج تحلیل‌های پایداری

در این بخش از گزارش، نتایج تحلیل‌های پایداری (شامل ضریب اطمینان و سطح لغزش بحرانی) هر دو شیروانی بالادست و پائین‌دست بدنه سد در شرایط مختلف، در جدول (پ ۸-۷) و شکل‌های (پ ۸-۳۶ تا پ ۸-۵۴) ارائه شده است. چنانکه در جدول (پ ۸-۷) ملاحظه می‌شود، برای شیروانی بالادست، مقطع میانی سد (دارای بیشترین ارتفاع بدنه سد) بحرانی بوده و حداقل ضرایب اطمینان از این مقطع برای شیب بالادست بدست می‌آید. لیکن برای شیروانی پایین‌دست، به دلیل عبور سطوح لغزش عموماً از پیسنگی ضعیف تکیه‌گاه چپ سد، مقطع تکیه‌گاه چپ بحرانی شده و این مقطع کنترل‌کننده حداقل شیب بدنه در پایین‌دست می‌باشد. به همین دلیل شکل‌های ارائه شده در ادامه، مربوط به سطوح لغزش بحرانی بوده و لذا برای شیب بالادست، سطوح لغزش بحرانی مقطع میانی سد و برای شیب پایین‌دست، سطوح لغزش بحرانی مقطع تکیه‌گاه چپ سد ارائه شده است.

جدول پ ۸-۷- ضریب اطمینان پایداری بدنه سد در حالات مختلف

شیب	مرحله	تراز آب مخزن	مقطع تحلیل پایداری	شرایط	ضریب زلزله (k_h)	ضریب اطمینان سطح لغزش بحرانی غیردایره‌ای	ضریب اطمینان مجاز	وضعیت پایداری	شکل سطح لغزش
بالادست	پایان ساخت	تراز فرازبند	مقطع میانی	استاتیکی	-	۱/۹۱۶	۱/۳	✓	-
			تکیه گاه چپ	استاتیکی	-	۱/۶۵۶	۱/۳	✓	پ-۳۶
			مقطع میانی	زلزله	۰/۰۷۵	۱/۶۰۳	۱/۰	✓	-
			تکیه گاه چپ	زلزله	۰/۰۷۵	۱/۳۹۰	۱/۰	✓	پ-۳۷
	تراوش پایدار از مخزن پر	تراز نرمال	مقطع میانی	استاتیکی	-	۱/۸۹۴	۱/۵	✓	-
			تکیه گاه چپ	استاتیکی	-	۱/۶۸۰	۱/۵	✓	پ-۳۸
			مقطع میانی	زلزله MDE	۰/۱۵	۱/۳۵۲	۱/۱	✓	-
			تکیه گاه چپ	زلزله MDE	۰/۱۵	۱/۱۴۹	۱/۱	✓	پ-۳۹
			مقطع میانی	زلزله MCE		۱/۲۷۲	۱/۰	✓	-
			تکیه گاه چپ	زلزله MCE	-	۱/۰۸۰	۱/۰	✓	پ-۴۰
بالادست	پایان ساخت	تراز فرازبند	مقطع میانی	استاتیکی	-	۲/۰۱۹	۱/۳	✓	-
			تکیه گاه چپ	استاتیکی	-	۱/۷۸۸	۱/۳	✓	پ-۴۱
			مقطع میانی	زلزله	۰/۰۷۵	۱/۳۸۸	۱/۰	✓	پ-۴۲
			تکیه گاه چپ	زلزله	۰/۰۷۵	۱/۴۷۶	۱/۰	✓	-
	تراوش پایدار از مخزن نیمه پر	تراز نرمال (۱۷۱ متر)	مقطع میانی	استاتیکی	-	۱/۹۶۱	۱/۵	✓	پ-۴۳
			تکیه گاه چپ	استاتیکی	-	۱/۹۷۱	۱/۵	✓	-
			مقطع میانی	زلزله MDE	۰/۱۵	۱/۱۲۹	۱/۱	✓	پ-۴۴
			تکیه گاه چپ	زلزله MDE	۰/۱۵	۱/۱۳۹	۱/۱	✓	-
			مقطع میانی	زلزله MCE		۱/۰۳۰	۱/۰	✓	پ-۴۵
			تکیه گاه چپ	زلزله MCE		۱/۰۴۵	۱/۰	✓	-
		تراز ۱۶۱ متر	مقطع میانی	استاتیکی	-	۱/۸۷۱	۱/۵	✓	پ-۴۶
			تکیه گاه چپ	استاتیکی	-	۱/۸۷۶	۱/۵	✓	-
			مقطع میانی	زلزله MDE	۰/۱۵	۱/۱۵۵	۱/۱	✓	پ-۴۷
			تکیه گاه چپ	زلزله MDE	۰/۱۵	۱/۱۶۴	۱/۱	✓	-
	تراوش پایدار از مخزن نیمه پر	تراز ۱۵۱ متر	مقطع میانی	زلزله MCE		۱/۰۵۴	۱/۰	✓	پ-۴۸
			تکیه گاه چپ	زلزله MCE		۱/۰۶۶	۱/۰	✓	-
			مقطع میانی	استاتیکی	-	۱/۸۶۸	۱/۵	✓	پ-۴۹
			تکیه گاه چپ	استاتیکی	-	۱/۸۷۲	۱/۵	✓	-
		تراز ۱۴۱ متر	مقطع میانی	زلزله MDE	۰/۱۵	۱/۱۶۸	۱/۱	✓	پ-۵۰
			تکیه گاه چپ	زلزله MDE	۰/۱۵	۱/۲۰۴	۱/۱	✓	-
			مقطع میانی	زلزله MCE		۱/۰۷۲	۱/۰	✓	پ-۵۱
			تکیه گاه چپ	زلزله MCE		۱/۱۰۴	۱/۰	✓	-
		تراز ۱۴۱ متر	مقطع میانی	استاتیکی	-	۱/۸۶۵	۱/۵	✓	پ-۵۲
			تکیه گاه چپ	استاتیکی	-	۱/۸۷۰	۱/۵	✓	-
			مقطع میانی	زلزله MDE	۰/۱۵	۱/۱۸۹	۱/۱	✓	پ-۵۳
			تکیه گاه چپ	زلزله MDE	۰/۱۵	۱/۲۳۰	۱/۱	✓	-
		تراز ۱۴۱ متر	مقطع میانی	زلزله MCE		۱/۰۹۴	۱/۰	✓	پ-۵۴
			تکیه گاه چپ	زلزله MCE		۱/۱۵۱	۱/۰	✓	-

نتایج این تحلیل‌ها بیانگر این است که سد در تمامی حالات دارای ضریب اطمینان پایداری در حد مجاز می‌باشد. همچنین با توجه به شکل‌ها مشاهده می‌شود که سطح لغزش در شیروانی بالادست (مقطع بحرانی: مقطع میانی سد) از بدنه سد عبور کرده و در شیروانی پایین دست (مقطع بحرانی: مقطع تکیه‌گاه چپ سد) به دلیل ضعیف بودن پی سد در تکیه‌گاه چپ، سطوح لغزش عموماً عمیق بوده و از پی ضعیف سنگی عبور می‌کند.

توجه به این نکته ضروری است که ممکن است در حین تحلیل پایداری سطوح لغزش بحرانی با عمق کم در داخل پوسته سد بدست آیند که به دلیل عمق ناچیز و عدم عبور از هسته سد یا عدم عبور از تاج، فیلتر و زهکش سد حتی اگر دارای ضرایب اطمینان کمتر از حد مجاز باشند، می‌توان از آنها صرف‌نظر کرد. به عنوان مثال در شکل‌های (پ ۸-۵۵) و (پ ۸-۵۶) سطح لغزش بحرانی شیب بالادست در حالت مخزن نیمه پر در دو حالت زلزله MDE و MCE نشان داده شده که در هر دو شکل یک سطح لغزش به عمق ۳ متر در پوسته بالادست وجود دارد که تاج سد و فیلترها را قطع نکرده و به همین دلیل و با وجود اینکه ضریب اطمینان آن اندکی کمتر از حد مجاز است ($1/10 < 1/060$ و $0/984 < 1/0$)، ولی از این سطوح صرف‌نظر شده و سطوح لغزشی که عمق بیشتری داشته و حداقل از تاج سد و فیلتر و زهکش عبور می‌نمایند به عنوان سطوح لغزش بحرانی لحاظ شده‌اند. چنانکه ملاحظه می‌شود کلیه سطوح لغزش بحرانی بدست آمده در شکل‌های (پ ۸-۳۶) تا (پ ۸-۵۴) از تاج سد عبور کرده و هسته سد را نیز قطع کرده‌اند، که در صورت وقوع، باعث از بین رفتن ارتفاع آزاد سد می‌شود.

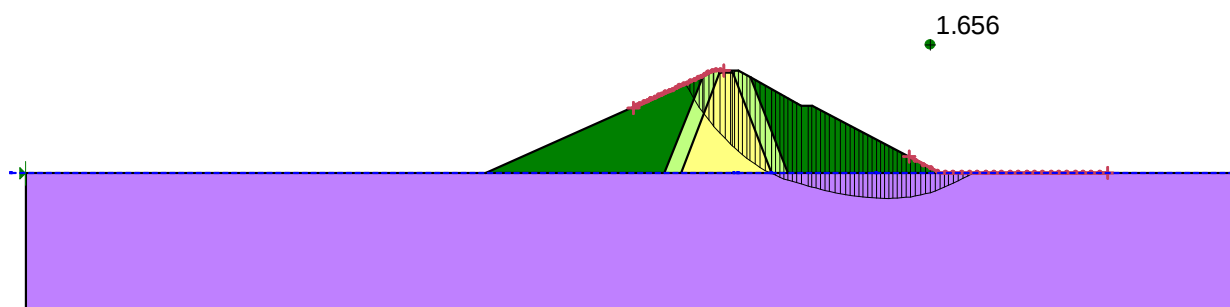
چنانکه ملاحظه می‌شود برای هر دو شیروانی بالادست و پایین دست سد، بارگذاری شبه استاتیک بحرانی بوده و کنترل کننده شیب‌های بدنه سد می‌باشد. برای شیروانی پایین دست، تحلیل شبه استاتیک در حالت تراوش پایدار مخزن بحرانی شده و ضریب اطمینان حداقل در زلزله MDE مقدار $1/149$ و برای زلزله MCE مقدار $1/080$ می‌باشد که هر دو از ضرایب حداقل مجاز ($1/10$ برای زلزله MDE و $1/0$ برای زلزله MCE) بیشتر بوده و لذا پایداری شیروانی پایین دست در تحلیل‌های استاتیک و شبه استاتیک مناسب و قابل قبول می‌باشد. برای شیروانی بالادست، تحلیل شبه استاتیک در حالت تراوش پایدار از مخزن نیمه پر بحرانی شده و ضریب اطمینان حداقل در زلزله MDE مقدار $1/129$ و برای زلزله MCE مقدار $1/030$ می‌باشد که هر دو از ضرایب حداقل مجاز ($1/10$ برای زلزله MDE و $1/0$ برای زلزله MCE) بیشتر بوده و لذا پایداری شیروانی بالادست نیز در تحلیل‌های استاتیک و شبه استاتیک مناسب و قابل قبول می‌باشد.

شایان ذکر است که سایر تحلیل‌ها، از قبیل تحلیل‌های تنش موثر و یا حالات «تخلیه سریع» و «تراوش پایدار از حداکثر تراز مخزن» که عموماً در شرایط استاتیکی موضوعیت می‌یابند، در این مثال (با توجه به هدف راهنما)، مد نظر قرار نگرفته‌اند.

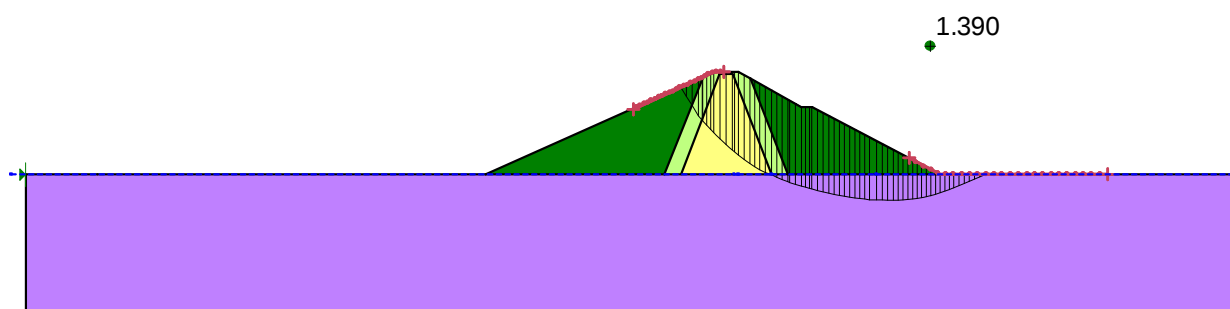
بنابراین در این مرحله، طرح سد بر اساس تحلیل‌های پایداری شبه استاتیک نهایی شده است و چنانکه گفته شد، بر اساس درجه اهمیت سد، می‌بایست عملکرد سد در تحلیل دینامیکی بررسی گردد. در صورتیکه عملکرد سد در تحلیل دینامیکی مطلوب بوده و تغییر شکل‌های ماندگار در حد مجاز باشند، طرح بدست آمده از تحلیل‌های پایداری شبه استاتیک

به عنوان طرح نهایی بدنه سد پذیرفته می‌شود. اما در صورتیکه در تحلیل دینامیکی، تغییر شکلهای ماندگار سد پس از وقوع زلزله بیش از مقادیر مجاز باشند، طرح سد می‌بایست بازنگری شود. در این حالت بسته به شرایط، یا شیروانی‌های سد ملایم‌تر شده و یا در صورتیکه تغییر شکلهای ماندگار، ناشی از ضعف در پی سد باشد با استفاده از روشهای زیر نسبت به بهبود شرایط پی اقدام می‌گردد:

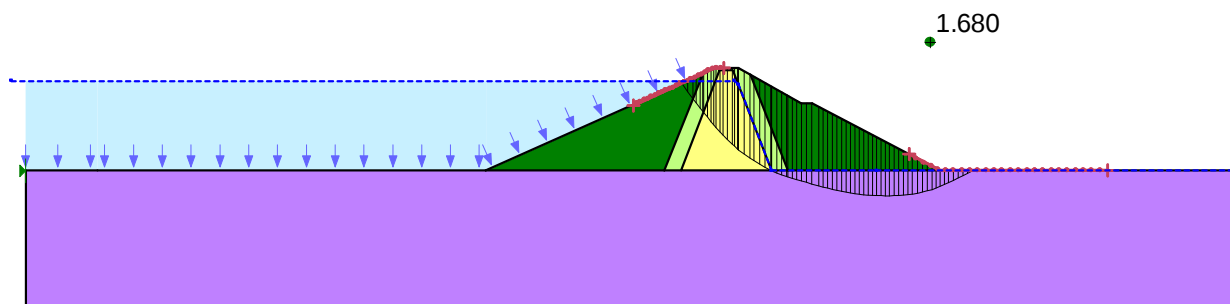
- استفاده از برمه‌های پایدار کننده در بدنه
 - استفاده از روشهای اصلاح و بهبود مقاومت خاک یا سنگ ضعیف
 - در صورت امکان جمع‌آوری مصالح ضعیف پی و جایگزین کردن آنها با مصالح مناسب بدنه سد
- بدین ترتیب پس از اصلاح طرح سد، ضروری است مجدداً تحلیل دینامیکی برای طرح جدید انجام شود تا معیارهای مجاز برای تغییر شکل ماندگار بدنه سد ارضا گردد.



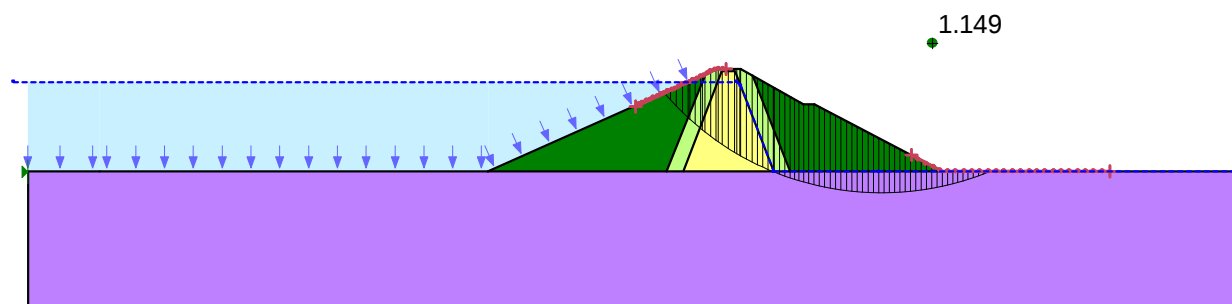
شکل پ ۸- ۳۶- سطح لغزش بحرانی شیب پائین‌دست در تحلیل استاتیکی مرحله پایان ساخت- تکیه‌گاه چپ



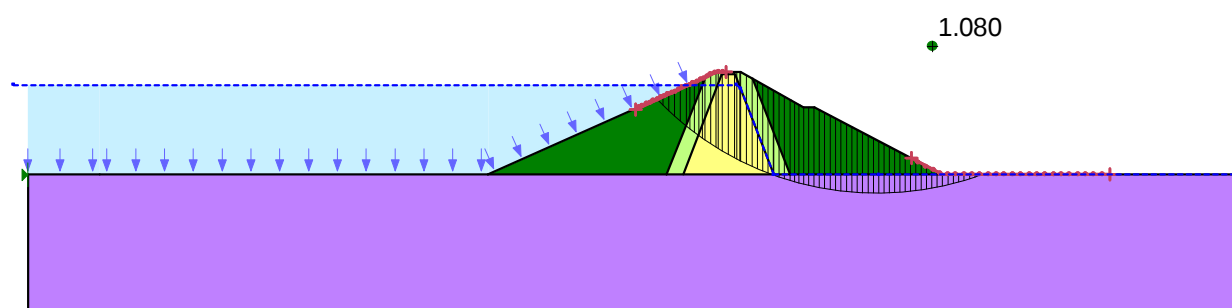
شکل پ ۸- ۳۷- سطح لغزش بحرانی شیب پائین‌دست در تحلیل شبه‌استاتیکی مرحله پایان ساخت- تکیه‌گاه چپ



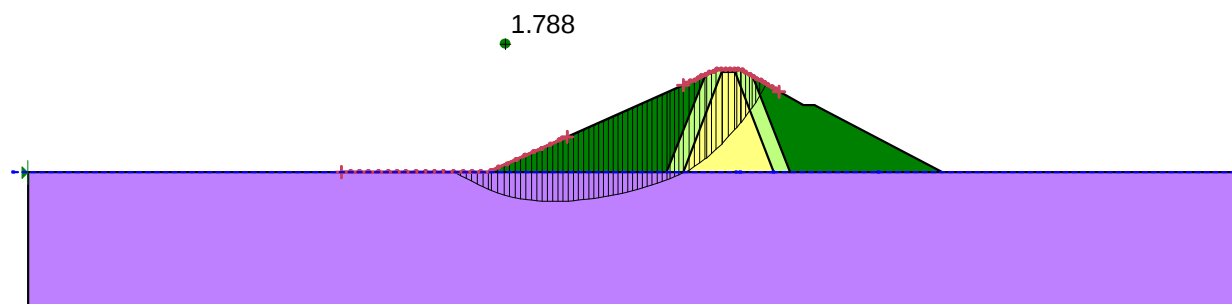
شکل پ ۸- ۳۸- سطح لغزش بحرانی شیب پائین‌دست در تحلیل استاتیکی مرحله تراوش پایدار از مخزن پر- تکیه‌گاه چپ



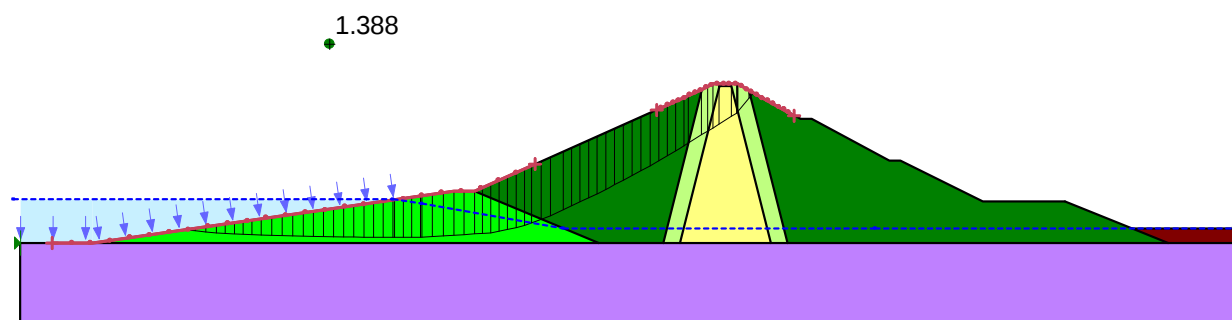
شکل پ ۸-۳۹ - سطح لغزش بحرانی شیب پائین دست در تحلیل شبه‌استاتیکی مرحله تراوش پایدار از مخزن پر (زلزله MDE) تکیه‌گاه چپ



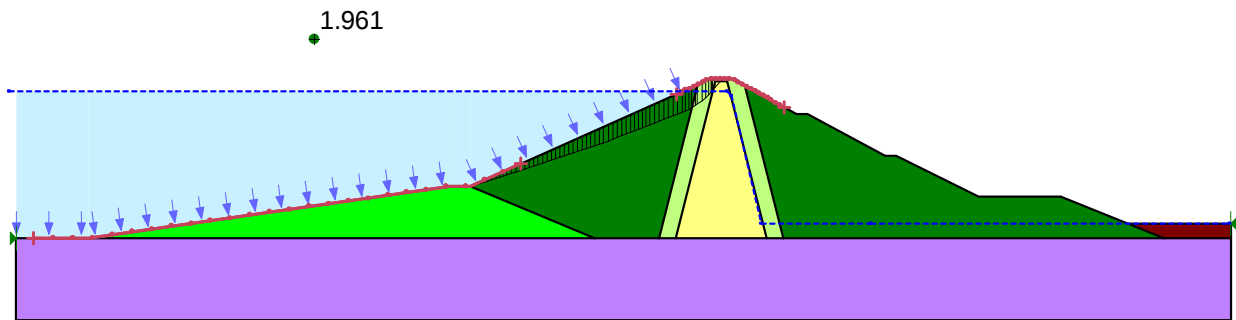
شکل پ ۸-۴۰ - سطح لغزش بحرانی شیب پائین دست در تحلیل شبه‌استاتیکی مرحله تراوش پایدار از مخزن پر (زلزله MCE) تکیه‌گاه چپ



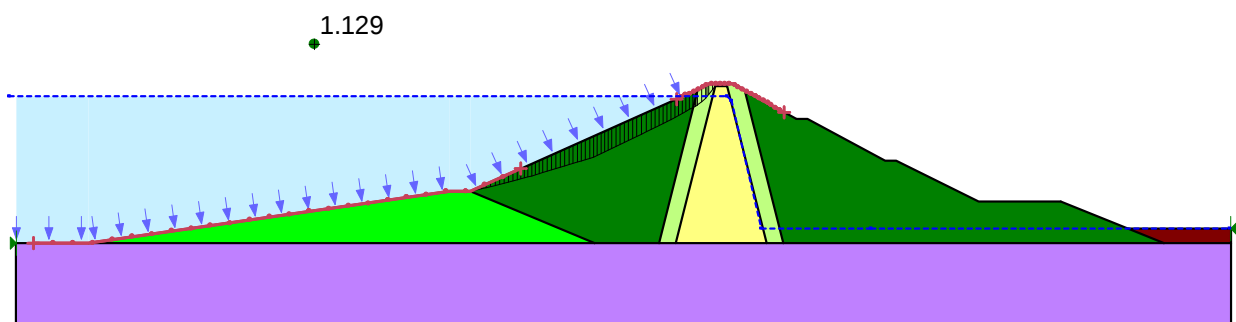
شکل پ ۸-۴۱ - سطح لغزش بحرانی شیب بالادست در تحلیل استاتیکی مرحله پایان ساخت - تکیه‌گاه چپ



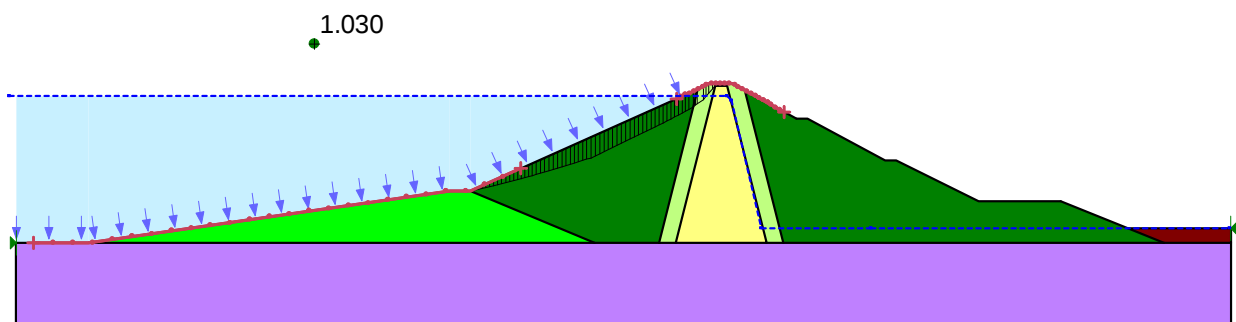
شکل پ ۸-۴۲ - سطح لغزش بحرانی شیب بالادست در تحلیل شبه‌استاتیکی مرحله پایان ساخت - تکیه‌گاه چپ



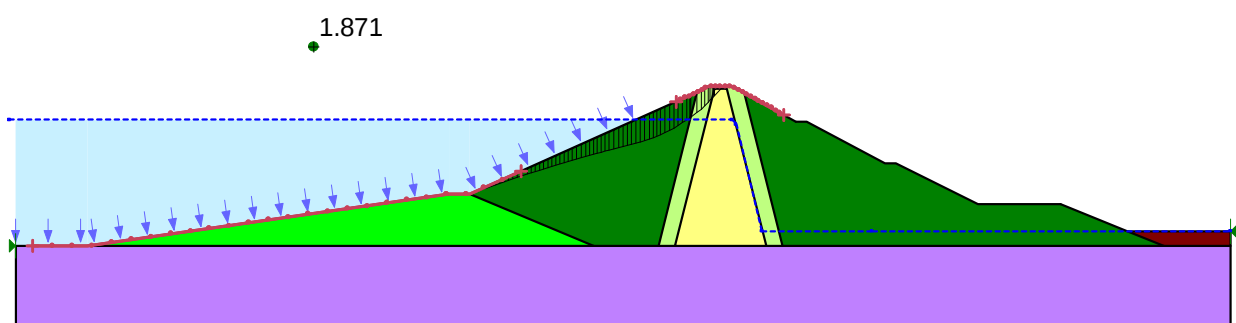
شکل پ ۸-۴۳ - سطح لغزش بحرانی شیب بالادست در تحلیل استاتیکی مرحله تراوش پایدار از مخزن نیمه پر (تراز نرمال آب مخزن - ۱۷۱ متر) - مقطع میانی سد



شکل پ ۸-۴۴ - سطح لغزش بحرانی شیب بالادست در تحلیل شبه‌استاتیکی مرحله تراوش پایدار از مخزن نیمه پر (تراز نرمال آب مخزن - ۱۷۱ متر) تحت زلزله *MDE* - مقطع میانی سد

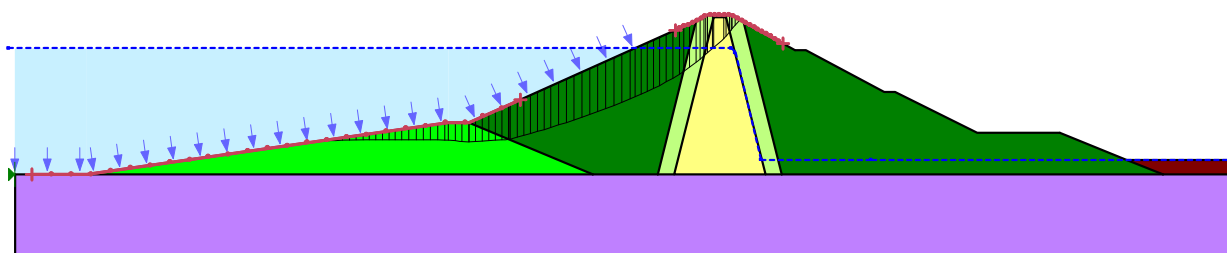


شکل پ ۸-۴۵ - سطح لغزش بحرانی شیب بالادست در تحلیل شبه‌استاتیکی مرحله تراوش پایدار از مخزن نیمه پر (تراز نرمال آب مخزن - ۱۷۱ متر) تحت زلزله *MCE* - مقطع میانی سد



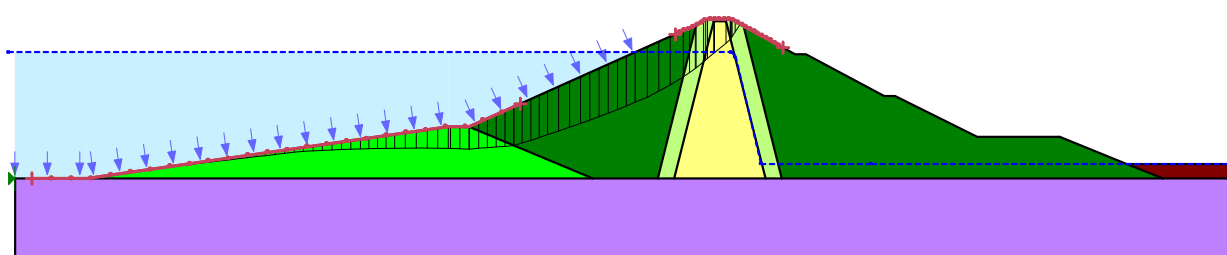
شکل پ ۸-۴۶ - سطح لغزش بحرانی شیب بالادست در تحلیل استاتیکی مرحله تراوش پایدار از مخزن نیمه پر (تراز آب مخزن ۱۶۱ متر) - مقطع میانی سد

1.155



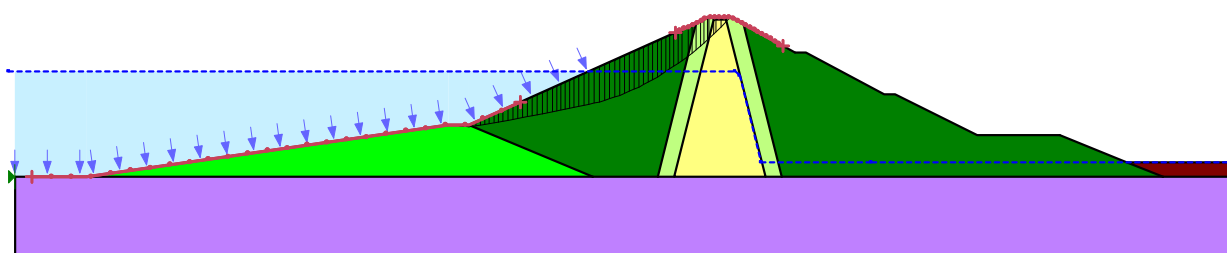
شکل پ ۸-۴۷- سطح لغزش بحرانی شیب بالادست در تحلیل شبه‌استاتیکی مرحله تراوش پایدار از مخزن نیمه پر (تراز آب مخزن ۱۶۱ متر) تحت زلزله *MDE*- مقطع میانی سد

1.054



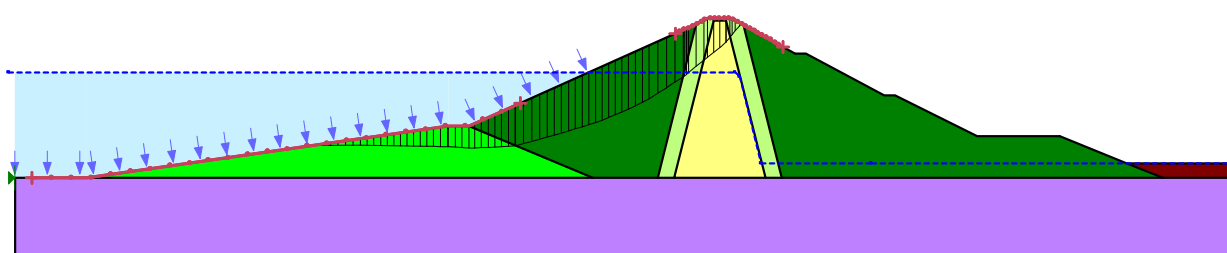
شکل پ ۸-۴۸- سطح لغزش بحرانی شیب بالادست در تحلیل شبه‌استاتیکی مرحله تراوش پایدار از مخزن نیمه پر (تراز آب مخزن ۱۶۱ متر) تحت زلزله *MCE* - مقطع میانی سد

1.868

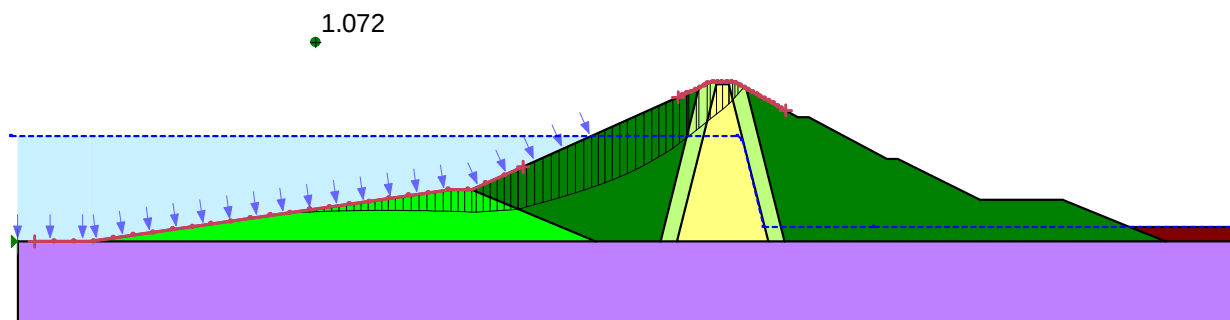


شکل پ ۸-۴۹- سطح لغزش بحرانی شیب بالادست در تحلیل استاتیکی مرحله تراوش پایدار از مخزن نیمه پر (تراز آب مخزن ۱۵۱ متر) - مقطع میانی سد

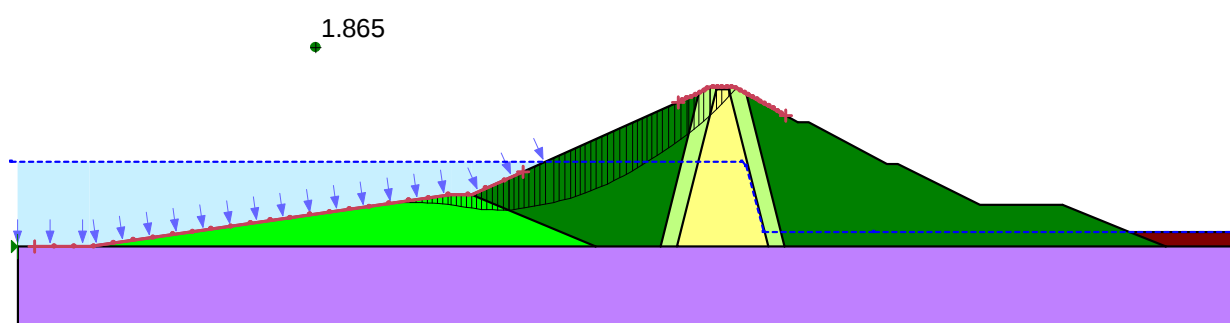
1.168



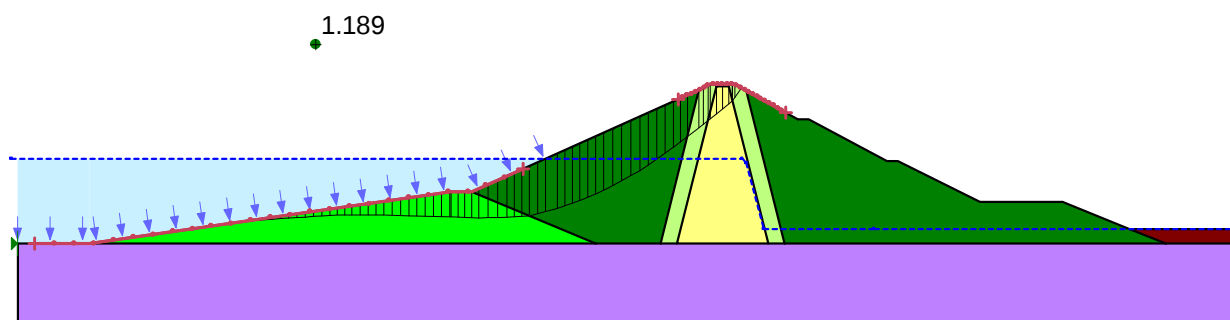
شکل پ ۸-۵۰- سطح لغزش بحرانی شیب بالادست در تحلیل شبه‌استاتیکی مرحله تراوش پایدار از مخزن نیمه پر (تراز آب مخزن ۱۵۱ متر) تحت زلزله *MDE* - مقطع میانی سد



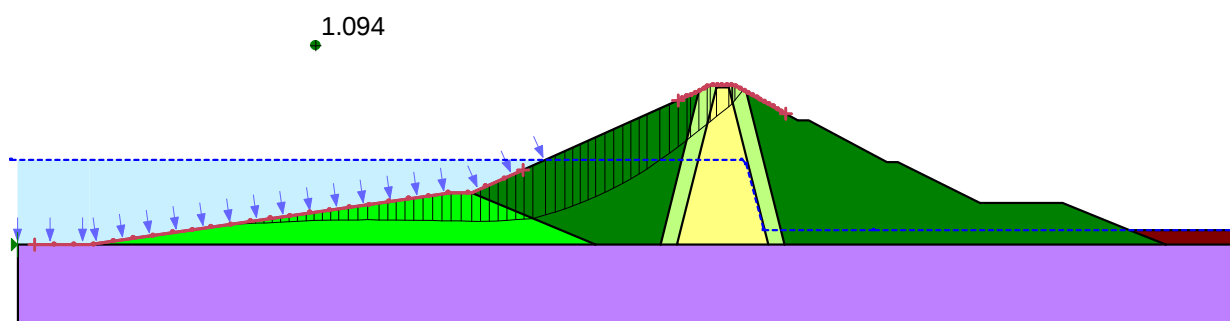
شکل پ ۸-۵۱- سطح لغزش بحرانی شیب بالادست در تحلیل شبه‌استاتیکی مرحله تراوش پایدار از مخزن نیمه پر (تراز آب مخزن ۱۵۱) تحت زلزله MCE - مقطع میانی سد



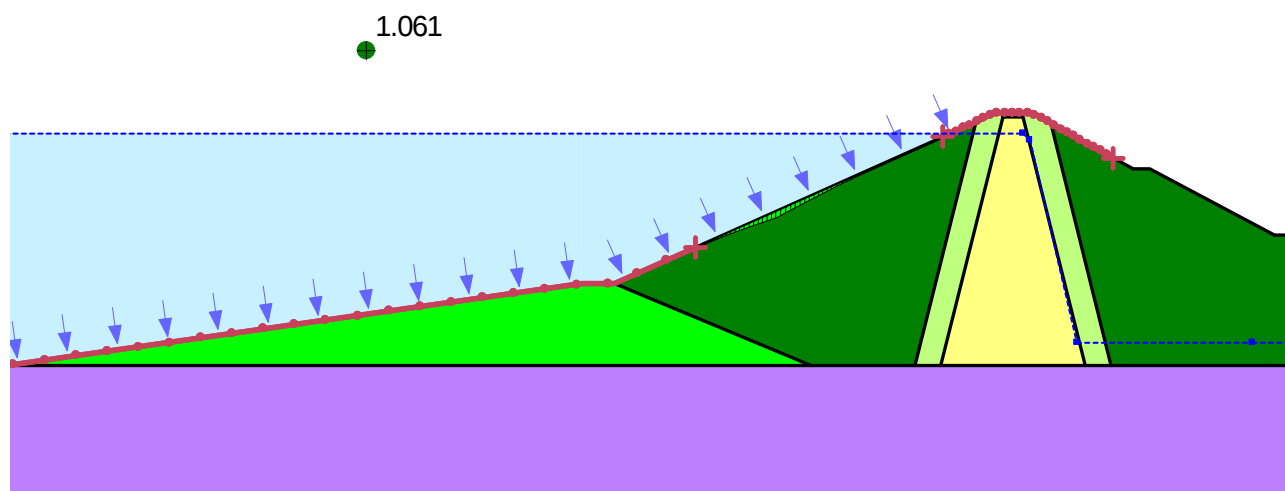
شکل پ ۸-۵۲- سطح لغزش بحرانی شیب بالادست در تحلیل استاتیکی مرحله تراوش پایدار از مخزن نیمه پر (تراز آب مخزن ۱۴۱) - مقطع میانی سد



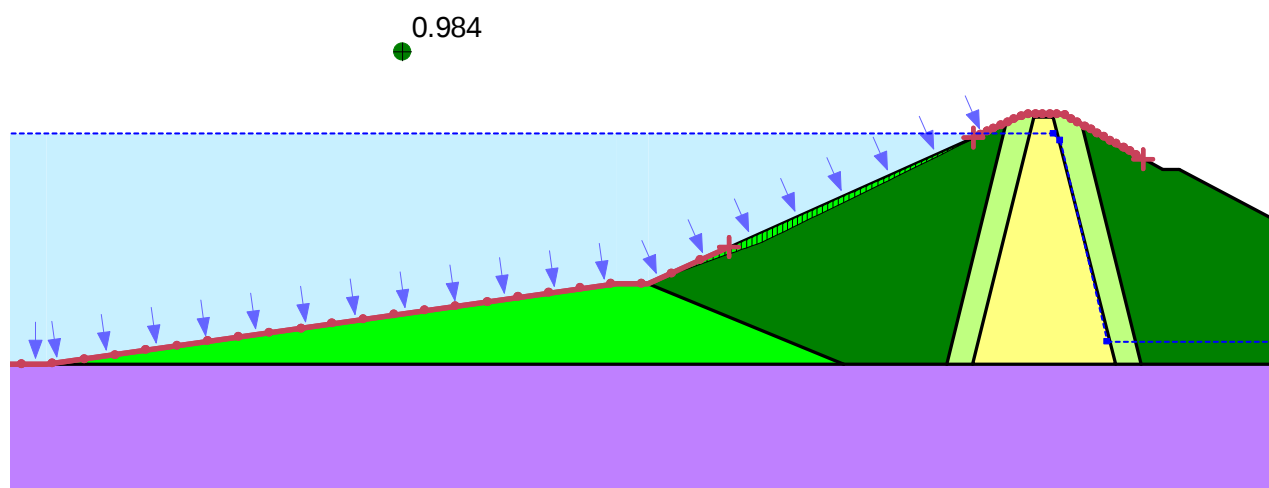
شکل پ ۸-۵۳- سطح لغزش بحرانی شیب بالادست در تحلیل شبه‌استاتیکی مرحله تراوش پایدار از مخزن نیمه پر (تراز آب مخزن ۱۴۱) تحت زلزله MDE - مقطع میانی سد



شکل پ ۸-۵۴- سطح لغزش بحرانی شیب بالادست در تحلیل شبه‌استاتیکی مرحله تراوش پایدار از مخزن نیمه پر (تراز آب مخزن ۱۴۱) تحت زلزله MCE - مقطع میانی سد



شکل پ ۸-۵۵- سطح لغزش بحرانی کم عمق در شیب بالادست در تحلیل شبه‌استاتیکی مرحله تراوش پایدار از مخزن نیمه پر (تراز آب مخزن ۱۷۱) تحت زلزله *MDE* - مقطع میانی سد



شکل پ ۸-۵۶- سطح لغزش بحرانی کم عمق در شیب بالادست در تحلیل شبه‌استاتیکی مرحله تراوش پایدار از مخزن نیمه پر (تراز آب مخزن ۱۷۱) تحت زلزله *MDE* - مقطع میانی سد

پ ۸-۳ - تحلیل دینامیکی سد ۲ به روش معادل خطی

پ ۸-۳-۱ - معرفی سد

سد مورد بررسی، در این مثال، سد شماره ۲ استفاده شده در مثال دوم تحلیل شبه‌استاتیکی می‌باشد.

پ ۸-۳-۲ - نوع و روش تحلیل دینامیکی

به منظور ارزیابی رفتار دینامیکی سد تحت زلزله، در این مثال از تحلیل دینامیکی معادل خطی استفاده می‌شود. با توجه به اینکه در روش معادل خطی، تغییر مکان ماندگار (پلاستیک) در انتهای زلزله قابل محاسبه نیست، از روش بلوک لغزش نیومارک جهت تعیین تغییر مکان ماندگار حاصل از زلزله استفاده می‌شود.

تحلیل دینامیکی سد به روش عددی تفضلهای محدود^۱ (FDM) با استفاده از نرم‌افزار FLAC2D و بر روی مدل دو بعدی مقطع تیپ سد (با حداکثر ارتفاع) در شرایط کرنش مسطح انجام می‌گیرد. نسبت طول تاج به ارتفاع سد بیش از ۳ بوده و بدین ترتیب باتوجه به توصیه بند ۳-۳-۲، استفاده از مقطع سد با ارتفاع حداکثر در شرایط کرنش صفحه‌ای، می‌تواند مقطع مناسب برای بررسی پاسخ دینامیکی آن باشد.

پ ۸-۳-۳ - خواص مصالح در تحلیل دینامیکی

در کل دو مجموعه پارامترهای تغییر شکل‌پذیری و مقاومتی برای انجام تحلیلهای دینامیکی لازم است، که در ادامه به ترتیب برای همه نواحی معرفی شده سد در شکل (پ ۸-۳۲) ارائه می‌شود.

لازم به ذکر است پارامترهای مقاومت برشی مصالح بدنه سد در بخش قبلی و در جدول (پ ۸-۵) ارائه شده است.

در روش معادل خطی سه پارامتر مدول برشی حداکثر G_{max} ، تغییرات نسبت کاهش مدول G/G_{max} و میرایی ξ با کرنش برشی در نظر گرفته می‌شود. در صورتیکه این پارامترها برای هریک از نواحی بدنه سد از آزمایشهای دینامیکی بدست آمده باشند، به طور مستقیم از پارامترهای حاصل از آزمایش برای تحلیل دینامیکی استفاده می‌شود. در صورتیکه انجام آزمایشهای دینامیکی مقدور نباشد، از نتایج آزمایشهای سایر محققین که در فصل سوم این راهنما نیز آمده است، می‌توان استفاده کرد. مقدار مدول برشی حداکثر (G_{max}) به همراه ضریب پواسون مصالح ν در جدول (پ ۸-۸) آمده است.

در این جدول σ'_0 تنش همه جانبه موثر بر حسب KPa و e تخلخل مصالح می‌باشد.

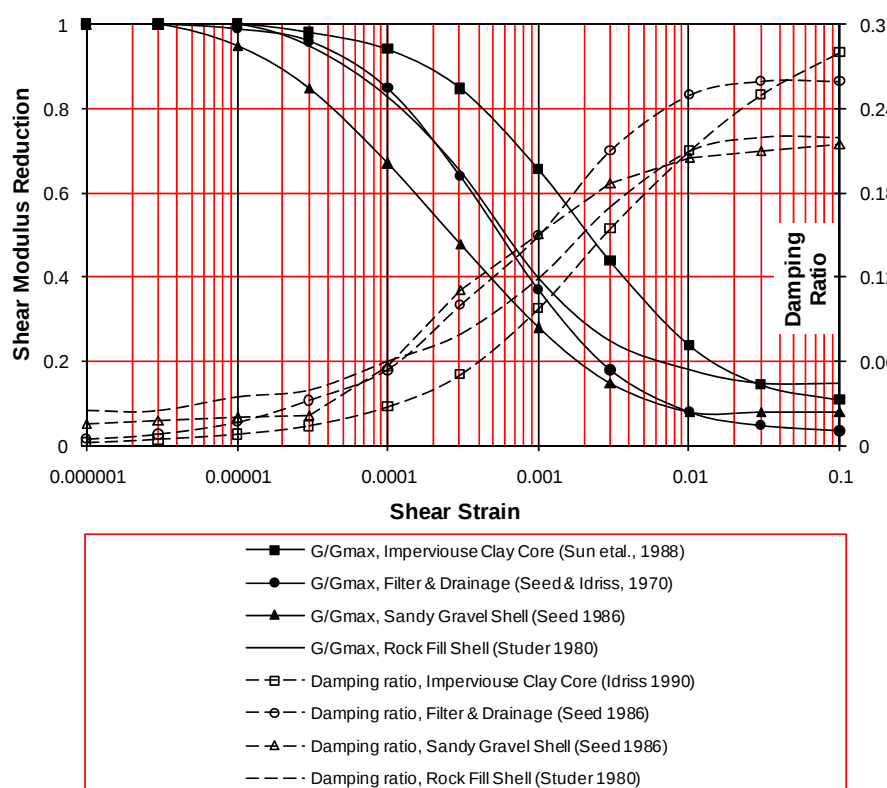
^۱ Finite Difference Method

جدول پ ۸-۸- برآورد مدول برشی حداکثر در نواحی مختلف بدنه سد

مصلح	مدول برشی حداکثر ($G_{\max}$) (kPa)	ضریب پواسن ν	مرجع
هسته رسی	$G_{\max} = (3270) \frac{(2.973 - e)^2}{1 + e} (\sigma'_0)^{0.5}$	0.35	Hardin & Black (1968)
فیلتر و زهکش	$G_{\max} = 220 K_{2\max} (\sigma'_0)^{0.6}$, $K_{2\max} = 59^*$	0.3	Seed et al. (1970)
سنگریز	$G_{\max} = 13000 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} (\sigma'_0)^{0.55}$	0.3	Kokusho & Esashi (1981)
شن و ماسه بالادست	$G_{\max} = \frac{8400(2.17 - e)^2}{1 + e} (\sigma'_0)^{0.55}$	0.3	Kokusho & Esashi (1981)
توده سنگ بستر	$G_{\max} = 4GPa$	0.35	-

* ضریب $K_{2\max}$ در مصالح فیلتر و زهکش با فرض دانسیته نسبی ۷۵ درصد در هنگام اجرای این نواحی از جدول (۳-۳) بدست آمده است.

مشخصات مکانیکی وابسته به کرنش برشی (میرائی و نسبت مدول برشی) مصالح بدنه سد نیز که بر اساس مطالعات محققین مختلف بدست آمده در شکل (پ ۸-۵۷) رسم شده است. این نمودارها از بند ۳-۵-۳-۲ حاصل شده است.



شکل پ ۸-۵۷- تغییرات نسبت مدول برشی و میرایی با کرنش برشی برای مصالح مختلف بدنه سد

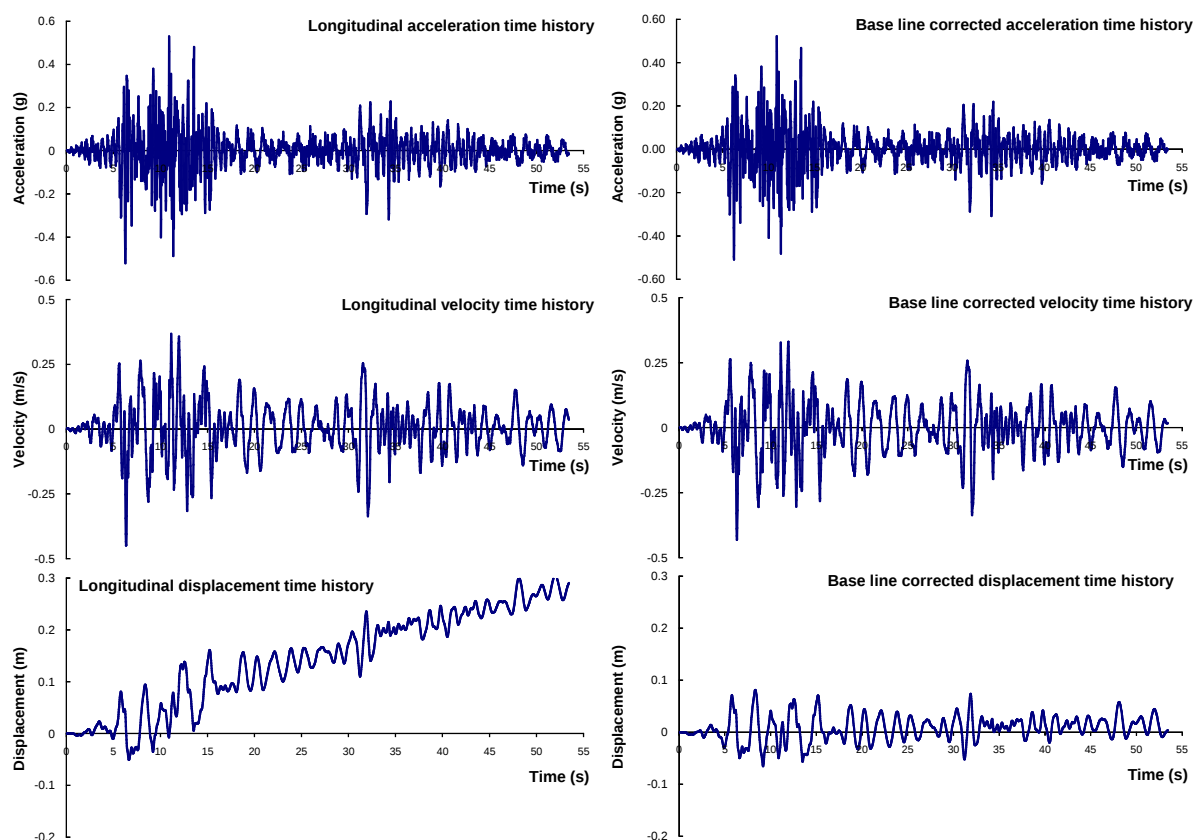
از آنجا که مقدار پارامترهای مقاومت برشی در میزان تغییرمکانهای پسماند در طول زلزله هم در تحلیلهای مبتنی بر روش نیومارک و هم در تحلیلهای غیرخطی، اثر مستقیم دارند، در ذیل این پارامترها برای هریک از نواحی بدنه سد و سنگ بستر آمده است. در هنگام زلزله فرض بر این است که در بدنه سد باتوجه به نفوذپذیری بالای مصالح سنگریز فشار آب حفره‌ای در طول زلزله انباشته نشده و از پارامترهای زهکشی شده استفاده می‌گردد. در هسته رسی نیز هنگام زلزله فشار آب حفره‌ای اضافه ایجاد و انباشته می‌شود، و به منظور لحاظ کردن این امر از پارامترهای مقاومت برشی در شرایط تحکیم‌یافته زهکشی‌نشده استفاده می‌شود. درضمن از رابطه (پ ۸-۱) برای محاسبه زاویه اصطکاک مصالح سنگریز در تراز تنش‌های مختلف استفاده می‌شود.

پ ۸-۳-۴ - تاریخچه زلزله ورودی و اصلاحات آن

در مطالعات لرزه خیزی برای سدها باتوجه به مشخصات ژئوتکنیکی و زمین‌شناسی محل سد و منابع احتمالی ایجاد زلزله، تاریخچه‌های محتمل زلزله‌ها در سه سطح خطر DBE، MDE و MCE تهیه می‌شود. پاسخ (رفتار) دینامیکی سد با استفاده از تحلیل دینامیکی و بر اساس تاریخچه زلزله‌های مورد نظر، در هر یک از سطوح خطر بدست آمده و با مقادیر مجاز در همان سطح خطر مقایسه می‌شود. باتوجه به آنکه تمام مراحل تحلیل برای هریک از حالت‌های اشاره شده مشابه است در این قسمت تنها یک تاریخچه زلزله انتخاب شده و مراحل تحلیل دینامیکی مورد بحث قرار می‌گیرد.

تاریخچه زلزله مورد استفاده در گزارش حاضر، تاریخچه زلزله منجیل به بزرگی $7/3$ در مقیاس ریشتر است که نسبت به مشخصات ساختگاه مقیاس شده و به عنوان زلزله در سطح MCE معرفی شده است. در شکل (پ ۸-۵۸) تاریخچه زمانی شتاب، سرعت و جابجایی خود شتاب‌نگاشت مشاهده می‌شود. همانطور که مشاهده می‌شود حداکثر شتاب وارده معادل $0/53g$ بوده و مدت زلزله تا 53 ثانیه ادامه داشته است. تاریخچه تغییرمکان نشان از افزایش فزاینده آن در طول زلزله است که عمدتاً بدلیل مقیاس صورت گرفته به مشخصات ساختگاه بوده و جهت انجام تحلیل دینامیکی لازم است اصلاح خط مبنا بر روی آن انجام گردد. شکل (پ ۸-۵۸ راست)، تاریخچه زلزله مورد نظر را که اصلاح خط مبنا در آن با نرم‌افزار PITSA انجام شده است، نشان می‌دهد. همانطور که مشاهده می‌شود تغییرمکان در انتهای تاریخچه زمانی به صفر رسیده است.

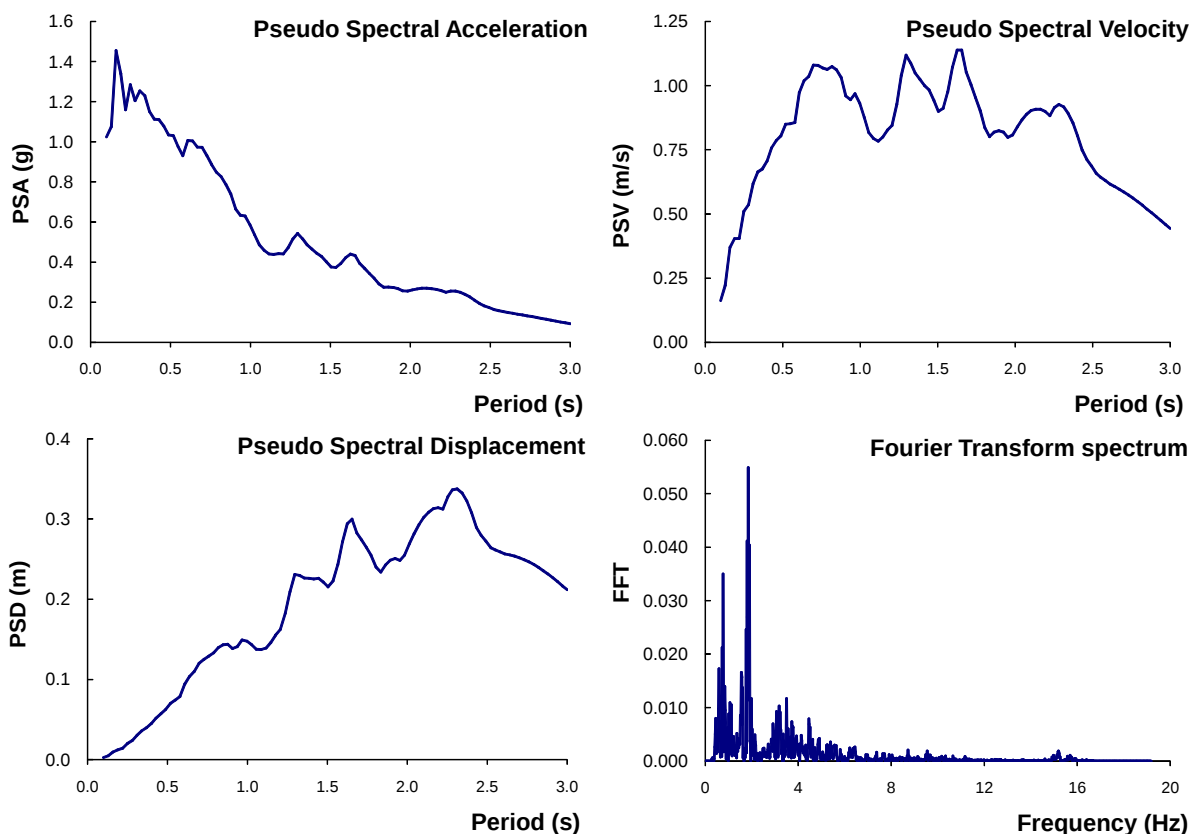
لازم به ذکر است، در صورتی که میزان تغییرمکان در انتهای زلزله زیاد باشد، اصلاح خط مبنا منجر به تغییر فاحش در طیف پاسخ شتاب ورودی می‌شود که قابل قبول نبوده و در این شرایط باید شتاب زلزله ورودی به نحوی به مشخصات ساختگاه مقیاس شود که تغییرمکان نهایی خود شتاب‌نگاشت به مقدار کوچک (مثلاً تا 30 سانتیمتر) محدود شود.



شکل پ ۸-۵۸- تاریخچه زمانی شتاب، سرعت و تغییر مکان زلزله ورودی، سمت چپ) بدون اصلاح و سمت راست) با اصلاح خط پایه

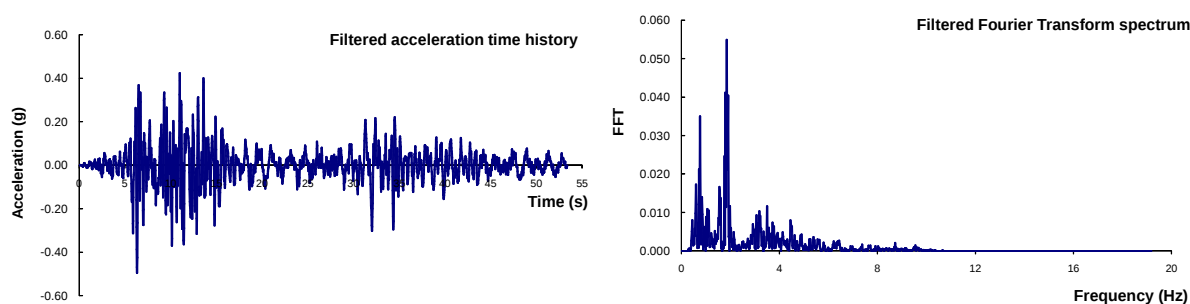
پس از اصلاح خط پایه، طیف پاسخ شتاب، سرعت و تغییر مکان محاسبه شده و در شکل (پ ۸-۵۹) رسم شده است. مشاهده می‌شود که طیف پاسخ شتاب در پریود ۰/۱ ثانیه به حداکثر مقدار خود، یعنی $1/46g$ می‌رسد، درحالی‌که طیف سرعت بین پریودهای ۰/۷۵ تا ۲/۵ ثانیه مقادیر حداکثر خود را داشته و مقدار تغییر مکان طیفی در محدوده ۲ تا ۲/۵ ثانیه بیشینه می‌گردد.

طیف فوریه شتاب زلزله نیز در شکل (پ ۸-۵۹) نشان داده شده است. همانطور که مشاهده می‌شود طیف فوریه از فرکانسهای 10 Hz به بعد دارای دامنه بسیار پایینی بوده و عملاً میزان انرژی زلزله در این محدوده ناچیز است.



شکل پ ۸-۵۹- طیف پاسخ شتاب، سرعت و تغییر مکان (میرایی = ۵ درصد) و طیف فوریه مولفه افقی زلزله ورودی

در مرحله بعد لازم است تاریخچه زلزله فیلتر گردد. همانطور در بخش ۳-۲-۴ اشاره شد هر چه فرکانسهای امواج زلزله بیشتر باشد، شبکه المانهای ریزتری برای تحلیل دینامیکی مورد نیاز خواهد بود که در عمل منجر به افزایش حجم و زمان محاسبات می گردد. یک روش برای رفع این معضل، حذف فرکانسهای بالا و به اصطلاح فیلتر کردن آنها می باشد. به این منظور، در طیف فوریه زلزله، فرکانسهای مورد نظر (مثلاً بالاتر از ۱۰ Hz) حذف شده و تاریخچه زمانی فیلتر شده به وسیله تبدیل معکوس طیف فوریه اصلاح شده، به دست می آید. در شکل (پ ۸-۶۰) تاریخچه شتاب زلزله فیلتر شده و محتوای فرکانسی آن با حذف فرکانسهای بالاتر از ۱۰ هرتز مشاهده می شود.



شکل پ ۸-۶۰- تاریخچه زلزله فیلتر شده و طیف دامنه فوریه آن با محو شدن فرکانسهای بالای ۱۰ هرتز

پ ۸-۳-۵- محاسبه ابعاد المانها و المان بندی مدل عددی

همانطور که قبلا نیز گفته شد، ابعاد المانهای مدل عددی در پاسخ دینامیکی سازه‌ها بسیار مهم است. مطابق بند ۳-۳-۳، ابعاد المانها باید حداقل بین یک هشتم تا یک دهم طول موج زلزله باشد تا انتقال مناسب موج از طریق المان صورت گیرد. در واقع رابطه ذیل باید مورد توجه قرار گیرد (رابطه (۳-۹) و (۳-۱۰) فصل سوم):

$$\Delta l = \left(\frac{1}{8} - \frac{1}{10}\right) \lambda_{\min} = \left(\frac{1}{8} - \frac{1}{10}\right) \frac{V_s}{f_{\max}}, \quad V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$$

در این رابطه λ طول موج مولفه‌ای از امواج زلزله است که دارای بیشترین فرکانس می‌باشد. V_s و $f_{\max}$ نیز به ترتیب سرعت امواج برشی در مدل و حداکثر فرکانس حاصل از زلزله می‌باشد. سرعت امواج از روابط معمول دینامیک خاک قابل محاسبه بوده و مطابق رابطه فوق از مدول برشی و دانسیته مصالح بدست می‌آید.

به عنوان مثال، برای تعیین ابعاد المانها در هسته رسی بدین صورت است که ابتدا مدول برشی در هسته رسی محاسبه می‌شود. برای این کار از رابطه جدول (پ ۸-۸) مدول برشی حداکثر محاسبه می‌شود. از آنجا که مدول برشی به تنش موثر وابسته است ابتدا باید تنش موثر در بخش میانی هسته رسی محاسبه گردد. در صورتیکه ضریب قوس زدگی در هسته سد ۰/۷۵ باشد و ضریب فشار آب در آن برابر با $Ru = 0.4$ فرض شود، تنش قائم در بخش میانی هسته سد بصورت ذیل محاسبه می‌گردد:

$$\sigma'_o = \sigma_o - u = 0.75 * \gamma_{clay} h - 0.4 * \gamma_{clay} h = 0.35 \gamma_{clay} h$$

$$\sigma'_o = 0.35 * 20000 * 77 / 2 = 269500 \text{ N} / \text{m}^2$$

با در نظر گرفتن مقدار تخلخل $e = 0.2$ در هسته رسی، مقدار مدول برشی حداکثر از رابطه زیر بدست خواهد آمد:

$$G_{\max} = (3270) \frac{(2.973 - e)^2}{1 + e} (\sigma'_o)^{0.5} = 3270 \frac{(2.973 - 0.2)^2}{(1 + 0.2)} (269500 / 1000)^{0.5} = 344 \text{ MPa}$$

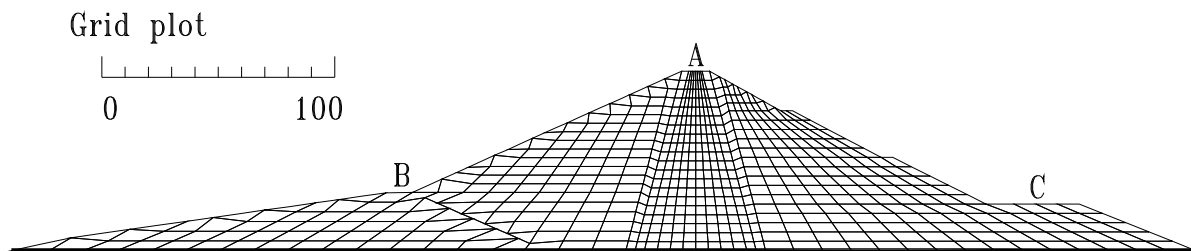
باتوجه به نرم شدن مدول برشی تحت بارگذاری دینامیکی، نسبت مدول برشی برابر ۰/۳ فرض شده و مدول برشی در هسته سد برابر با $G = 103 \text{ MPa}$ حاصل می‌شود.

در نهایت باتوجه به آنکه فرکانس‌های بالاتر از ۱۰ Hz فیلتر شدند حداکثر فرکانس زلزله ورودی معادل ۱۰ هرتز بوده و حداکثر ابعاد المانها در هسته رسی عبارت خواهند بود از :

$$\Delta l = \left(\frac{1}{8} - \frac{1}{10}\right) \frac{\sqrt{G / \rho}}{f_{\max}} = 1 / 8 * \frac{\sqrt{103 \times 10^6 / 2000}}{10} = 2.88$$

بنابراین حداکثر بعد المانها در هسته رسی را می‌توان تا ۳ متر در نظر گرفت. البته باتوجه به آنکه در طیف فوریه فیلتر شده عملا از فرکانسهای ۷ هرتز به بعد عملا وجود ندارد ابعاد المانها را تا ۳۰ درصد دیگر می‌توان افزایش داد. این

محاسبات در سایر نواحی بدنه سد نیز انجام شده و حداکثر ابعاد المانها در آنها محاسبه می‌شود. طبیعی است که ابعاد المانها در سایر نواحی بدلیل افزایش مدول برشی در آنها می‌تواند افزایش داشته باشد. باتوجه به بحث‌های انجام شده شبکه المانهای مورد استفاده در تحلیل دینامیکی در شکل (پ ۸-۶۱) رسم شده است. لازم به ذکر است که باتوجه به سختی نسبتا بالای سنگ بستر و اینکه هیچیک از سطوح لغزش بحرانی از سنگ بستر رد نمی‌شود، سنگ بستر در مدل عددی تحلیل دینامیکی منظور نشده است.



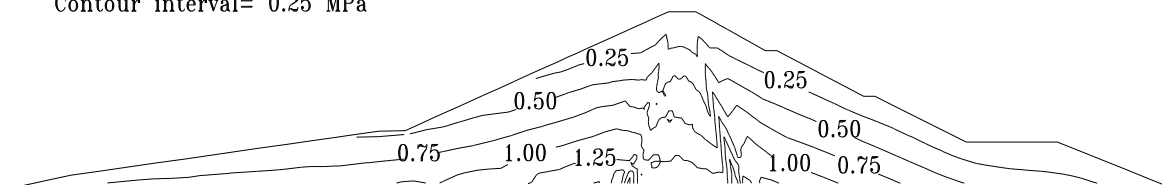
شکل پ ۸-۶۱- شبکه المانهای تفاضل محدود بدنه سد

پ ۸-۳-۶- ایجاد تنش‌های اولیه در مدل

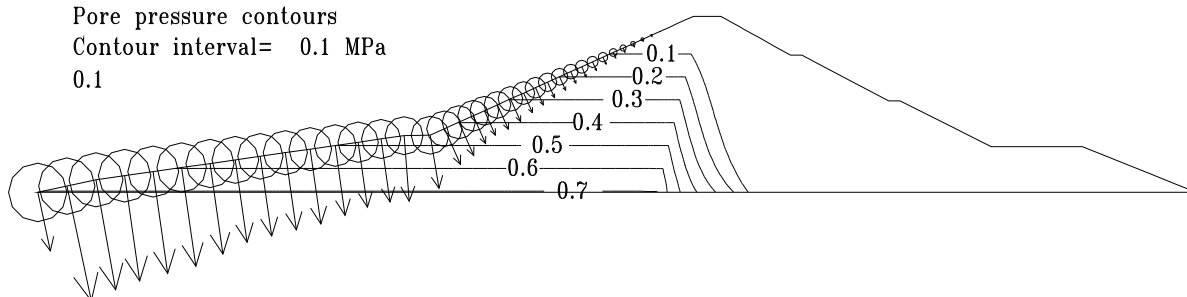
از آنجا که پارامترهای دینامیکی مصالح به تنش‌های اولیه در بدنه سد وابسته است، ابتدا لازم است با انجام تحلیل استاتیکی اولیه، مراحل مختلف ساخت سد و همچنین آگیری آن تا رسیدن به حالت تراوش پایدار مدلسازی شود. از آنجا که در راهنمای حاضر تمرکز بر روی تحلیل دینامیکی می‌باشد از توضیح این قسمت از مدلسازی صرفنظر شده و تنها به ذکر نتیجه تحلیل استاتیکی پرداخته می‌شود. توزیع تنش و فشار آب حفره‌ای مهمترین نتایج اثرگذار در تحلیلهای دینامیکی است که در شکل (پ ۸-۶۲) نتایج آن نشان داده شده است. لازم به ذکر است که انجام تحلیل دینامیکی در شرایط تراوش پایدار انجام شده است و به همین دلیل در نرم‌افزار مربوطه با لحاظ کردن رقوم آب در بالادست مخزن تا تراز نرمال بهره‌برداری معادل ۱۷۱ متر، تحلیل تنش - کرنش تا رسیدن به شرایط تراوش پایدار^۲ ادامه یافته است. در شکل (پ ۸-۶۲) مشاهده می‌شود که تنش کل در بالادست سد به دلیل وجود آب افزایش داشته است. همچنین در همین شکل شرایط مرزی فشار آب در بالادست و نیز توزیع فشار آب در بدنه سد که در بالادست به شرایط هیدرواستاتیک رسیده، نشان داده شده است.

^۲ Steady-State Seepage

YY-stress contours
Contour interval= 0.25 MPa



Pore pressure contours
Contour interval= 0.1 MPa



شکل پ ۸-۶۲- تنش‌های کل قائم اولیه و فشار آب در بدنه سد در شرایط تراوش پایدار

پ ۸-۳-۷- اعمال بار زلزله

باتوجه به صلبیت پی در برابر بدنه سد، بار زلزله بصورت تاریخچه زمانی شتاب در محل اتصال بدنه سد با توده سنگ پی اعمال شده است، که در شکل (پ ۸-۶۱) این مرز بصورت خط ضخیم نمایش داده شده است؛ مطابق بند ۷-۳-۳، در واقع از مرز صلب استفاده شده است.

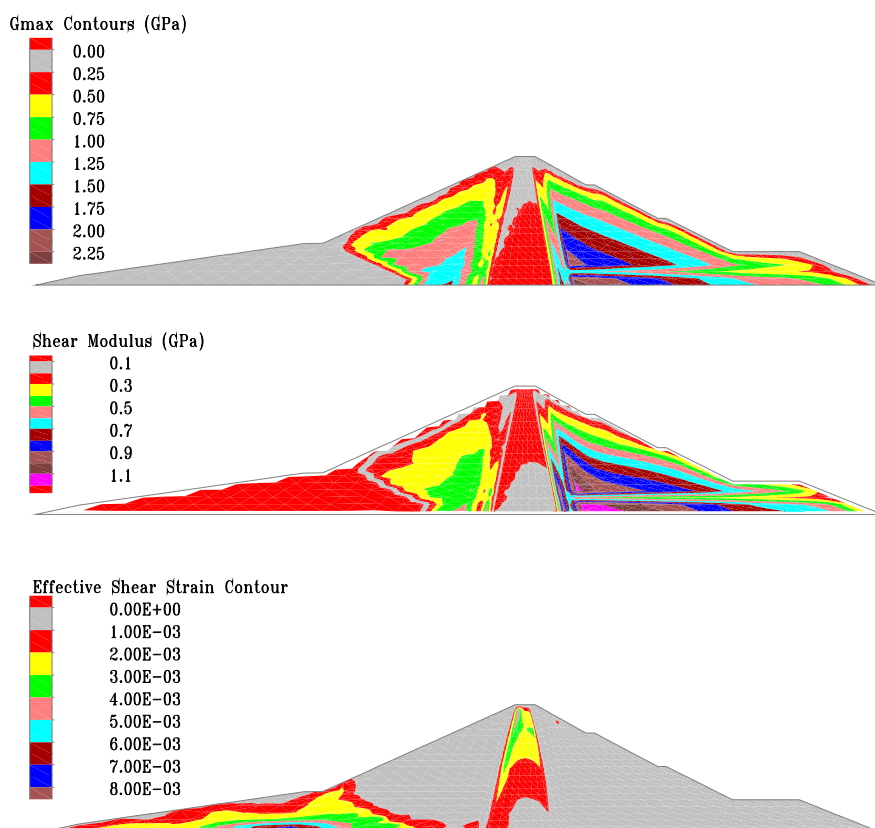
پ ۸-۳-۸- انجام تحلیل دینامیکی به روش معادل خطی

همانطور که در بند ۳-۴-۲ اشاره شد، روش معادل خطی یک روش تکرارشونده^۳ است. ابتدا با یک فرض اولیه برای کرنش برشی برای المانها با استفاده از منحنی‌های میرایی و نسبت مدول برشی، مقادیر میرایی و نسبت مدول برشی در تک تک المانها محاسبه می‌شود. با توجه به مدول برشی حداکثر، مدول برشی متناظر با کرنش برشی اولیه بدست می‌آید. در این حالت همه پارامترهای مصالح با فرض کرنش برشی اولیه بدست آمده است. معادله تعادل دینامیکی با توجه به شتاب زلزله ورودی و پارامترهای اولیه حل می‌شود. در طول حل، کرنشهای برشی در نقاط مختلف ثبت شده پس از اتمام تحلیل اولیه، تاریخچه کرنش برشی در تحلیل بعدی مورد استفاده قرار می‌گیرد. به این ترتیب که کرنش برشی مورد نیاز برای تحلیل دوم در هر نقطه، کرنش برشی موثر از تاریخچه کرنش برشی آن نقطه است که بین ۰/۵ تا ۰/۷ (معمولاً ۰/۶۵) کرنش برشی حداکثر در طول تاریخچه زمانی کرنش برشی نقطه موردنظر می‌باشد. با توجه به کرنش برشی محاسبه شده در هر نقطه، خواص مصالح در آن نقاط محاسبه شده و تمام مراحل فوق مجدداً تکرار می‌گردد. معمولاً بعد از ۴ تا ۵ مرحله تکرار تحلیل، جوابها همگرا شده و نتایج تحلیل چهارم و پنجم با هم یکی می‌شود.

³ Iterative

در تحلیل حاضر، در تمام المانها کرنش برشی اولیه معادل $\gamma_{dyn} = 10^{-6}$ فرض شده و براساس آن مدول برشی و میرایی اولیه در تمام المانها محاسبه شده‌اند. در شکل (پ ۸-۶۳) در قسمت بالایی، مدول برشی اولیه باتوجه به کرنش برشی اولیه در بدنه سد رسم شده است. مشاهده می‌شود که مدول برشی اولیه در هسته سد، پوسته بالادست و پوسته پایین‌دست بطور متوسط 0.25 GPa ، 1 GPa و 1.5 GPa می‌باشد.

پس از انجام تحلیل معادل خطی تا ۵ مرحله، همگرایی حاصل شده و عملاً کرنش‌های موثر در بار چهارم و پنجم با خطای کمتر از یک‌دهم درصد باهم یکی شدند. در شکل (پ ۸-۶۳) کرنش برشی موثر در مرحله پنجم و همچنین مدول برشی متناظر با آن در بدنه سد نشان داده شده است. همانطور که از این نتایج برمی‌آید کرنش برشی موثر در پوسته سد کمتر از 0.1% بوده درحالی‌که در هسته رسی و پوسته شن و ماسه‌ای به ترتیب به 0.2% و 0.4% هم می‌رسد. مدول برشی که در نهایت تحلیل به آن همگرا شده و با آن انجام می‌شود در قسمت میانی شکل (پ ۸-۶۳) آمده است. همانطور که مشاهده می‌شود مدول برشی متوسط در هسته، پوسته بالادست و پوسته پایین‌دست به ترتیب به 0.1 GPa ، 0.4 GPa و 0.8 GPa می‌رسد. باید توجه داشت که در تخمین اولیه از مدول برشی در هسته رسی برای تعیین ابعاد المانها، مقدار 0.13 GPa برآورد شد، که به عدد نهایی تحلیل بسیار نزدیک است.



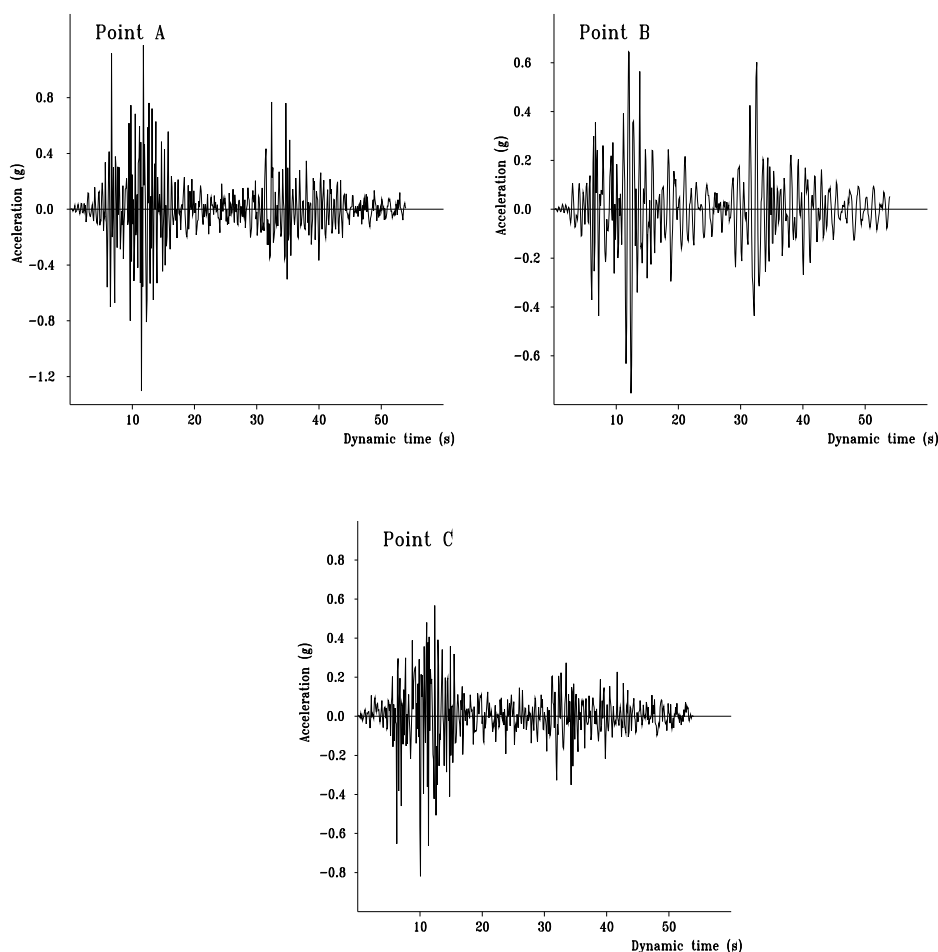
شکل پ ۸-۶۳- کانتور مدول برشی اولیه (بالا)، مدول برشی در آخرین تکرار (میانه) و کرنش برشی موثر (پائین) در المانهای مختلف

پ ۸-۳-۹- پاسخ شتاب در بدنه سد

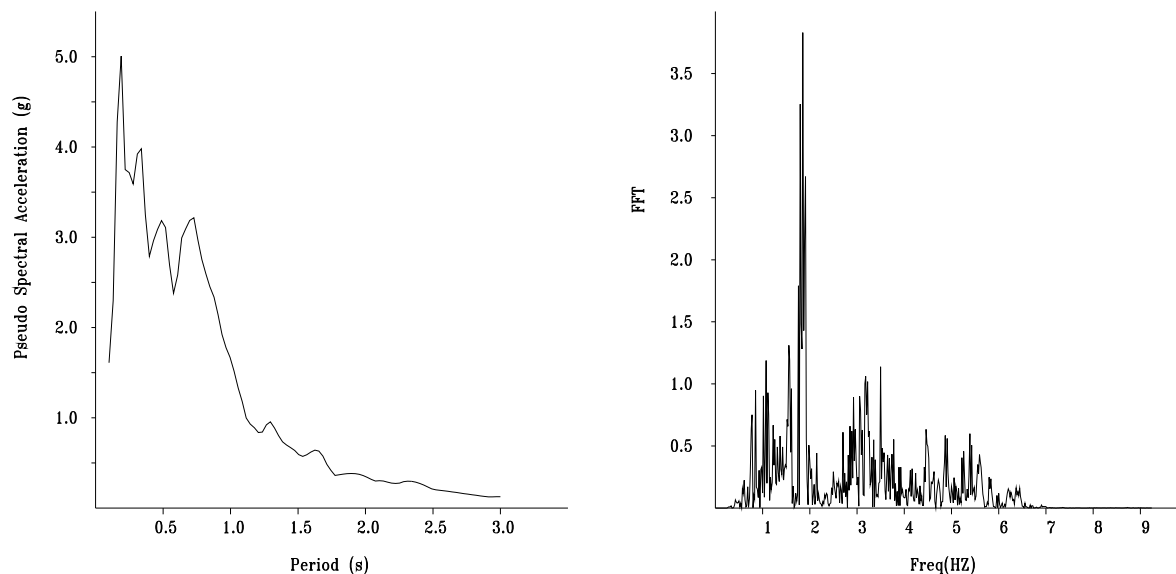
در این قسمت نتیجه تحلیل دینامیکی به روش معادل خطی، یعنی پاسخ شتاب در نقاط مختلف بدنه سد مورد بررسی قرار می‌گیرد. در طول انجام تحلیل، شتاب، سرعت و تغییر مکان در نقاط مختلف مدل محاسبه می‌گردد که می‌توان تاریخچه تغییرات هر کدام را در طول زلزله ترسیم کرد. البته در صورتیکه تاریخچه هریک از موارد ذکر شده موجود باشد تاریخچه موارد دیگر را می‌توان از انتگرال‌گیری و یا مشتق تاریخچه موجود بدست آورد.

در شکل (پ ۸-۶۴) شتاب تاج سد (نقطه A)، برم بالادست (نقطه B) و برم پائین‌دست (نقطه C) حاصل از تحلیل دینامیکی معادل خطی نشان داده شده است. همانطور که مشاهده می‌شود شتاب تاج سد به بیش از $1/2g$ نیز افزایش می‌یابد در حالیکه شتاب در برم بالادست و پائین‌دست از حدود $0/8g$ فراتر نمی‌رود.

طیف پاسخ شتاب تاج سد برای میرایی ۵ درصد و طیف فوریه شتاب تاج سد در شکل (پ ۸-۶۵) نمایش داده شده است. مشاهده می‌شود که حداکثر طیف پاسخ تا $5g$ نیز می‌رسد و نسبت به طیف پاسخ خود زلزله ورودی بسیار پر دامنه‌تر می‌باشد. طیف فوریه شتاب تاج سد نیز نشان می‌دهد که همچنان حداکثر فرکانسها حتی در تاج سد نیز به کمتر از $8Hz$ محدود می‌شوند.



شکل پ ۸-۶۴- پاسخ شتاب حاصل از تحلیل معادل خطی در تاج سد (نقطه A)، برم بالادست (نقطه B) و برم پائین‌دست (نقطه C)



شکل پ ۸-۶۵- طیف پاسخ و طیف فوریه تاریخچه شتاب تاج سد در تحلیل معادل خطی

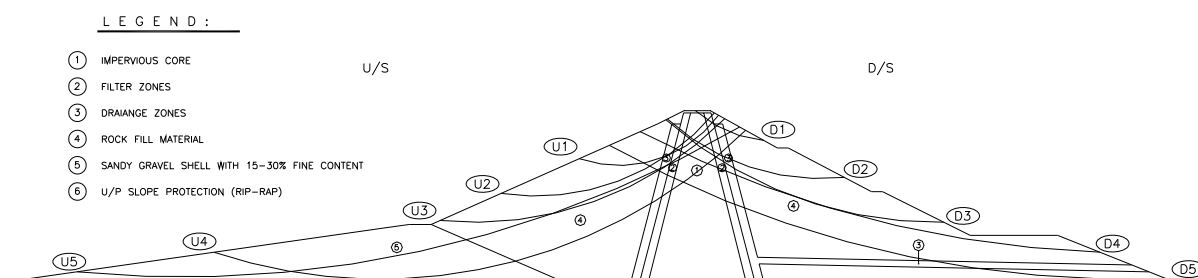
پ ۸-۳-۱۰- محاسبه تغییر مکانهای پسماند به روش نیومارک

در این قسمت مقدار تغییر مکانهای ماندگار (پسماند) سد در اثر زلزله اعمال شده، در شرایط تراوش پایدار به روش ترکیب بلوک لغزش نیومارک و روش معادل خطی ارائه می‌شود. بدین منظور در چندین تراز ارتفاعی، سطوح لغزش بحرانی تعیین می‌شود؛ بدین صورت که پای (انتهای) سطح لغزش در تراز مورد نظر ثابت فرض شده و با استفاده از سعی و خطا (انجام تحلیل تحلیل پایداری)، بحرانی‌ترین سطح لغزش (دارای کمترین ضریب اطمینان) منتهی به نقطه مورد نظر بدست آید. توده خاک واقع بر روی هر یک از این سطوح، یک بلوک لغزشی نامیده می‌شود. شتاب متوسط وارد بر هر بلوک در اثر زلزله (k) محاسبه شده و در صورتی که از مقدار شتاب بحرانی (k_c) در آن بلوک لغزشی بیشتر می‌شود، لغزش در بلوک اتفاق می‌افتد. مقدار این لغزش با انتگرالگیری دوگانه محاسبه می‌گردد. در ادامه مراحل محاسبه تغییر مکان پسماند ارائه می‌شود.

پ ۸-۳-۱۰-۱- محاسبه شتابهای بحرانی سطوح لغزش

این محاسبات برای حالت تراوش پایدار بر روی مقطع تیپ (با حداکثر ارتفاع) سد انجام شده است. برای محاسبه شتابهای بحرانی (k_c) در سطوح لغزش در آنالیزهای تعادل حدی با اعمال نمودن اثر نیروهای دینامیکی، شتابهای بحرانی برای سطوح لغزش به طریقی محاسبه شده است که ضریب اطمینان معادل ۱ در آن حاصل شود؛ چرا که اگر ضریب اطمینان زلزله از مقدار ۱ کمتر باشد عملاً جابجایی در بلوک شروع می‌شود. سطوح لغزش بحرانی برای محاسبه تغییر مکان در ارتفاعهای مختلف قابل محاسبه هستند و به همین دلیل ارتفاع سد به چند قسمت (معمولاً ۴ یا ۵) تقسیم شده و در هر تراز سطح لغزش بحرانی محاسبه می‌شود. با تغییر شتاب زلزله شبه‌استاتیک، آنقدر سعی و خطا انجام می‌شود تا ضریب اطمینان پایداری در آن بلوک به ۱ برسد. در شکل (پ ۸-۶۶) هندسه سطوح شکست بحرانی در

ارتفاعات مختلف سد آمده است. بلوکهای لغزشی SU1، SU2، SU3 و SU4 در بالادست و بلوکهای لغزشی SD1، SD2، SD3 و SD4 در پایین دست بحرانی هستند. باتوجه به توصیه محققین از جمله سید و مکدیسی (۱۹۷۸) مقاومت تسلیم مصالح در حالت زلزله، حدوداً ۸۰ تا ۹۰ درصد مقاومت زهکشی نشده در حالت استاتیکی لحاظ شده است. بنابراین در آنالیزهای پایداری برای تعیین ضریب زلزله بحرانی K_c ، از ۰/۸۵ مقاومت برشی حالت استاتیکی C_u در مصالح هسته استفاده شده است. پارامترهای مقاومتی مصالح شن و ماسه بدنه نیز پارامترهای زهکشی شده (CD) هستند که در جدول (پ ۸-۵) ارائه شده‌اند. در نهایت ضرایب شتاب بحرانی برای هر سطح لغزش در جدول (پ ۸-۹) نشان داده شده است.



شکل پ ۸-۶۶- بلوکهای لغزشی بحرانی در ترازهای مختلف سد

جدول پ ۸-۹- مقادیر شتابهای بحرانی و تغییر مکانهای پسماند سطوح لغزشی بالادست و پائین دست

گونه	شیب	K_{max} (g)	شتاب بحرانی K_c	تغییر مکان پسماند قائم (cm)	تغییر مکان پسماند افقی (cm)
U ₁	بالادست	۰/۸۲	۰/۲۵۵	۳۸	۸۶
U ₂		۰/۷۶	۰/۲۳	۳۱	۷۰
U ₃		۰/۶۳	۰/۲۲	۲۳	۵۳
U ₄		۰/۴۵	۰/۲۵	۵	۱۲
U ₅		۰/۴۵	۰/۲۷	۴	۸/۵
D ₁	پائین دست	۰/۷۸	۰/۴	۸	۱۴
D ₂		۰/۵۵	۰/۳۳	۴/۵	۸/۲
D ₃		۰/۴۵	۰/۲۸	۲/۵	۴/۷
D ₄		۰/۴	۰/۳۳	۰/۵	۱/۲
D ₅		۰/۴	۰/۲۸	۰	۰

پ ۸-۳-۱۰-۲- محاسبه تاریخچه شتاب متوسط در بلوکهای لغزشی

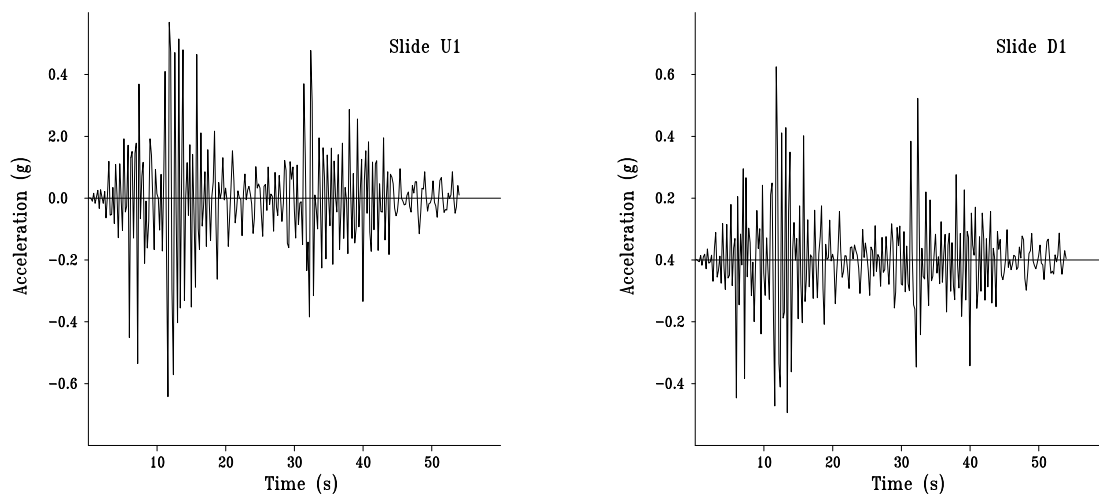
در تحلیل‌های دینامیکی معادل خطی در هر لحظه از تاریخچه زلزله، شتاب در هر نقطه از مدل محاسبه می‌گردد. بنابراین امکان محاسبه متوسط شتاب در داخل یک بلوک لغزشی در هر لحظه وجود دارد. بهترین روش مناسب برای این

منظور، تقسیم کردن بلوک لغزشی به چند المان، و ضرب کردن جرم هریک از آنها در شتاب مطلق مربوطه است. بنابراین می توان رابطه زیر را در هر بلوک لغزشی استفاده نمود (رابطه (۳-۴۰) فصل سوم):

$$\bar{a}(t) = \frac{\sum_{i=1}^n a_i(t) m_i}{\sum_{i=1}^n m_i}$$

که در آن $\bar{a}(t)$ ، شتاب متوسط در هر لحظه در بلوک لغزشی، $a_i(t)$ شتاب در مرکز هر المان و m_i جرم هر المان میباشد. رابطه فوق برای n تعداد از المانهای داخل هر بلوک لغزشی محاسبه می شود. در ضمن حداکثر مقدار تاریخچه شتاب متوسط در هر بلوک لغزشی تقسیم بر شتاب جاذبه به عنوان k_{max} معرفی می شود.

با استفاده از آنالیزهای دینامیکی برای حالت تراوش پایدار، مقدار شتاب متوسط برای صفحات شکست بحرانی محاسبه شده اند که در شکل (پ ۸-۶۷)، شتاب متوسط در دو بلوک لغزشی در بالادست و پائین دست سد نشان داده شده است. حداکثر شتابهای متوسط در بلوکهای لغزشی در بالادست و پایین دست سد بین $0.4g$ تا $0.82g$ تغییر میکند که در جدول (پ ۸-۹) آمده است.

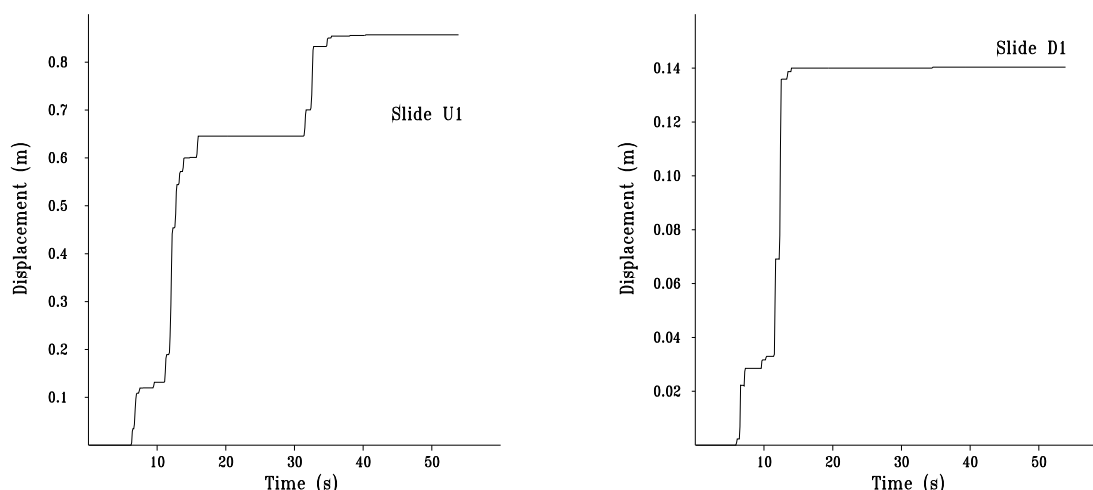


شکل پ ۸-۶۷- تاریخچه شتاب متوسط در دو بلوک لغزشی در بالادست و پائین دست سد

پ ۸-۳-۱۰-۳- محاسبه تغییر مکان پسماند

مقدار تغییر مکان بلوک لغزشی با انتگرالگیری دوگانه از اختلاف شتاب متوسط بلوک لغزشی و شتاب بحرانی آن در طول زلزله محاسبه می شود. به این ترتیب تاریخچه تغییر مکان در هر بلوک لغزشی محاسبه شده که نمونه ای از آن در دو بلوک در بالادست و پائین دست سد در شکل (پ ۸-۶۸) ارائه شده است. در ادامه برای تمام بلوکهای لغزشی، تغییر مکان پسماند در هر بلوک محاسبه شده که نتایج آن در جدول (پ ۸-۹) با عنوان تغییر مکان افقی نشان داده شده است.

تغییر مکان قائم در هر بلوک لغزشی از تغییر مکان قائم باتوجه به شیب عمومی هر بلوک لغزشی محاسبه می‌شود که در جدول (پ ۸-۹) نتیجه آن برای هر بلوک در بالادست و پائین‌دست مشاهده می‌شود. نشست تاج سد نیز عبارت است از مجموع حداکثر تغییر مکان بالادست و پائین‌دست که برابر با ۴۶ سانتیمتر (برابر مجموع ۳۸ و ۸ سانتیمتر) می‌باشد. بنابراین باتوجه به تحلیل معادل خطی، تغییر مکان حداکثر افقی و قائم به ترتیب ۸۶ و ۴۶ سانتیمتر بدست آمده است.



شکل پ ۸-۶۸- تاریخچه تغییر مکان ماندگار (جابجایی لغزشی) در دو بلوک لغزشی در بالادست و پائین‌دست سد

پ ۸-۴- تحلیل دینامیکی سد ۲ به روش غیر خطی

پ ۸-۴-۱- معرفی سد

سد مورد بررسی، در این مثال، سد شماره ۲ استفاده شده در مثال دوم تحلیل شبه‌استاتیکی و مثال سوم تحلیل دینامیکی به روش معادل خطی می‌باشد.

پ ۸-۴-۲- نوع و روش تحلیل دینامیکی

به منظور ارزیابی رفتار دینامیکی سد تحت زلزله، در این مثال از تحلیل دینامیکی غیرخطی استفاده می‌شود. در تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی به علت ماهیت مدل رفتاری، تغییر مکان‌های غیرالاستیک (پلاستیک) در خلال تحلیل ایجاد می‌شوند که در انتهای تحلیل، تغییر مکان‌های ماندگار (پسماند) را تولید می‌نمایند. در واقع در مدل‌های غیرخطی، تغییر مکان‌های پسماند بطور خودکار در طول تحلیل محاسبه می‌شوند و برخلاف روش معادل خطی، نیازی به تعیین گوه‌های لغزشی بحرانی، ضرایب k_c و شتاب‌های متوسط در بلوک‌های لغزشی نمی‌باشد. سطح گسیختگی بحرانی در طول تحلیل بطور خودکار مشخص می‌شود و در نهایت مکانیزم واقعی گسیختگی معلوم می‌شود.

هندسه مدل، المان بندی، روش عددی، نرم افزار مورد استفاده و بارگذاری زلزله مشابه تحلیل دینامیکی معادل خطی می باشد.

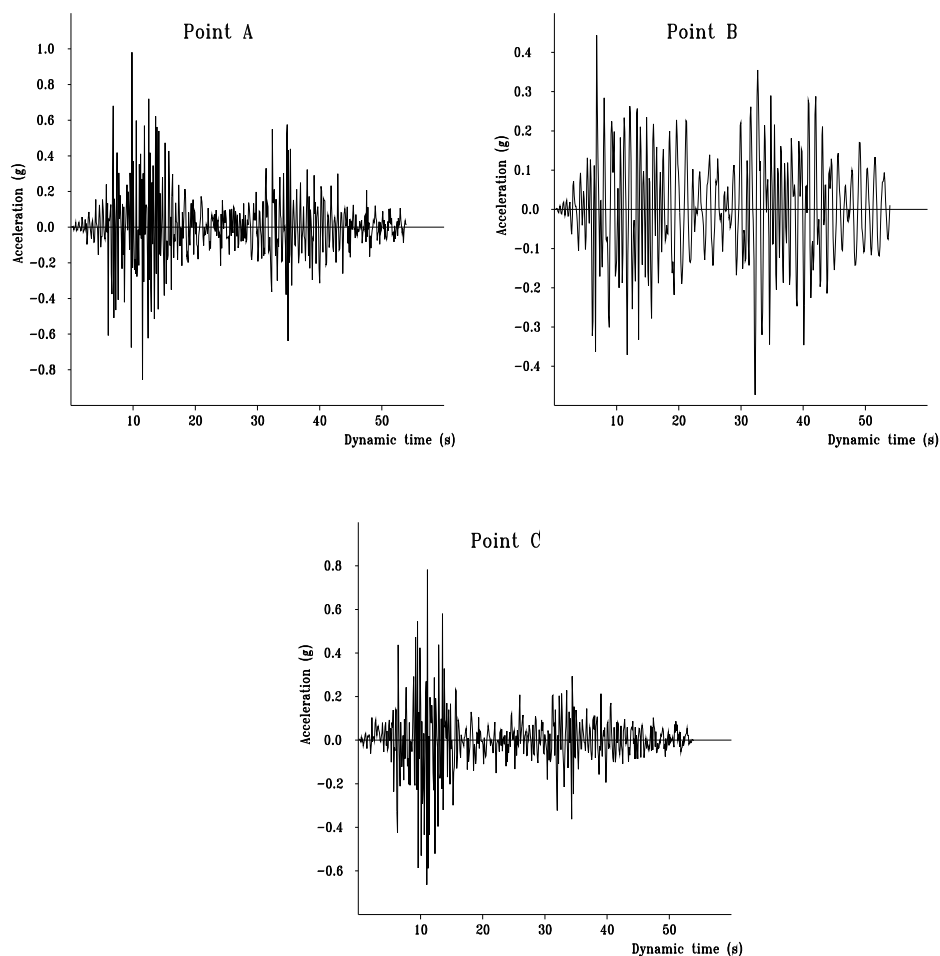
پ ۸-۴-۳- مدل رفتاری و خواص مصالح

مدل رفتاری مورد استفاده در تحلیل غیرخطی برای مصالح بخش های مختلف سد، مدل رفتاری موهر-کولمب است. این مدل یک مدل الاستوپلاستیک کامل^۴ است و پارامترهای آن عبارت از پارامترهای مدول الاستیسیته، ضریب پواسون، زوایه اتساع و پارامترهای مقاومتی (زوایه اصطکاک داخلی و چسبندگی) می باشد. مدول برشی در نواحی مختلف بدنه سد مساوی مدول برشی کاهش یافته در تحلیل معادل خطی می باشد. در واقع در تحلیل غیر خطی، از مدول برشی معادل کرنشهای برشی موثر در انتهای تحلیل معادل خطی استفاده شده است. پارامترهای مقاومتی برشی در مصالح بدنه سد نیز از جدول (پ ۸-۵) استخراج شده است. بر اساس توصیه محققین مختلف، پارامترهای مقاومت برشی هسته رسی معادل ۸۵٪ پارامترهای مقاومتی در شرایط تحکیم یافته زهکشی نشده (CU) منظور شده است. باتوجه به آنکه در حلقه های هیستریسیس ایجاد شده در مدل رفتاری غیرخطی، میرایی مصالح بطور خودکار ایجاد می شود، تنها میرایی ویسکوز معادل کرنشهای برشی موثر در انتهای تحلیل معادل خطی استفاده شده است.

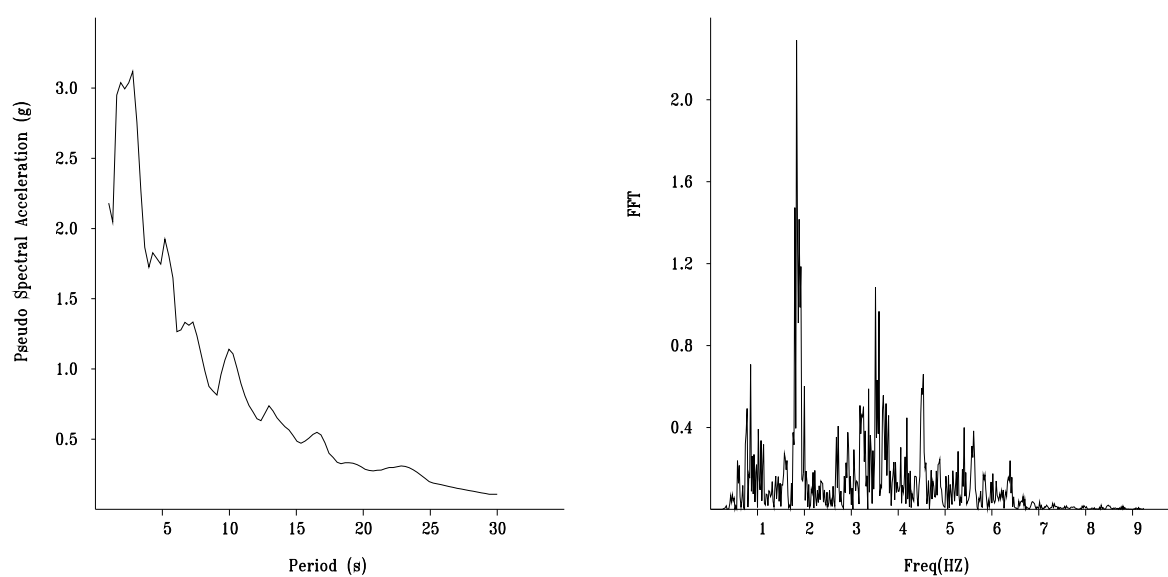
پ ۸-۴-۴- تحلیل شتابهای وارد بر بدنه سد

باتوجه به پارامترهای ارائه شده در قسمت قبل و تاریخچه شتاب زلزله، تحلیل دینامیکی غیرخطی انجام شده است. تاریخچه شتاب سه نقطه مورد نظر از بدنه سد (تاج سد، نقطه ای در برم بالادست و نقطه ای در برم پائین دست) در شکل (پ ۸-۶۹) آمده است. مشاهده می شود که حداکثر شتاب تاج سد به $1g$ می رسد که در مقایسه با تحلیل معادل خطی کمتر می باشد. در واقع در تحلیل غیرخطی، شتابهای بیشتر از شتاب بحرانی به قسمتهای دیگر منتقل نشده و این اختلاف به کرنشهای پلاستیک در بدنه سد و به عبارتی تغییر مکان ماندگار تبدیل می شود. به همین دلیل شتابهای حاصل از تحلیل های غیرخطی معمولاً کمتر از تحلیل های معادل خطی می باشد. شتاب برم بالادست و پایین دست نیز حداکثر تا $0.45g$ و $0.8g$ می رسد که باز هم در مقایسه با تحلیل معادل خطی کمتر است. در شکل (پ ۸-۷۰) طیف فوریه و طیف پاسخ تاریخچه شتاب تاج سد در تحلیل غیرخطی، رسم شده است. با مقایسه این طیف ها با طیف های شکل (پ ۸-۶۵) مشاهده می شود که حداکثر طیف فوریه و طیف پاسخ در تحلیل غیرخطی کمتر از تحلیل معادل خطی می باشد.

^۴ Elasto-perfect plastic



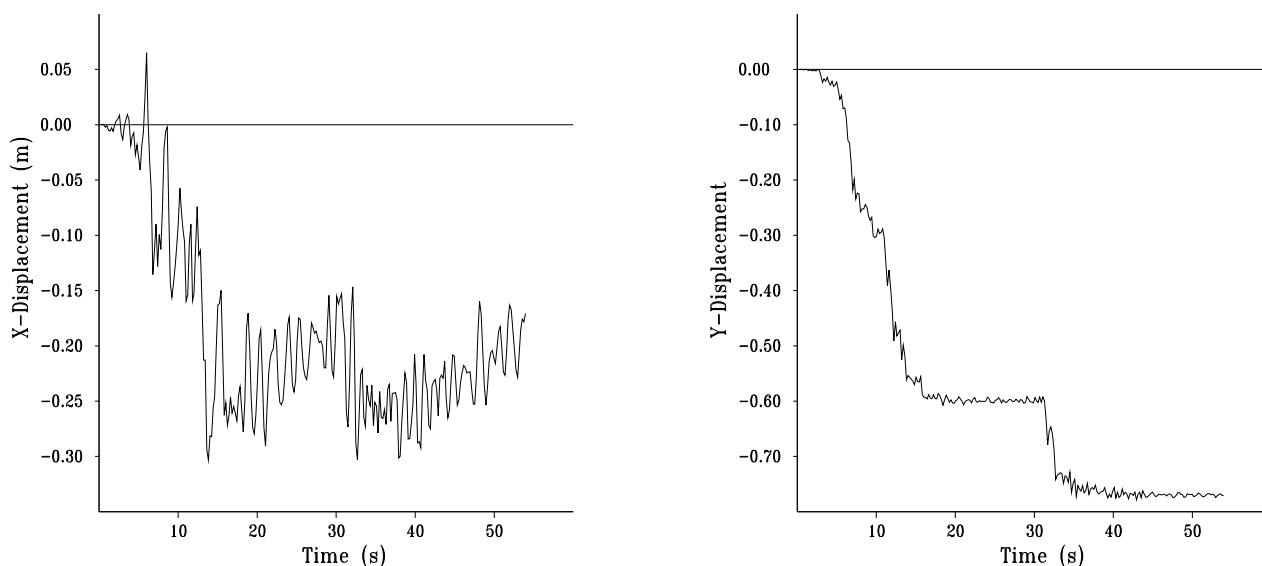
شکل پ ۸-۶۹- پاسخ شتاب حاصل از تحلیل غیرخطی در تاج سد (نقطه A)، برم بالادست (نقطه B) و برم پائین‌دست (نقطه C)



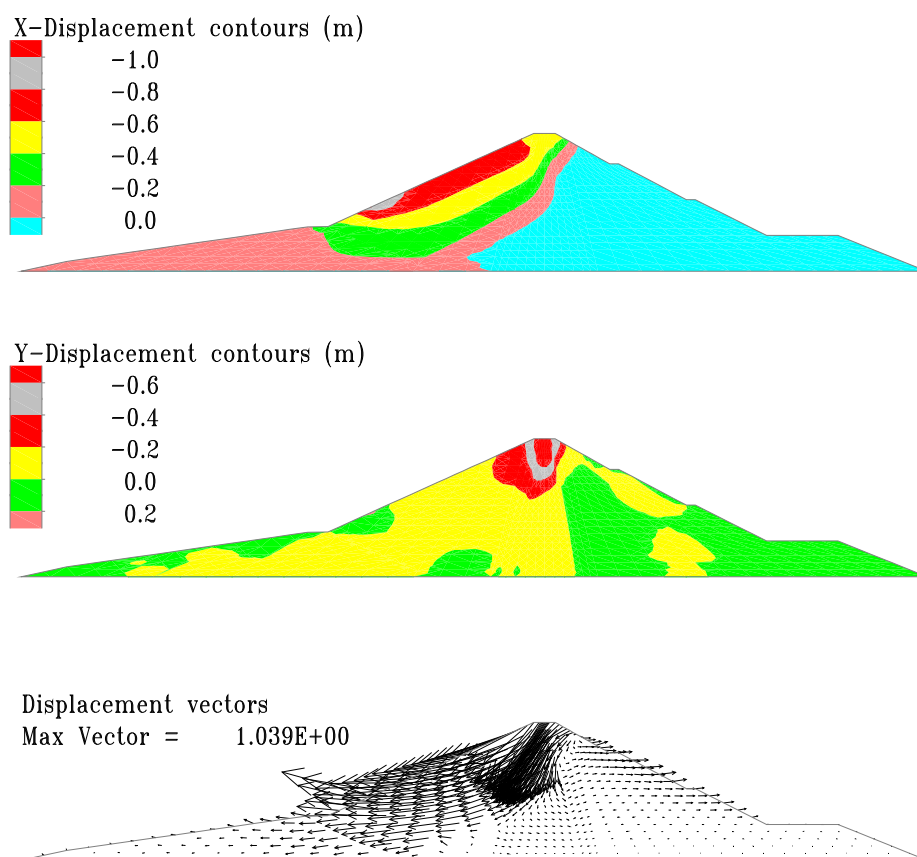
شکل پ ۸-۷۰- طیف پاسخ و طیف فوریه تاریخچه شتاب تاج سد در تحلیل غیرخطی

پ ۸-۴-۵ - تحلیل تغییر مکانهای پسماند

تاریخچه تغییر مکانهای ایجاد شده شامل تغییر مکان قائم و افقی در تاج سد در شکل (پ ۸-۷۱) نشان داده شده است. تغییر مکان افقی و قائم در تاج سد در انتهای زلزله به میزان ۲۰ و ۷۸ سانتیمتر بدست آمده است. کانتور تغییر مکان افقی، قائم و بردارهای تغییر مکان در انتهای تحلیل در شکل (پ ۸-۷۲) آمده است. همانطور که مشاهده می شود حداکثر تغییر مکان بدنه سد حدود یک متر به سمت بالادست می باشد. همچنین حداکثر تغییر مکان افقی حدود یک متر در بالادست سد و حداکثر تغییر مکان قائم در تاج سد معادل ۰/۸ متر می باشد. سطح لغزش بحرانی و مکانیزم گسیختگی در شکل (پ ۸-۷۲) کاملاً مشهود می باشد.



شکل پ ۸-۷۱ - تغییر مکان افقی (سمت چپ) و تغییر مکان قائم (سمت راست) در تاج سد



شکل پ ۸-۲۲- کانتور تغییر مکان افقی (بالا)، تغییر مکان قائم (میانه) و بردار تغییر مکان (پائین) در المانهای مختلف

پ ۸-۴-۶- نتیجه‌گیری

رفتار سد مورد نظر تحت زلزله به وسیله تحلیل دینامیکی به دو روش معادل خطی و غیرخطی بررسی شد. با تلفیق روش بلوک لغزش نیومارک و روش معادل خطی، تغییر مکان قائم پسماند در تاج سد ۴۶ سانتیمتر بدست آمده است. تغییر مکان حداکثر افقی نیز ۸۶ سانتیمتر در توده لغزشی نزدیک تاج سد و به سمت دریاچه است. تغییر مکانهای پسماند قائم و افقی در تحلیل غیرخطی نیز بترتیب ۰/۸ متر و ۱/۰ متر بدست آمده‌اند.

همانطوریکه ملاحظه می‌شود تغییر مکانها در محدوده مجاز در شرایط زلزله در سطح MCE قرار دارد و ابعاد نواحی مختلف بدنه سد از جمله فیلترها و زهکش‌ها از تغییر مکانهای پسماند ایجاد شده بیشتر می‌باشد و مقدار ارتفاع آزاد سد به حدی است که بعلت زلزله در شرایط تراوش پایدار و رقوم نرمال، مشکل سرریز شدن آب از تاج سد^۵ اتفاق نمی‌افتد و سازه سد در مقابل زلزله MCE رفتار مناسبی را از خود نشان می‌دهد. شایان ذکر است که در تحلیل دینامیکی سد در زلزله‌های مربوط به سطوح خطر DBE و MDE باید عوامل دیگر از قبیل توزیع تنش‌ها در بدنه و به ویژه هسته، میزان افزایش فشار آب حفره‌ای اضافی دینامیکی و ... به منظور بررسی عملکرد سد در حین و پس از زلزله، مد نظر قرار گیرد.

^۵ Overtopping

Islamic Republic of Iran
Vice Presidency for Strategic Planning and Supervision

Guideline for Seismic Analysis and Design of Earth & Rockfill Dams

NO. 624

Office of Deputy for Strategic Supervision

Department of Technical Affairs

nezamfanni.ir

2013

این نشریه

با عنوان "راهنمای تحلیل و طراحی لرزه‌ای سدهای خاکی و سنگریز" روشهای متداول در تحلیل و طراحی لرزه‌ای بدنه و پی سدهای خاکی و سنگریز ناحیه‌بندی شده یا همگن، در اندازه‌های کوچک، متوسط و بزرگ را دربر می‌گیرد. کاربرد این راهنما صرفاً محدود به تحلیل و طراحی سدها قبل از ساخت نبوده و برای ارزیابی وضعیت سدهای ساخته‌شده و در حال بهره‌برداری نیز، قابل استفاده است.