**Irrigation Sciences and Engineering**
**Vol.40, No. 2, Summer 2017, p. 265-281**

**علوم و مهندسی آبیاری**
**جلد ٤٠، شماره‌ی۲، تابستان ٩٦، ص. ٢٨١-٢٦٥**

# مقایسه روش های عددی و تحلیلی در تحلیل دینامیکی سدهای خاکی (مطالعه موردی: سد خاکی بالارود)

مسعود اولی پور[1*] و محمد امجدزاده[2] و حسین محمدولی سامانی[3]

۱*- نویسنده مسئول، عضو هیئت علمی گروه مهندسی عمران دانشکده مهندسی دانشگاه شهید چمران اهواز. oulapour_m@scu.ac.ir
۲- دانشجوی کارشناسی ارشد گروه مهندسی عمران دانشکده مهندسی دانشگاه شهید چمران اهواز.
۳- عضو هیئت علمی گروه مهندسی عمران دانشکده مهندسی دانشگاه شهید چمران اهواز.

تاریخ دریافت: ۹۴/۱۱/۱۱ تاریخ پذیرش: ۹۵/۳/۲۳

## چکیده

**با توجه به توسعهٔ مدل‌های رفتاری و روش‌های عددی پیشرفته و دقت آنها، مقایسه ای بین نتایج روش‌های تحلیلی و عددی تحلیل دینامیکی سدهای خاکی ضروری به‌نظر می رسد. ابتدا نتایج روش‌های سید – مکدیسی، سارما و سارما – آمبراسیس برای یک مدل همگن با نتایج تحلیل دینامیکی ترکیب QUAKE/W و SLOPE/W در دو حالت الاستیک خطی و معادل خطی مقایسه شده است. همچنین برنامه خاصی برای محاسبه تغییر شکل‌ها بر اساس روش انتگرالگیری دوگانه نیومارک نوشته شد. بررسی‌ها نشان داد که به‌دلیل استفاده از مدل رفتاری خطی، که با رفتار خاک تفاوت داشته، شتاب بحرانی پیش‌بینی شده در روش‌های تحلیلی، با واقعیت تفاوت داشته و منجر به طرح دست بالا می‌گردد. با دقیق‌تر شدن مدل رفتاری جواب‌ها دقیق‌تر می‌شود. در سد همگن شکل گوه‌ها و شتاب بحرانی آنها با روش‌های تحلیلی متفاوت است.(٤٥٪ شتاب ثقل برای روش آمبراسیس- سارما در مقابل ٢٦٪ برای روش خطی برای گوه ای به عمق ٠/٦ ارتفاع سد). لذا باید از روش‌های عددی با مدل‌های رفتاری دقیق‌تر استفاده گردد. در روش توسعه داده شده پس از محاسبه شتاب‌ها با روش اجزاء محدود و مدل‌های رفتاری نوین، متوسط شتاب گوه انتخابی انتگرالگیری شده تا جابجایی آن محاسبه گردد. دیده شد که روش‌های رایج دست بالا هستند. همچنین شکل گوه غیرواقعی بوده و از هسته رد میشود. در حالیکه گوه‌های بحرانی از پوسته پایین دست می گذرند. جابجایی های ماندگار برای گوه ای با عمق ٠/٦ ارتفاع سد در روش توسعه داده شده ۳ سانتیمتر و در روش سارما صفر به‌دست آمد. سد خاکی بالارود با روش جدید تحلیل شد.**

**کلید واژه‌ها:** تحلیل دینامیکی، اجزای محدود ، سد خاکی ، الاستیک خطی ، معادل خطی.

# A Comparison of Numerical and Analytical Methods in Dynamic Analysis of Embankment Dams (Case Study Balarud Embankment dam)

M. Oulapour [1*] and M. Amjad Zadeh[2] and H.M.V. Samani[3]

1*- Corresponding Author, Faculty of Civil Engineering, Shahid Chamran University of Ahvaz,Iran.
2-Graduate Student, Faculty of Civil Engineering, Shahid Chamran University of Ahvaz, Iran.
3- Faculty of Civil Engineering, Shahid Chamran University of Ahvaz, Iran.

Received:31 January 2016 Accepted:12 June 2016

## Abstract

Due to accuray of numerical methods and constitutive equations, a comparison of these methods with the classical methods of dynamic analysis of earthfill dams seems necessary. The results of Seed-Makdisi, Sarma and Ambrasys-Sarma analysis of a homogenous dam are compared with those of Quake/W and Slope/W softwares. A code is developed for calculating permanent displacements based on Newmark double integration method. The results of linear and equivalent linear models show that, due to unrealistic linear assumption of the behaviour of the material, the calculated accelerations are high and the analytical methods are overdesign. This is due to realistic constitutive models. Also, in homogenous dam, as the assumed critical wedge in

analytical methods is different from that calculated in numerical analyses, the critical acceleration estimated is different too (0.45g in Ambrasys-Sarma method compared to 0.26g in equivalent linear model for a wedge of 0.6h depth). This shows that realistic models must be utilized. In the developed code first the average aceleration of assumed wedge is calculated using acceleration calculated with finite element codes utilizing modern constitutive models and consequently the permanent displacements are calculated. The results show that the current methods are overestimating. Also, the assumed critical wedges are unrealestic and pass through the dam core. While the critical wedges pass through downstream shell. The permanent displacement of a wedge with 0.6h depth is estimated to be 3 cm compared to zero in Sarma method. The developed code was used for dynamic analysis of Balarud earthfill dams.

**Keywords:** Dynamic Analysis, Finite Element, Earthfill Dams, Linear Elastic, Equivalent Linear.

**مقدمه**

سدهای خاکی سازه‌های سه بعدی عظیم، چندفازه، ناهمگن و تشکیل شده از مصالح غیر الاستیک می‌باشند. لذا تحلیل دینامیکی آنها در برابر زلزله از پیچیده‌ترین مسائل در حوزه سازه‌های خاکی است. امروزه پیشرفت کامپیوتر در هر دو زمینه سخت افزار و نرم افزار و همچنین توسعه رو به رشد روش‌های عددی در حل مسائل مهندسی بسیاری از این مشکلات را خصوصاً در زمینه غیر خطی بودن رفتار مصالح سد حل نموده است. مطالعات اولیه در زمینهٔ پایداری لرزه‌ای شیب‌های سدهای خاکی را می‌توان به تحقیقات مونونوبه و همکاران[۱] (۱۹۳۶) نسبت داد. ابتداء او روش تیر برشی را ارائه نمود، اما به‌دلیل محاسبات زیاد مورد توجه واقع نشده بود. در روش یاد شده سازه‌ی سد تغییر شکل پذیر فرض شده و مقطع عرضی آن به لایه‌های افقی بسیار نازک که توسط فنرهای برشی الاستیک خطی و میراگرهای لزجتی به یکدیگر متصل هستند تقسیم‌بندی می‌شود. سپس ترزاقی[۲] (۱۹۵۰) پیشنهاد روش شبه استاتیک را ارائه نمود. این روش‌ها در آن زمان به طور وسیعی به کار گرفته می‌شد و هنوز هم کم و بیش مطرح می‌باشد. فرض اولیه در روش ترزاقی (۱۹۵۰) این بود که سد خاکی به صورت یک جسم صلب عمل نموده و در این صورت شتاب مؤثر در تمام مقطع‌های آن و در هر ارتفاعی از آن مساوی و یکسان و برابر با ماکزیمم شتاب زمین باشد. در ۵ امین سخنرانی رانکین[۳]، نیومارک[۴] (۱۹۶۵) روش بلوک صلب لغزان را معرفی نمود. با این روش می‌توان تغییرشکل‌های ماندگار را برای سطوح لغزش فرضی محاسبه کرد. این روش به دلیل سادگی و کاربردی بودن کماکان مورد استفادهٔ مهندسین و محققین می‌باشد. گودمن و سید[۵] (۱۹۶۶) نشان دادند که مدل نیومارک (۱۹۶۵) برای خاک‌های بسیار چسبنده نتایج قابل قبولی می‌دهد. سید[۶] (۱۹۶۶) نشان داد که جابجایی به تعیین دقیق شتاب بحرانی بستگی دارد. با توسعهٔ روش پیشرفتهٔ اجزای محدود و به‌کارگیری آن در تحلیل دینامیکی شیب‌ها، تحولی جدید و اساسی در روش‌های تحلیل سدها آغاز شد. آمبراسیس و سارما[۷] (۱۹۶۷) به مطالعه واکنش سدهای خاکی برای چند زلزله اتفاق افتاده پرداختند و تاریخچهٔ زمانی و توزیع شتاب زلزله در بدنه سد را محاسبه نمودند. سارما[۸] (۱۹۷۵) نمودارهایی را در رابطه با محاسبهٔ شتاب افقی بحرانی تهیه نمود که در آنها شتاب افقی بحرانی عبارت است از شتابی که بتواند تودهٔ خاک محدود به یک سطح لغزش را به حالت تعادل حدی برساند. اسکرمر[۹] (۱۹۷۳) یک سد سنگریزه‌ای با هستهٔ آب‌بند به نام ال‌اینفیرنیلو را به صورت سه بعدی با روش اجزای محدود و با در نظر گرفتن رابطهٔ تنش و کرنش به صورت الاستیک غیرخطی تحلیل نمود. مقایسهٔ نتایج واقعی مشاهده شده با نتایج به دست آمده از مدل به جز در مناطقی که از سنگریزهٔ متراکم تشکیل شده رضایت‌بخش می‌باشد. سارما و باوی[۱۰] (۱۹۷۴) حساسیت محاسبه تغییرمکانهای ماندگار به پارامترهای استفاده شده در تعیین شتاب بحرانی مانند ضرایب ابعاد و هندسه گوه را بررسی کرده نمودند. سارما (۱۹۷۵) با استفاده از مدل تحلیل نیومارک (۱۹۶۵) اثر نیروهای اینرسی و فشار آب حفره‌ای را بر ضریب اطمینان، شتاب بحرانی و جابجایی‌های سطوح مستعد لغزش نشان داد. این تحلیل براساس اصول تعادل حدی بود و مصالح از معیار شکست موهر – کولمب پیروی می‌کرد. همچنین پارامترهای مقاومتی خاک نیز براساس پارامترهای تنش مؤثر بودند. مکدیسی و سید[۱۱](۱۹۷۸) با استفاده از برنامه کواد ۴[۱۲] چندین سد مختلف را تحلیل نموده و با بررسی حرکت بلوک روی سطح شیبدار براساس روش بلوک لغزان نیومارک، تغییر شکل‌های ماندگار را بر سطوح لغزش فرضی محاسبه نمودند. سید (۱۹۸۰) اعلام نمود، هرگاه سدی با ضریب زلزله شبه استاتیک بین ۰/۱ تا ۰/۱۵ و ضریب اطمینان ۱ تا ۱/۱۵ طراحی شود پایدار بوده و مادامی که حداکثر شتاب تاج سد از ۰/۷۵gکمتر باشد، سد برای زلزله‌ای به بزرگای ۸/۲۵ ریشتر پایدار بوده و تغییر شکل‌های سد در حد قابل قبولی

1- Mononobe *et al.*
2 - Terzaghi
3 - Rankine Lecturer
4- Newmark
5 - Goodman and Seed
6 - Seed
7 - Ambraseys and Sarma
8 - Sarma
9 -Skermer
10 - Sarma and Bhave
11- Makdisi and Seed
12 - Quad4

کوچک خواهد بود. هاینس گریفین و فرانکلین[1] (۱۹۸۴) در گزارشی که برای گروه مهندسین تهیه شده است چنین بیان نموده‌اند که هرگاه سد برای شتابی معادل نصف شتاب حداکثر در پی سد طراحی شده و حداقل یک متر ارتفاع آزاد اضافی داشته باشد، با اعمال پارامترهای زهکشی نشده و حصول ضریب اطمینان یک پایدار خواهد بود. فین و همکاران[2] (۱۹۸۶) برنامهٔ کامپیوتری تارا-۳[3] را تهیه و ارائه نمودند. این برنامه قادر به انجام دو تحلیل دینامیکی و استاتیکی تحت شرایط تنش مؤثر و یا تنش کل بود و تغییر شکل‌های ماندگار را به شکل مستقیم محاسبه می‌نمود. دقیق[4] (۱۹۹۳) در تحقیق خود تحت عنوان مدل‌سازی عددی رفتار دینامیکی سدهای خاکی در طول بارگذاری دینامیکی در دانشگاه دلف هلند معادلهٔ عمومی حرکت دینامیکی به سه روش: روش مودال، روش پاسخ مختلط، روش انتگرال‌گیری عددی ضمنی حل شده است. ماتسوموتو[5] (۲۰۰۲) نتایج آزمایش‌های میز لرزه گریز از مرکز که مدل‌هایی با شتاب حداکثر تا ۰/۷ شتاب ثقل را شامل می‌شد ارائه کرد. این آزمایشات اشکار می‌نماید که تنها لغزش‌های کم عمق و بدون سطح گسیختگی عمیق و مشخص در هسته اتفاق می افتند. بنابراین ایشان نتیجه‌گیری کردند که روش نیومارک ممکن است تا اندازه‌ای دور از واقعیت باشد. دی[6] (۲۰۰۲) نشان داد که از جنبه تئوری این امکان وجود دارد که شیب‌های ساخته شده از خاک دانه‌ای خشک در اثر زلزله‌ای با شتاب کمتر ازشتاب بحرانی، که لازمه بروز لغزش است، دچارنشست و تغییر شکل جانبی گردد. لذا نتیجه‌گیری نمود که روش نیومارک[7] در بعضی موارد قابل اعتماد نباشد. بیش از ۷۰ مورد تخریب در اثر زلزله توسط سوایسگود[8] (۲۰۰۳) مورد بررسی و مقایسه قرار گرفت. نتیجه نشان دهنده این بود که مهم‌ترین عوامل مؤثر در نشست تاج سد در اثر زلزله شامل شتاب حداکثر زمین و بزرگای زلزله است. نموداری تهیه شد که رابطه میزان نشست اندازه‌گیری شده و حداکثر شتاب زمین را به‌طور خلاصه نشان می‌دهد. همچنین رابطه ای تجربی و جدیدی ارائه کردند. همچنین دریافت شد که تغییر شکل‌های سد عمدتاً شامل نشست و تغییر شکل جانبی بوده و لغزش در امتداد یک سطح گسیختگی مشخص دیده نمی شود. با توجه به بررسی‌های صورت گرفته تنها در مواردی که شتاب حداکثر زمین از۰/۲ بیشتر بوده شاهد صدمات جدی در سد بوده اند. این امر با یافته‌های قبلی که می‌گوید یک سد خوب ساخته شده می‌تواند زلزله‌های متوسط با شتاب حداکثر تا ۰/۲ را بدون صدمه تحمل کند موافق است. وانگ و همکاران[9] ( ۲۰۰۶) مدل جدیدی را در نرم افزار Flac گنجانده و چند سد خاکی را در فضای تنش موثر را تحلیل دینامیک نمودند. در این مطالعه تغییر شکل‌های ماندگار محاسبه شده این سدها را با مقادیر برآورد شده با استفاده از سایر مدل‌ها موجود و نیز اندازه‌گیری‌ها مقایسه نمودند. نتایج نشان دهنده تاثیر انتخاب مناسب مدل رفتاری بود. هان و هارت[10] (۲۰۰۶) مدل‌های ساده ارتجاعی- خمیری را با مدل‌های خطی معادل و روش‌های عددی غیرخطی مقایسه کرده و دریافتند که در تعیین میزان نشست‌های ماندگار در تاج سد مدل‌های ساده ارتجاعی خمیری همراه با کمی میرایی دقت کافی دارند. رامپلو و همکاران[11] (۲۰۰۹) رفتار یک سد خاکی همگن را تحت زلزله‌های واقعی و مصنوعی تحلیل کرده و با فرض عمق‌های مختلف سنگ بستر نتایج را با روش‌های تجربی مقایسه نمودند. نتایج نشان داد که کرنش‌های برشی بسیار محدود بوده و نشست‌های تاج سد در حد قابل قبول است. همچنین جابجایی های افقی و قایم بدنه از تاج سد کمتر بوده که به‌دلیل بسیج مقاومت برشی در نواحی محصور شده یک سوم بالایی سد است. همچنین نتایج تحلیل اجزائ محدود از روش انتگراگیری دوبل از نمودار شتاب بیشتر بود. ژینتو و داویدسن[12] (۲۰۱۰) انواع روش‌های موجود برای تعیین جابجایی های دائمی ناشی از زلزله را باهم مقایسه نمودند. همچنین روش شبه استاتیکی را مورد بررسی نقادانه قراردادند. آنها دریافتند که روش تحلیل دینامیکی با تنش موثر ابزار کاملی برای ارزیابی اثر زلزله روی سد خاکی و به‌خصوص تغییر شکل‌های ماندگار آنها است. جیبسن[13] (۲۰۱۱) روش‌های مختلف محاسبه جابجایی های ماندگار را مقایسه کرده و نتیجه گرفتند که روش تحلیل بلوک‌های صلب بیشتر برای لغزش‌های نازک و زمین سفت مناسب بوده و روش همبسته بلوک لغزان برای لغزش‌های عمیق و خاک نرم‌تر مناسب‌تر است. ایشان روش بلوک لغزان را برای شرایطی با نسبت دوره‌های پایه خاک به پریود متوسط زلزله بیشتر از ۰/۱مناسب دانستند. سیه و لی[14] (۲۰۱۱) با در نظر گرفتن شرایط ساختگاهی با مطالعه داده‌های زلزله‌های متعدد رابطه موجود بین شتاب بحرانی، شدت زلزله آریاس و جابجایی‌های ماندگار را اصلاح نموده و با اضافه نمودن عبارتی جدید به آن روابطی دقیق‌تر برای ساختگاه-های سنگی و خاکی پیشنهاد دادند. داوودی و همکاران (۱۳۹۲) تفاوت رفتار سدهای خاکی، شامل تغییر مکان ماندگار افقی، با دوره‌های مختلف در زلزله های حوزه نزدیک و دور را مورد بررسی قرار داده اند. آنها رفتار دینامیکی سدهای خاکی با دوره‌های مختلف همانند بزرگنمایی شتاب در ارتفاع و تغییر مکان ماندگار افقی در ارتفاع سد در اثر شتاب‌نگاشت‌های حوزه نزدیک و دور با روش هم پایه‌سازی مورد ارزیابی واقع شده است. عموماً نتایج اکتسابی بیانگر آن است که سدهای بلند در برابر نگاشت‌های حوضه نزدیک و

1 - Griffin and Franklin
2 - Finn *et al.*
3 - TARA-3
4 - Daghigh
5 - Matsumoto
6 -Day
7 - Newmark
8 - Swaisgood
9 - Wang *et al.*
10 - Han and Hart
11 - Rampello *et al.*
12 - Jinto and Davidson
13 - Jibson
14 -Hsieh and Lee

سدهای کوتاه در برابر نگاشت‌های حوضه دور دارای پاسخ‌های بحرانی تری می‌باشند. همچنین نشست تاج سدهای بلند تر در تحلیل‌های انجام شده با نگاشت‌های هم پایه شده به طیف طرح، کوچک‌تر است. قرار گیری سدهای بلند در ناحیه حساس به سرعت طیف می واند باعث این روند شود. زیرا در سازه‌های حساس به سرعت کاهش سختی در اثر تشکیل نواحی پلاستیک در اثر تحریک‌لرزه‌ای باعث کاهش پاسخ ها خواهد شد . عکس این قضیه در ناحیه حساس به شتاب در مورد سد ۵۰ متری می باشد که با افزایش نقاط پلاستیک در آن ، پاسخ های بزرگتری خواهد داشت. دانگ و همکاران[1] (۲۰۱۳) یک سد بسیار بلند را تحلیل کاملا دینامیک همبسته نموده و دریافتند که اضافه فشار اب حفره‌ای در حین زلزله تغییر یافته و بتدریج افزایش می‌یابد و در کف هسته به حداکثر می‌رسد. بزرگ‌نمایی شتاب در بخش بالایی سد افزایش ناگهانی یافته و در تاج آن به حداکثر رسیده و جابجایی‌های افقی و قائم در تاج بیشترین است.

باندینی و همکاران[2] (۲۰۱۵) روشی کاملتر بر اساس مدل تعادل حدی[3] که در ان تغییرات هندسه بلوک و نیز تغییرات مقاومت برشی ناشی از لغزش را منظور نموده‌اند ارائه دادند. ایشان نتایج مدل‌های فیزیکی را با نتایج محاسبات مقایسه نمودند. در تمام این مقایسه‌ها رفتار مشاهده شده با پیش‌بینی شده مطابقات داشته که نشان دهنده لزوم منظور نمودن تغییرهندسه بلوک و مقاومت برشی ناشی از برش در محاسبات است.

بر اساس مروری بر منابع انجام شده اولین و مهمترین هدف تحلیل‌های دینامیکی انجام شده بررسی دقت و صحت روش‌های تقریبی گذشته و مقایسه آنها با نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی براساس روش اجزاء محدود می‌باشد. برای این منظور در این تحقیق سعی گردیده تا در ابتدا هندسه و مشخصات مدل‌های انتخابی منطبق بر فرضیات آمبراسیس و سارما (۱۹۶۷) باشد، تا بتوان نتایج حاصل از شرایط اولیه یکسان را با هم مقایسه نمود. در این تحقیق یک نرم افزار که براساس v,a عددی اجزاء محدود می‌باشد مورد استفاده قرار گرفته و سپس به منظور تعیین شتاب و جابجایی متوسط در یک گوه گسیختگی مشخص، بر اساس نتایج حاصل از تحلیل اجزاء محدود، نرم افزار جانبی دیگری تهیه شده که برای تحقیق برروی اهداف پروژه به‌کار گرفته شده است. سپس تمام مراحل بر روی سدهای بالا رود با در نظر گرفتن هندسه و پارامترهای ژئوتکنیکی واقعی به عنوان مطالعات موردی تکرار شده است.

## مواد و روش‌ها

### روش آمبراسیس – سارما(۱۹۶۷)

در این روش در ابتدا گوه‌هایی با اعماق h ،۰/۲ h تا ۰/۴ h تا ۲ h که در آنها h ارتفاع سد می‌باشد در نظر گرفته می‌شود. گوه‌های مفروض دارای شکل خاصی هستند که پارامترهای مشخص کننده هندسه این گوه‌ها $n$ (نسبت عمق گوه گسیختگی به ارتفاع سد)، $\Psi$ (زاویه ضلع بالای گوه با قائم) و $\theta$ (زاویه ضلع پایینی گوه با افق) می‌باشد. برای $\Psi$ بین ۸۰° تا ۹۰° مقدار $k_n$ (نسبت ماکزیمم شتاب متوسط گوه به ماکزیمم شتاب زمین)، زمانی ماکزیمم می‌شود که $\theta$ در حدود ۵۰ درجه باشد. این شکل گوه در حالتی که $\theta$ =۰ و $\psi$ =۹۰° باشد بحرانی می‌شود. (فین و همکاران،۱۹۸۶). با معلوم بودن مقدار دوره طبیعی بدنه سد و مشخص بودن مقدار $n$ می‌توان $k_n$ را تعیین نمود که در صورت ضرب کردن آن در شتاب حداکثر زمین، مقدار شتاب متوسط برای گوه مورد نظر به‌دست می‌آید. در مرحله بعدی آنچه که حائز اهمیت می‌باشد تعیین شتاب بحرانی ( شتابی که به ازای آن ضریب اطمینان برای یک گوه مشخص برابر یک می‌شود) است، که از رابطه زیر به‌دست می‌آید:

$$k_y = \tan(\phi_{eq} - \alpha) \qquad (۱)$$

که $\phi_{eq}$: زاویه اصطکاک معادل و $\alpha$: زاویه شیب با سطح افق می باشد. پس از تعیین مقدار $k_n$ براساس عمق گوه و دوره طبیعی بدنه سد و با معلوم بودن شتاب بیشترین زمین مقدار بیشترین شتاب وارد بر گوه مورد نظر به‌دست می‌آید. سپس با قرار دادن این مقدار در نمودارهای مربوطه و تعیین مقدار ضریب c براساس رابطه (۲) مقدار جابجایی افقی $(X_m)$ قابل محاسبه خواهد بود:

$$C = \frac{\cos(\beta - \theta - \phi')}{\cos\phi'} \qquad (۲)$$

که در رابطه مذکور $\beta$: نشان دهنده زاویه برآیند نیروهای برشی در امتداد سطح شکست با افق و $\theta$: زاویه تاثیر زلزله با افق و $\phi'$: زاویه اصطکاک مؤثر خاک می باشد.

### روش سارما (۱۹۷۵)

کلیات روش سارما شبیه روش آمبراسیس – سارما می‌باشد، با این تفاوت که در این روش از نمودارهای اصلاح شده توسط سارما (۱۹۷۳) و (۱۹۷۵) استفاده می‌شود. در این صورت حداکثر شتاب وارد به گوه قابل محاسبه خواهد بود . (سیه و لی، ۲۰۱۱).

### روش مکدیسی- سید (۱۹۷۸)

در این روش ابتدا بیشترین مقدار شتاب وارد به تاج سد $(\ddot{U}_{max})$ تعیین می شود. تعیین مقدار $(\ddot{U}_{max})$ مشکل بوده و پراکندگی زیادی داشته و نقطه ضعف این روش است. ولی می‌توان با استفاده از یک تحلیل دینامیکی اجزای محدود آن را تعیین نموده و سپس با توجه به نسبت عمق گوه به ارتفاع سد نسبت بیشترین مقدار شتاب متوسط وارد به یک گوه بحرانی $(K_{max})$ به بیشترین مقدار شتاب وارد به تاج سد از نمودارهای مربوطه تقریب زده می‌شود. سپس

1- Dong *et al.*
2 - Bandini *et al.*
3 - Generlized Limit Equilibrium Method

شتاب بحرانی، $k_y$ ( شتابی که در اثر آن ضریب اطمینان گوه برابر واحد شود ) را به‌وسیله تحلیل شبه استاتیکی (SLOPE/W) و یا به کمک رابطه (۱) محاسبه می شود. در نهایت میزان جابجایی ایجاد شده در گوه بحرانی را به ازای بزرگای زلزله مشخص و پریود طبیعی بدنه سد تعیین می شود. (مکدیسی و سید، ۱۹۷۸).

## روش اجزای محدود

در تحقیق حاضر برای تعیین و تحلیل دینامیکی خاک از روش اجزا محدود همراه با مدل‌های رفتاری غیرخطی مصالح بهره گرفته شد. به منظور انجام تحلیل دینامیکی به روش اجزاء محدود در نرم افزار QUAKE/W ابتدا باید یک تحلیل استاتیک اولیه جهت تعیین تنش‌های اولیه انجام داد. در این حالت پارامترهای مورد نیاز مدول الاستیک، ضریب پواسون، مدول برشی و وزن مخصوص مصالح می‌باشد. پس از انجام تحلیل استاتیکی تنش‌های به‌دست آمده به‌عنوان اطلاعات اولیه ورودی به‌منظور تحلیل دینامیکی مورد استفاده می‌گیرند. در قسمت دینامیکی پس از معرفی مدل استاتیک اولیه به عنوان ورودی باید مقادیر توابع کاهش G و افزایش میرایی را که از آزمایش‌های تناوبی و یا نمودارهای موجود به‌دست می‌آید، وارد نمود. در این تحلیل در صورت استفاده از مدل الاستیک خطی از ثابت میرایی و مدول برشی استفاده می‌شود و لیکن در صورت استفاده از مدل معادل خطی برای رفتار مصالح باید از تابع نسبت میرایی و مدول برشی استفاده نمود. (1). سپس نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی مدل‌ها به عنوان اطلاعات ورودی در SLOPE/W مورد استفاده قرار میگیرد. در این حالت مقادیر تنش و کرنش محاسبه شده در تحلیل دینامیکی در هر گره، مبنای محاسبات SLOPE/W به منظور تخمین گوه گسیختگی، شتاب متوسط و جابجایی گوه، ضریب اطمینان و شتاب بحرانی آن گوه و غیره می‌باشد.

## دوره طبیعی ارتعاشات سد

در کلیه تحلیل‌ها می باید فرکانس طبیعی بدنه‌ی سد تعیین شود. برای این منظور از روش سارما (۱۹۷۹) بهره گرفته شده است. در این روش دوره طبیعی مد اول ارتعاش بدنه سد از رابطه (۳) قابل محاسبه می‌باشد.

$$T_1 = \frac{2.\pi.h}{S_1.a_1} \qquad (۳)$$

که در آن ، h: بیانگر ارتفاع سد از تراز پایه و $a_1$: ضریبی وابسته به سرعت نسبی موج در پی و بدنه و آبرفت پی و $S_1$ سرعت موج برشی در بدنه سد می‌باشد. ضریب $a_1$ از شکل (۱) استخراج می‌شود. با توجه به اینکه در مدل‌های انجام شده سد روی سنگ بستر فرض شده است، مقدار q در شکل (۱) برابر صفر خواهد بود و در نتیجه مقدار $a_1$ برابر ۲/۳ به‌دست می‌آید. H: مجموع ارتفاع سد و ضخامت پی و $S_2$ سرعت موج برشی در بدنه پی سد می‌باشد.

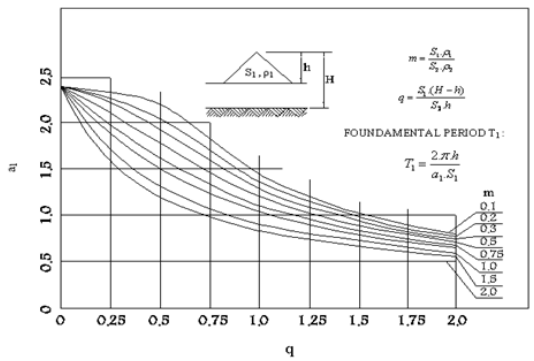
با قرار دادن رابطه سرعت موج برشی در رابطه (۳) ، رابطه (۴) به منظور تعیین دوره طبیعی سد براساس مدول الاستیک مصالح بدنه بدست می‌آید، که نشان می‌دهد دوره تناوب با مدول الاستیک مصالح نسبت عکس دارد:

$$T = \frac{2\pi h}{a}\sqrt{\frac{2(1+\nu)\rho}{E}} \qquad (۴)$$

## طول گام‌های زمانی محاسباتی

نتایج محاسبات تحلیل دینامیکی بستگی زیادی به انتخاب گام زمانی مناسب دارند. به طوری که هر چه گام زمانی کوچکتر باشد دقت نتایج بالاتر است. لیکن این امر منجر به صرف وقت و هزینه بیشتر می‌شود. بنابراین برای تشخیص گام زمانی مناسب، در ابتدا باید بزرگ‌ترین فرکانس بارگذاری و یا پاسخی که مورد نظر می‌باشد تعیین گردد. اگر این مقدار برابر با $\omega_n$ فرض شود، براساس رابطه (۵) ، ۰/۰۵ دوره مربوطه به عنوان گام زمانی در نظر گرفته می‌شود، مگر اینکه در تحلیل غیر خطی به علت مشکلات همگرایی احتیاج به مقدار کوچکتری برای $\Delta t$ باشد:

$$\Delta t = \frac{1}{20}\frac{2\pi}{\omega_n} \approx \frac{0.3}{\omega_n} \qquad (۵)$$




**شکل ۱ - نمودار محاسبه دوره اصلی سیستم سد و پی (سارما، ۱۹۷۹)**

**جدول ۱- مشخصات مثال کاربردی برای صحت سنجی**

| | |
|---|---|
| مدول الاستیک مصالح: ۱۰۵ $kN/m^2$ | دوره تناوب: یک ثانیه |
| ضریب پواسون: ۰/۴<br>ثابت میرایی در مدل الاستیک خطی: ۰/۲ | چسبندگی مصالح: ۱۱ $kN/m^2$ و زاویه اصطکاک داخلی مصالح: ۳۸ درجه<br>گوه گسیختگی در روش آمبراسیس- سارما: ۵۰درجه = $\theta$ و ۹۰° = $\psi$درجه |

**مشخصات هندسی وفیزیکی سدهای تحلیل شده**

با توجه به اینکه در مدل‌های آمبراسیس و سارما (۱۹۶۷) سد با مقطع همگن و هندسه مثلثی در نظر گرفته شده است، بنابراین برای محاسبات صحت سنجی یک سد همگن به ارتفاع۵۰ متر و با شیب بالا دست و پائین‌دست ۱V: ۲/۵H در نظر گرفته شده است. مشخصات مدل و مصالح مورد استفاده در آن در جدول (۱) آمده است.

سختی خاک عموماً تابعی از حالت تنش است. با افزایش تنش همه جانبه (محصوری، دورگیر) سختی خاک نیز افزایش می‌یابد. این موضوع خصوصاً برای خاک‌های دانه‌ای غیر پلاستیک صادق می‌باشد. این بدان معنا است که با فاصله گرفتن از سطح زمین در عمق، خاک سخت‌تر می‌شود. به عبارت دیگر سختی خاک تابعی از عمق یا سربار می‌باشد. به‌منظور نشان دادن این اثر QUAKE/W از رابطهٔ (۶) استفاده می‌کند:

$$G = K_G(\sigma'_m)^n \qquad (۶)$$

که در این رابطه، $K_G$ و $n$: ضرایب ثابت تجربی بوده و $\sigma'_m$: میانگین تنشهای اصلی مؤثر است. چنانچه مقدار n برابر با صفر باشد $G$ تبدیل به یک مقدار ثابت می‌شود و اگر برابر با یک باشد آنگاه $G$ به صورت خطی با عمق افزایش می‌یابد. مقدار مدول برشی دینامیکی برای پوسته و هستهٔ سد (محیط های دانه‌ای و چسبنده) از روابط ذیل حاصل می‌شود:

$$G = 327\frac{(2.97-e)^2}{4e}\sqrt{\sigma'_m} \qquad (۷)$$

$$G = 22.1\times K_2\times\sqrt{\sigma'_m} \qquad (۸)$$

در این روابط، مقدار مدول برشی، (G)، بر حسب کیلوگرم بر سانتی متر مربع به‌دست می‌آید و رابطه‌ی (۷) برای هسته و رابطه‌ی (۸) برای مصالح پوسته استفاده می‌شود. همچنین $\sigma'_m$ برابر متوسط آن در هریک از نواحی یاد شده است. متغیر e نیز مقدار نسبت پوکی می‌باشد که برای مصالح هسته براساس شرایط اجرایی معادل ۰/۵۶ از نتایج آزمایش‌های تحکیم بر روی مصالح قرضه استخراج شده است. مقدار ضریب $K_2$ تابعی است از شدت کرنش برشی القایی به خاک، دانسیتهٔ نسبی مصالح و دانه‌بندی مصالح دانه‌ای، که توسط منحنی‌های تجربی در مراجع مختلف ارائه شده است و در اکثر مقاصد طراحی و برای شرایطی که زمان اعمال بار کمتر از ۴ تا ۱۰ثانیه باشد بین ۱۲۰ تا ۱۷۰ و به طور میانگین ۱۵۰ منظور شده است. همچنین در تحقیق حاضر سد بالارود به عنوان مطالعه موردی مورد استفاده قرار گرفت. ساختگاه سد در ۲۷ کیلومتری شمال اندیمشک در مجاورت جادهٔ آسفالتهٔ اندیمشک – خرم آباد و بر روی رودخانهٔ بالارود قرار دارد. نوع سد خاکی با هسته رسی قائم، ارتفاع سد از پی ۷۷/۵ متر، طول تاج۱۰۷۰ متر، حجم مخزن ۱۳۱ میلیون مترمکعب، تراز نرمال مخزن ۳۲۹/۳ متر و تراز سیلاب حداکثر ۳۴۰/۱۶ متر از سطح آزاد دریاها است.

**زلزله مبنای تحلیل ها**

با توجه به اینکه نمودارهای تهیه شده توسط آمبراسیس و سارما (۱۹۶۷) و سایر روش‌های تجربی موجود براساس شتاب نگاشت زلزله ال سنترو تهیه شده، لذا به منظور مقایسه روش‌ها بر اساس شرایط اولیه یکسان، شتاب نگاشت مورد استفاده همان شتاب نگاشت ال سنترو می‌باشد. لیکن برای مدل‌سازی دینامیکی سد می بایست از خصوصیات لرزه‌خیزی مناطق مربوطه استفاده شود. با تلفیقی از مطالعات لرزه خیزی و زمین شناختی ساختگاه مقدار شتابی را که با احتمال مشخص در طول عمر سازه ممکن است رخ دهد به طریق احتمالی و براساس روش‌های آماری محاسبه شده است. برای زمین لرزه DBL شتاب افقی g ۰/۲۶۸ و قائم g ۰/۱۸۵ و برای زمین لرزه MDL شتاب افقی g ۰/۳۷۶ و قائم g ۰/۲۳۶ می‌باشد.

**تشریح جزئیات کد نوشته شده در این تحقیق**

تحلیل دینامیکی در QUAKE/W می‌تواند مقادیر شتاب، و جابجایی و غیره را در هر گره بدست آورد، ولی برای تعیین گوه گسیختگی باید مدل دینامیکی را به SLOPE/W مرتبط نموده و با استفاده از روش نیومارک مقادیر شتاب متوسط، شتاب بحرانی، ضریب اطمینان و جابجایی گوه بحرانی را در تمام طول زلزله محاسبه نماید. برای مقایسه روش‌های شبه استاتیکی با روش اجزای محدود برنامه‌ای نوشته شد که موارد فوق را برای یک گوه مشخص با استفاده از نتایج تحلیل روش اجزای محدود محاسبه نماید. این امر ضعف مدل‌های مبتنی بر مکانیک محیط‌های پیوسته در تعیین تغییر شکل‌های خمیری را رفع می‌نماید. در این برنامه در ابتدا مشخصات گره‌های مورد استفاده در المان بندی مدل اعم از برنامه QUAKE/W فرا خوانده شده و سپس جابجایی، سرعت و شتاب مربوط به هر گره در دو جهت x و y از نتایج تحلیل دینامیکی خوانده و به عنوان ورودی مورد استفاده قرار می‌گیرد. در مرحله بعد مشخصات سد اعم از شیب بالا دست و پائین دست، ارتفاع و عرض برم (در صورت وجود) و مشخصات گوه مورد نظر به

صورت دو خط شکسته که شامل شیب دو خط می‌باشد وارد می‌گردد. روش کار برنامه به این صورت است که در ابتدا تمامی نقاطی را که در حد فاصل بین گوه و تاج و شیب سد واقع می‌باشند تشخیص داده و اطلاعات مربوط به آنها را ذخیره می‌سازد. پس از آن تمام سطح گوه را به نوارهای افقی که تعداد آن‌ها توسط کاربر تعیین می‌گردد، تقسیم نموده و تمام گره‌هایی را که در یک نوار واقع شده‌اند تشخیص داده و متوسط جابجایی و شتاب مربوط به آنها را محاسبه نموده و به عنوان شتاب متوسط نوار مذکور ذخیره می‌سازد. در نهایت متوسط شتاب گوه را با استفاده از رابطه (۹) به‌دست می‌آید:

$$\ddot{U}_{av} = \frac{1}{A}\Sigma(a_i.\ddot{U}_i) \qquad (۹)$$

که در آن A: سطح مقطع کل گوه $a_i$: سطح مقطع نوار افقی i ام و $\ddot{U}_i$: شتاب متوسط نوار افقی i ام می باشد که این مقادیرنیز توسط مدل محاسبه می‌گردد. مراحل فوق برای هر گام زمانی به صورت جداگانه انجام می‌گیرد و پس از اتمام هر گام تمام محاسبات ذخیره شده پاک می‌گردد و فقط نتیجه نهایی ذخیره می‌شود. در پایان تغییرات بیشترین شتاب مربوط به گوه به صورت تابعی از زمان ترسیم می‌گردد. در گام بعدی برنامه نوشته شده حداکثر جابجایی گوه گسیختگی در هر گام زمانی به دو روش محاسبه می‌نماید. در روش اول مراحل کار به همان صورتی است که برای محاسبه متوسط شتاب بیشترین وارد به گوه استفاده گردید. در این روش به منظور محاسبه جابجایی ماکزیمم گوه از رابطه (۱۰) استفاده می‌شود.

$$U_{av} = \frac{1}{A}\Sigma(a_i.U_i) \qquad (۱۰)$$

که در آن $U_i$: جابجایی متوسط نوار افقی i ام می‌باشند. این روش زمانی به کار گرفته می‌شود که تغییر شکل‌های گوه در حالت الاستیک باشد و هنوز گوه وارد حالت پلاستیک نشده است. برای تعیین الاستیک یا پلاستیک بودن رفتار گوه، پس از اتمام تحلیل دینامیکی و مشخص شدن ماکزیمم تنش برشی در بدنه سد، مقاومت برشی در کف گوه از طریق رابطه (۱۱) محاسبه می گردد.

$$\tau = c + \sigma'.\tan(\phi') \qquad (۱۱)$$

که C: چسبندگی و $\sigma'$: تنش مؤثر قائم و $\phi'$: زاویه اصطکاک داخلی می باشند. چنانچه این مقدار کمتر از تنش برشی وارده باشد نشان دهنده وقوع تغییر شکل‌های ماندگار در گوه می‌باشد، در غیر این صورت تغییر شکل‌های گوه به صورت الاستیک در نظر گرفته می‌شود. در روش دوم پس از محاسبه متوسط شتاب بیشتر وارد به گوه و ترسیم آن به صورت تابعی از زمان با دو بار انتگرال گیری از قسمتی از منحنی شتاب- زمان بر حسب زمان که بالاتر از شتاب گسیختگی می‌باشد، متوسط جابجایی بیشتر گوه به‌دست می‌آید، که این جابجایی، جابجایی ماندگار گوه می‌باشد.

## نتایج و بحث

### مقایسه روش‌ها و صحت سنجی

همان‌طوری که در بخش گذشته اشاره شد برای اطمینان از نتایج مدل مورد استفاده اقدام به مثال کاربردی گردید. در تحقیق حاضر برای اطمینان از صحت سنجی مدل‌های کاربردی از یک مثال موردی نیز استفاده شد. برای این منظور شتاب نگاشت زلزله ال سنترو به عنوان زلزله ورودی به مدل تعریف گردید و شرایط مرزی نیز تعیین شد. در مدل صحت سنجی بدنه مستقیماً برروی سنگ بستر فرض شده که در نتیجه آن تمام کف مدل در دو جهت yوx گیردار فرض می‌شود. در شکل (۲) گوه های مختلف آزمونی با شتاب‌های منطبق با زلزله نشان داده شده است. همچنین خلاصه نتایج به‌دست آمده از روش‌های ذکر شده در جدول (۲) قابل مشاهده می‌باشد.

همان‌طور که در شکل (۲) مشاهده می‌شود، شکل گوه‌های تشکیل شده در بدنه سد با آنچه آمبراسیس و سارما (۱۹۶۷) به عنوان گوه بحرانی در نظر گرفته‌اند کاملاً متفاوت می‌باشد و لذا مقدار شتاب متوسط بحرانی گوه‌ها نیز از نمودارهای ارائه شده توسط آمبراسیس و سارما (۱۹۶۷) تبعیت نخواهد کرد. شکل گوه بحرانی در نمودار تهیه شده توسط آمبراسیس و سارما به منظور کاهش مقدار متغیرها و به ساده‌سازی محاسبات به این صورت فرض شده که قادر به توصیف دقیق شتاب ایجاد شده در هر گوه با هر شکل هندسی نمی‌باشند.

همان‌طوری که در جدول (۲) مشاهده می‌شود، از بین روش‌های تحلیلی روش آمبراسیس-سارما بیشترین شتاب‌های افقی حداکثر و کمترین حداکثر جابجایی‌ها را به‌دست داده و با دو روش دیگر تفاوت زیادی دارد. لیکن نتایج روش‌های سارما و سید-مکدیسی، که شتاب‌های حداکثر کمتر و بیشترین جابجایی‌های بزرگتری را نشان می‌دهند، به یکدیگر نزدیکتر است. البته تفاوت این دو روش در گوه‌های کم عمق زیاد بوده، در حالی‌که برای کل ارتفاع سد خیلی بهم نزدیک است. به‌نظر می رسد دلیل اصلی تفاوت نتایج روش آمبراسیس-سارما با دو روش دیگر نحوه تعیین شتاب بحرانی است. این نتیجه میتواند مبین اهمیت بسیار زیاد انتخاب پارامترهای مقاومتی مخصوصا پوسته باشد، زیرا شتاب بحرانی را کنترل می کند. همچنین همان‌طور که مشاهده می‌شود میزان جابجایی‌های به‌دست آمده از روش‌های تحلیلی و نیز تحلیل دینامیکی با مدل الاستیک خطی انجام شده با استفاده از SLOPE/W بسیار بیشتر از سایر روش‌ها می‌باشد. یکی از دلائل این امر استفاده از مدل رفتار خطی برای خاک بوده و اتلاف انرژی در تغییر شکل‌های خمیری در آنها ملحوظ نمی شود. متاسفانه اکثر روش‌های تحلیلی مبتنی بر مدل الاستیک خطی برای مصالح خاکی می‌باشد. تحلیل دینامیکی خطی نیز تنها برای سازه‌هایی مناسب است که مواد به کار رفته در آن صلب و در معرض

ارتعاشات کم قرار داشته باشند. در سازه‌های خاکی که منطقهٔ الاستیک مواد خیلی محدود است، در بیشتر حالات تحلیل غیر خطی مورد نیاز می‌باشد. نکتهٔ قابل توجه دیگر اینست که برنامهٔ نوشته شده که در هر لحظه از نتایج برنامه QUAKE/W استفاده می کند اعداد واقعی تری را به‌دست می دهد. جدول (۳) موارد نسبتا مشابه اندازه گیری شده را نشان می دهد. کلیه این اعداد دال بر صحت محاسبات برنامه نوشته شده می باشد. این امر نشان‌دهنده اینست که روش‌های تحلیلی و عددی مبتنی بر رفتار ارتجاعی بسیار محافظه کارانه بوده و باعث افزایش حجم عملیات ساختمانی و مصالح مصرفی و نیز افزایش هزینه‌ها می‌باشد. این امر نشان‌دهنده لزوم استفاده از روش‌های عددی و مدل‌های رفتاری دقیق‌تر می باشد.

**تحلیل دینامیکی سد بالارود با استفاده از روش‌های تحلیلی**

در این مرحله پایداری سد در شرایط وقوع زمین لرزه به روش شبه استاتیکی بررسی می‌گردد. در این راستا تحلیل پایداری شیب به روش تعادل حدی انجام گردیده و اثر زلزله توسط نیروهای افقی یا قائم یا هر دو که به مرکز ثقل هر قطعه وارد می‌آید شبیه‌سازی می‌شود. اندازه این نیرو یا نیروها با اعمال ضرایب زلزله افقی یا قائم یا هر دو بر وزن کل قطعه محاسبه می‌شود. به عبارت دیگر در این تحلیل، کسری از شتاب ثقل به‌عنوان اینرسی معادل زلزله در نظر گرفته می‌شود. از آنجا که حین زلزله جابجایی شیب‌های یک سد خاکی در حد مقادیر مجاز قابل قبول می‌باشد، اعمال ضرایب زلزله معادل با زلزله محتمل در ساختگاه منجر به طراحی شیبی خواهد شد که حین زلزله هیچ حرکت و تغییر مکانی نخواهد داشت که امری غیر ضروری و بسیار محافظه کارانه است. از طرف دیگر شتاب حداکثر زلزله محتمل فقط در کسری از ثانیه به سد وارد شده و در لحظات بعد مقدار آن کاهش یافته و یا جهت آن تغییر می‌یابد. بنابراین در عمل می‌توان مقداری حرکت شیب و در نتیجه جابجایی و تغییر مکان در بدنه سد را قابل قبول دانست و متناسب با آن ضریب زلزله را کاهش داد. انتخاب ضریب زلزله مؤثر با توجه به بزرگی و شتاب حداکثر زمین لرزه قابل انتظار در ساختگاه سد صورت می‌پذیرد. در بسیاری از کشورهای جهان برای انتخاب ضریب زلزله در طراحی سدها ، نقشه‌های پهنه بندی و مقادیر آئین نامه ای توصیه شده است . با توجه به عدم ارائه چنین معیاری در استانداردهای موجود طراحی سدها در ایران ، انتخاب ضریب زلزله در محاسبات پایداری شیب عموماً براساس قضاوت مهندسی و با توجه به مراجع فنی و آئین نامه‌های سایر کشورها انجام می‌شود. در این راستا استاندارد کشور ژاپن حداقل ضریب زلزله اعمال شده در پی سد را برای مناطق پر خطر ۰/۱۸ توصیه نموده که به طور خطی تا مقدار ۰/۴۵ در تاج سد افزایش می‌یابد. آئین نامه گروه مهندسین ارتش آمریکا در نقشه‌های پهنه بندی ضریب زلزله را برای پهنه پرخطر ۰/۱۵ توصیه نموده است. با توجه به موارد فوق و نتایج مطالعات لرزه خیزی ساختگاه سد بالارود از ضریب زلزله افقی ۰/۱۵ برای حالت بارگذاری خاتمه ساخت و ۰/۱۵ و ۰/۲۰ برای بقیه حالات بارگذاری در تحلیلهای شبه استاتیکی استفاده شده و به دلیل اثر کم و همچنین نامشخص ضریب زلزله قائم از اعمال آن صرفنظر شده است. بر این اساس و با توجه به نتایج تحلیلهای کنترل پایداری که در آن شتابهای ۰/۱۵g و ۰/۲g به عنوان شتابهای حداکثر در سطوح طراحی و حدی مورد استفاده قرار گرفتند. سدهای مخزنی ذکر شده در هنگام وقوع زلزله مشکل تغییر شکلهای بزرگ و مخرب که سلامت سد را دچار اختلال نماید نخواهند داشت. در زمان وقوع حداکثر زلزلهٔ محتمل و زلزلهٔ در سطح طراحی در زمانهای کوتاه، توده‌های لغزشی شتابی بیش از حداقل شتاب ناپایدار کننده‌ی شیب را خواهند داشت. این شتاب به-دلیل ماهیت رفت و برگشتی زلزله بلافاصله تغییر جهت می‌دهد ؛ اما در نتیجه این فرآیند یک جابجایی دائمی در شیروانی‌های سد حادث می‌شود. این جابجایی‌ها باید به گونه‌ای باشند که سلامت کلی سد دچار اختلال نشود. روش نیومارک که در آن با دو بار انتگرال گیری از شتاب متوسط بلوک لغزشی نسبت به شتاب ناپایدار کننده مقدار جابجایی دائمی بلوک مورد نظر محاسبه می‌شود، قادر است میزان جابجایی‌های ماندگار شیروانی سد را محاسبه نماید. در این مرحله از مطالعات برای انجام چنین محاسباتی از روش پیشنهادی توسط سارما، آمبراسیس- سارما و سید-مکدیسی استفاده شده است. براساس مطالعات لرزه خیزی بیشینه شتاب افقی و قائم برای حداکثر زلزلهٔ محتمل در محل ساختگاه سد بالارود به ترتیب ۰/۴۱ g و ۰/۲۶ g گزارش شده است. با فرض غوطه ور بودن پوستهٔ بالادست، غیر اشباع بودن پوستهٔ پائین دست و اشباع بودن هستهٔ سد، مقدار تنش مؤثر متوسط با استفاده از میانگین‌گیری وزنی از نوارهای قائم فرضی در بدنهٔ سد به ترتیب معادل ۴، ۶/۶ و ۴/۴ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع محاسبه شده‌اند. در نتیجه مقدار مدول برشی متناظر با این مقادیر به ترتیب ۶۶۳۰ ، ۸۵۱۶ و ۲۵۵۳ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع محاسبه می‌گردد. برای محاسبهٔ سرعت متوسط موج برشی در بدنهٔ سد، متوسط گیری وزنی نسبت به سطوح هر ناحیه بر روی مقادیر G و $\rho$ انجام گردید. با توجه به آنکه سرعت موج برشی برای پوستهٔ بالادست، پائین دست و هسته به ترتیب معادل ۱۷۵، ۲۰۷ و ۱۱۱ متر بر ثانیه محاسبه می‌شود، سرعت متوسط موج برشی در بدنهٔ معادل ۱۷۵ متر بر ثانیه محاسبه شده است. براساس توضیحات ارائه شده و با توجه به قرارگیری سد بر روی سنگ بستر مقدار q در نمودارهای مربوطه برابر صفر خواهد بود و در نتیجه مقدار $a_1$ معادل ۲/۳ به‌دست می‌آید. با اعمال مقادیر h و $s_1$ و $a_1$ دوره طبیعی مد اول ارتعاش بدنهٔ سد معادل ۱/۱۸ ثانیه استخراج شده است. با استفاده از نمودار آمبراسیس-سارما، دوره طبیعی بدنهٔ سد و شتاب حداکثر سنگ بستر در شرایط وقوع زلزله، ماکزیمم شتاب ایجاد شده در تاج سد معادل ۰/۶۶g محاسبه می‌شود. نتایج محاسبات دینامیکی نشان می‌دهد که علیرغم میرایی مادی مصالح، بعلت انتشار عرضی موج از پایین سد بطرف بالای آن، ارتعاشات موج در ارتفاع سد تشدید می‌شود.

**جدول ۲ - خلاصه نتایج مربوط به محاسبه جابجایی مثال صحت سنجی از روش‌های مختلف**

| نوع تحلیل | عمق گوه | بیشترین شتاب | | | شتاب بحرانی | | | بیشترین جا بجایی (متر) | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | سارما (۱۹۷۵) | آمبراسیس-سارما (۱۹۶۷) | سید -مکدیسی (۱۹۷۸) | سارما (۱۹۷۵) | آمبراسیس-سارما (۱۹۶۷) | سید -مکدیسی (۱۹۷۸) | سارما (۱۹۷۵) | آمبراسیس-سارما (۱۹۶۷) | سید -مکدیسی (۱۹۷۸) |
| تحلیل دینامیکی با استفاده از روش‌های تحلیلی | ۰/۲ h | ۰/۴۱۸ | ۰/۵۳۰ | ۰/۴۶۰ | ۰/۰۱۴ | ۰/۲۴۰ | ۰/۰۱۴ | ۰/۹۷۰ | ۰/۴۸۰ | ۰/۶۳۰ |
| | ۰/۴ h | ۰/۳۰۰ | ۰/۴۵۶ | ۰/۳۵۷ | ۰/۰۱۱ | ۰/۲۴۰ | ۰/۰۱۱ | ۰/۷۸۰ | ۰/۱۴۰ | ۰/۵۹۰ |
| | ۰/۶h | ۰/۲۰۹ | ۰/۳۴۲ | ۰/۲۷۲ | ۰/۰۱۲ | ۰/۲۴۰ | ۰/۰۱۲ | ۰/۵۲۰ | ۰/۰۴۰ | ۰/۴۲۰ |
| | ۰/۸h | ۰/۱۶۵ | ۰/۲۷۵ | ۰/۲۰۴ | ۰/۰۲۰ | ۰/۲۴۰ | ۰/۰۲۰ | ۰/۲۷۰ | ۰/۰۰۸ | ۰/۲۵۰ |
| | ۰/۱ h | ۰/۱۱۹ | ۰/۲۱۶ | ۰/۱۵۰ | ۰/۰۲۵ | ۰/۲۴۰ | ۰/۰۲۵ | ۰/۱۴۰ | ۰/۰۰۰ | ۰/۱۵۰ |

| نوع تحلیل | عمق گوه | نرم افزارSlopeW | | برنامه نوشته شده | | نرم افزارSlopeW | | برنامه نوشته شده | | نرم افزارSlopeW | | برنامه نوشته شده | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | مدل خطی | مدل معادل خطی | مدل خطی | مدل معادل | مدل خطی | مدل معادل خطی | مدل خطی | مدل معادل خطی | مدل خطی | مدل معادل خطی | مدل خطی | مدل معادل خطی |
| تحلیل دینامیکی با استفاده از روش‌های عددی (QuakeW) | ۰/۲ h | ۰/۴۲۰ | ۰/۰۳۴ | ۰/۶۸۴ | ۰/۲۹۴ | ۰/۰۱۴ | ۰/۰۱۴ | ۰/۰۱۴ | ۰/۰۱۴ | ۰/۸۴۵۰ | ۰/۱۴۸۸ | ۰/۱۲۴ | ۰/۰۶۴۰ |
| | ۰/۴ h | ۰/۲۹۵ | ۰/۰۲۸ | ۰/۵۱۲ | ۰/۲۹۰ | ۰/۰۱۱ | ۰/۰۱۱ | ۰/۰۱۱ | ۰/۰۱۱ | ۰/۷۸۴۰ | ۰/۱۲۹۲ | ۰/۱۱۰ | ۰/۰۶۳۶ |
| | ۰/۶h | ۰/۲۳۰ | ۰/۰۲۳ | ۰/۴۴۷ | ۰/۲۹۲ | ۰/۰۱۲ | ۰/۰۱۲ | ۰/۰۱۲ | ۰/۰۱۲ | ۰/۷۰۷۰ | ۰/۰۸۹۳ | ۰/۰۹۴۹ | ۰/۰۶۳0 |
| | ۰/۸h | ۰/۱۸۰ | ۰/۰۲۰ | ۰/۴۲۹ | ۰/۲۹۷ | ۰/۰۲۰ | ۰/۰۲۰ | ۰/۰۲۰ | ۰/۰۲۰ | ۰/۵۰۴۰ | ۰/۰۰۰۰ | ۰/۰۷۹۱ | ۰/۰۶۱۵ |
| | ۱/۰ h | ۰/۱۵۰ | ۰/۰۱۷ | ۰/۳۷۶ | ۰/۲۸۹ | ۰/۰۲۵ | ۰/۰۲۵ | ۰/۰۲۵ | ۰/۰۲۵ | ۰/۳۶۵۱ | ۰/۰۰۰۰ | ۰/۰۶۲۸ | ۰/۰۵۴۴ |

**جابجایی‌های دائمی بلوک‌های لغزشی مختلف**

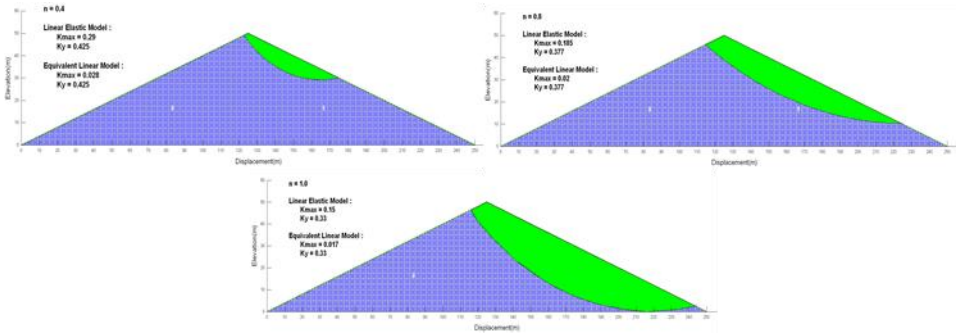
برای محاسبهٔ میزان جابجایی‌ها در زلزله در ابتدا باید مقدار ضریب زلزله‌ای بحرانی را تعیین نمود. به این منظور سطوح لغزشی برای عمق‌های مختلف با استفاده از نرم افزار SLOPE/W مورد تحلیل قرار گرفته‌اند. همان‌طوری که در بخش‌های گذشته عنوان شد، از روش‌های مختلفی برای این موضوع استفاده شد که شامل روش‌های آمبراسیس –سارما، روش سارما و روش سید -مکدیسی می‌باشد. جدول (۴) نتایج حاصل از این روش‌ها را نمایش می‌دهد.

**تحلیل دینامیکی در سد بالارود**

برای تحلیل دینامیکی سد خاکی بالارود لازم است که ابتدا تنش‌های استاتیکی تعیین شوند و پس از انتخاب زلزله طراحی با استفاده از یک منحنی بیشترین شتاب محتمل زلزله که توسط ایستگاه‌های لرزه‌نگاری ثبت می‌شود اقدام به محاسبات دینامیکی نمود. تعیین تنش‌های استاتیکی موجود در بدنهٔ سد قبل از وقوع زلزله به کمک تحلیل‌های اجزاء محدود، و المان بندی صحیح برای مقاطع مورد مطالعه، توسط نرم افزار Geo-Studio و با بهره گیری از زیر مجموعهٔ QUAKE/W این مجموعه انجام گردید. مقادیر پارامترهای ژئوتکنیکی مورد نیاز برای انجام تحلیل مطابق با جدول (۵) به مدل معرفی گردید.

خروجی‌های برنامهٔ مذکور در حالت استاتیک اولیه، شامل تعیین تنش‌های بدنهٔ سد در المان‌های معرفی شده و مقادیر تغییر مکان‌های استاتیکی در گره‌های معرفی شده می‌باشد، که با توجه به عدم نیاز به مقادیر تغییر مکان‌ها، مقادیر تنش‌ها به صورت منحنی‌های هم تنش برای سد تحت مطالعه در شکل (۳) ارائه شده است.

این اشکال نشان دهنده صحت محاسبات عددی صورت گرفته است. رکورد زلزلهٔ مورد نیاز جهت طراحی، زلزلهٔ ناغان در نظر گرفته شده است که با بیشترین شتاب حداکثر زلزلهٔ محتمل در ساختگاه سد مقیاس گردیده است. شکل (۴) رکورد زلزله‌ی ناغان با بیشترین شتاب محتمل در محل سد را نمایش می‌دهد. در این قسمت نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی سد بالارود در دو حالت مدل رفتاری الاستیک خطی و معادل خطی ارائه شده است.



**شکل ۲- ماکزیمم شتاب و شتاب بحرانی در گوه‌های با اعماق مختلف برای صحت سنجی**

**جدول ۳ - خلاصه نتایج مربوط به جابجایی های اتفاق افتاده در تعداد از سدها در کشورهای مختلف**

| ردیف | سد | کشور | نوع سد | ارتفاع (متر) | طول تاج (متر) | ضخامت پی (متر) | تاریخ زلزله (میلادی) | بزرگای زلزله | عمق کانونی (کیلومتر) | شتاب افقی (شتاب ثقل) | نشست تاج (متر) | درصد نشست | میزان خرابی |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| ۱ | ورمیلیون | کالیفرنیا | خاکی | ۵۰ | ۱۲۹۰ | ۵۰ | ۸۰/۵/۲۷ | ۶/۳ | ۲۲ | ۰/۲۴ | ۰/۰۵ | ۰/۰۵ | ناچیز |
| ۲ | نامیوکا | ژاپن | سنگریزه | ۵۲ | ۲۶۵ | ۰ | ۸۳/۵/۲۶ | ۷/۷ | ۱۴۵ | ۰/۰۸ | ۰/۰۶ | ۰/۱۱ | ناچیز |
| ۳ | لا ویلیتا | مکزیک | سنگریزه | ۶۰ | ۴۲۷ | ۷۵ | ۸۵/۹/۲۱ | ۷/۵ | ۶۱ | ۰/۰۴ | ۰/۱۲ | ۰/۰۹ | ناچیز |
| ۴ | ناگارا | ژاپن | سنگریزه | ۵۲ | – | – | ۸۷/۱۲/۱۷ | ۶/۹ | ۲۹ | ۰/۲۷ | ۰/۰۲ | ۰/۰۴ | – |
| ۵ | اوسترین | کالیفرنیا | خاکی | ۵۶ | ۲۱۳ | ۰ | ۸۹/۱۰/۱۷ | ۷/۱ | ۲ | ۰/۵۷ | ۰/۸۵ | ۱/۵۱ | جدی |
| ۶ | لگزینکتن | کالیفرنیا | خاکی | ۶۳ | ۲۵۳ | ۰ | ۸۹/۱۰/۱۷ | ۷/۱ | ۳ | ۰/۴۵ | ۰/۲۶ | ۰/۴۱ | جزئی |
| ۷ | دی یا او | فیلیپین | سنگریزه | ۶۰ | ۲۰۱ | ۰ | ۹۰/۷/۱۶ | ۷/۷ | ۱۸ | ۰/۳۸ | ۰/۰۷ | ۰/۱۱ | جزئی |
| ۸ | ماتیوس | کالیفرنیا | خاکی | ۴۶ | ۱۹۲ | ۰ | ۹۲/۴/۲۵ | ۶/۹ | ۶۴ | ۰/۰۷ | ۰ | ۰/۰۰۷ | ناچیز |
| ۹ | لس آنجلس | کالیفرنیا | خاکی | ۴۷ | ۶۷۱ | ۰ | ۹۴/۱/۱۷ | ۶/۷ | ۱۰ | ۰/۴۳ | ۰/۰۹ | ۰/۱۸۸ | متوسط |

**جدول ٤- نتایج محاسبات جابجایی دائمی به روش‌های(۱) سید-مکدیسی، (۲) سارما و (۳) آمبراسیس - سارما**

| نسبت عمق گوه به ارتفاع سد | شتاب بحرانی | | | شتاب حداکثر | | | نسبت شتاب بحرانی به حداکثر | | | $\frac{4Xm}{C.K_m.g.T^2}$ | | | جابجایی گوه ( سانتی متر) | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | ۱ | ۲ | ۳ | ۱ | ۲ | ۳ | ۱ | ۲ | ۳ | ۱ | ۲ | ۳ | ۱ | ۲ | ۳ |
| ۰/۲ | ۰/۳۲ | ۰/۳۲ | ۰/۵۲ | ۰/۴۳ | ۰/۴۸ | ۰/۶۲ | ۰/۷۴ | ۰/۶۶ | ۰/۰/۸۴ | ۰/۰۳۴ | ۰/۰۱ | ۰/۱۳ | ۶ | ۵/۵ | ۳/۲ |
| ۰/۴ | ۰/۲۳ | ۰/۲۳ | ۰/۴۷ | ۰/۳۰ | ۰/۳۷ | ۰/۴۵ | ۰/۷۷ | ۰/۶۲ | ۱/۰۴ | ۰/۰۲۶ | ۰/۰۱ | - | ۲/۴ | ۴/۳ | ۰/۰ |
| ۰/۶ | ۰/۲۰ | ۰/۲۰ | ۰/۴۵ | ۰/۲۱ | ۰/۲۸ | ۰/۳۶ | ۰/۹۵ | ۰/۷۰ | ۱/۲۵ | ۰/۰۰۱ | ۰/۰۰۸ | - | ۰/۰ | ۲/۶ | ۰/۰ |
| ۰/۸ | ۰/۱۸ | ۰/۱۸ | ۰/۴۱ | ۰/۱۶ | ۰/۲۱ | ۰/۲۸ | ۱/۱۳ | ۰/۸۴ | ۱/۴۶ | - | ۰/۰۰۱ | - | ۰/۰ | ≈۰/۰ | ۰/۰ |
| ۱/۰ | ۰/۲۰ | ۰/۲۰ | ۰/۳۸ | ۰/۱۲ | ۰/۱۶ | ۰/۲۲ | ۱/۶۷ | ۱/۲۵ | ۱/۷۳ | - | - | - | ۰/۰ | ۰/۰ | ۰/۰ |

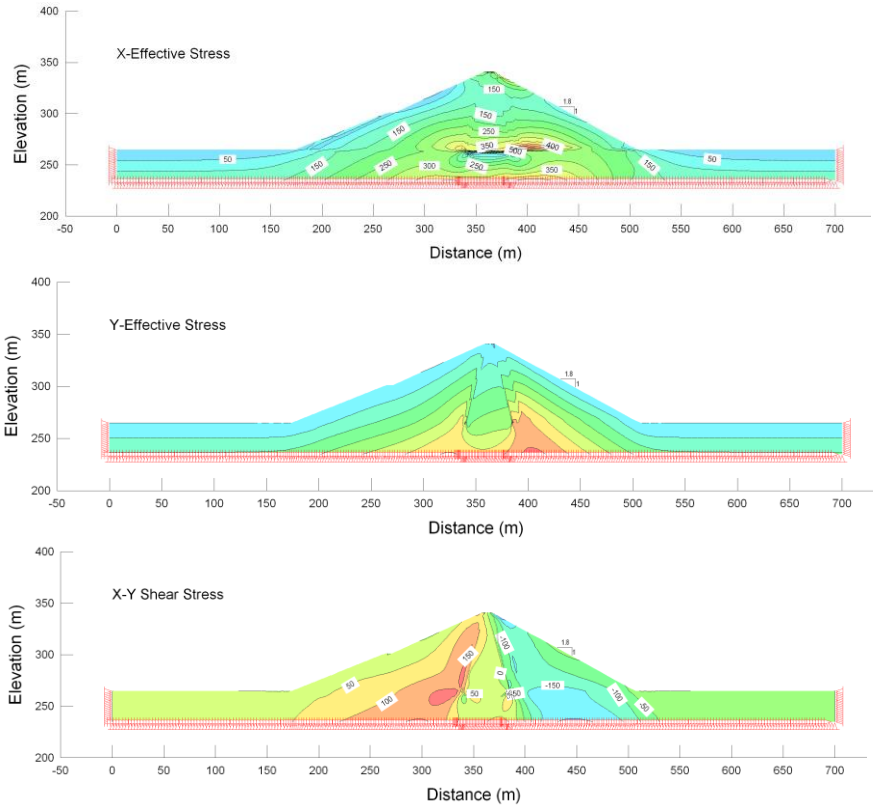
**جدول ٥- پارامترهای ژئوتکنیکی مورد نیاز جهت انجام تحلیل استاتیک اولیه**

| نوع مصالح | وزن مخصوص اشباع ( تن بر متر مکعب) | وزن مخصوص مرطوب ( تن بر متر مکعب) | مدول ارتجاعی (کیلو پاسکال) | ضریب پواسن | مدول ارتجاعی (کیلو پاسکال) | ثابت رفتاری (D) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| پوسته | ۲/۱۹ | ۱/۹۸ | ۱۰۰۰۰۰ | ۰/۳۰ | ۳۸۴۶۲ | ۰/۱۰ |
| فیلتر | ۲/۱۵ | ۱/۹۸ | ۶۷۵۰۰ | ۰/۳۴ | ۲۵۳۱۲ | ۰/۱۵ |
| هسته | ۲/۰۷ | ۱/۹۷ | ۳۵۰۰۰ | ۰/۳۷ | ۱۲۷۷۴ | ۰/۲۰ |
| فونداسیون | ۲/۴۰ | ۲/۴۰ | ۲۰۰۰۰۰۰ | ۰/۲۵ | ۸۰۰۰۰۰ | ۰/۰۲ |

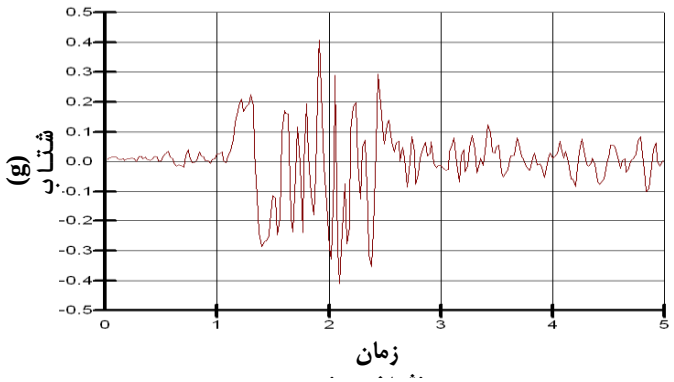
لازم به ذکر است که پارامترهای ژئودینامیکی مصالح بدنه در حالت الاستیک خطی، همان موارد مندرج در جدول (۵) می‌باشد، ولی برای مدل معادل خطی به جای مقادیر ثابت ارائه شده در جدول مذکور برای نسبت میرایی و مدول برشی از توابع نشان داده شده در شکل (۵) استفاده شده است.

آنچه که در تحلیل‌های انجام شده مهم است استفاده از نتایج تحلیل دینامیکی انجام گرفته به منظور تعیین مقادیر متوسط شتاب و جابجایی القا شده در یک گوه با عمق مشخص می‌باشد. این موضوع با استفاده از بخش SLOPE/W و روش نیومارک انجام شد. نرم‌افزار SLOPE/W تنش‌ها، شتاب‌ها و جابجایی‌ها را از نتایج تحلیل دینامیکی انجام گرفته به عنوان اطلاعات ورودی می‌خواند و سپس با استفاده از روش نیومارک متوسط شتاب و جابجایی را برای گوه‌های مورد نظر محاسبه می‌نماید. نتایج حاصل از انجام تحلیل پایداری دینامیکی برای گوه‌هایی با اعماق h (۰/۲ ، ۰/۴ ، ۰/۶ ، ۰/۸ و ۱) به صورت خلاصه در جدول (۶) آورده شده است.

با توجه به نتایج تحلیل‌های انجام شده ملاحظه می شود که با وجود اینکه مقدار شتاب حداکثر در تاج سد در مدل الاستیک خطی از مدل معادل خطی بیشتر می‌باشد، با این حال مقدار جابجایی ماکزیمم به دست آمده در مدل الاستیک خطی کمتر می‌باشد. علت این پدیده کاهش نسبت مدول برشی با افزایش کرنش می‌باشد. همچنین با توجه به افزایش نسبت میرایی با افزایش کرنش در مدل معادل خطی شتاب تاج سد در حالت الاستیک خطی نسبت به مدل معادل خطی بیشتر می‌باشد.




**شکل۳- منحنی‌های هم تنش سد بالارود در حالت استاتیک اولیه**



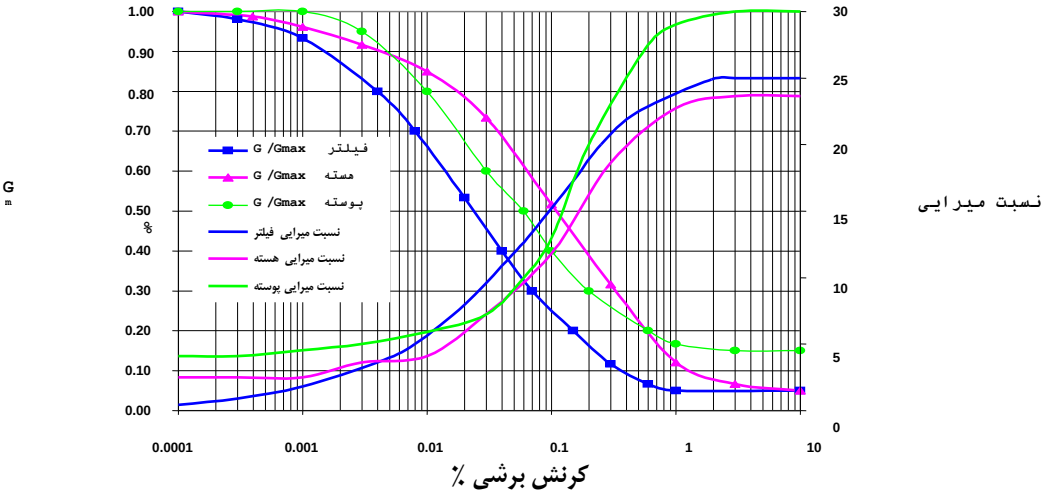

**شکل ٤- رکورد زلزلهٔ ناغان با مقیاس ماکزیمم شتاب محتمل سد بالارود**

**جدول ٦- خلاصهٔ نتایج حاصل از تحلیل پایداری دینامیکی سد بالارود انجام شده با** SLOPE/W

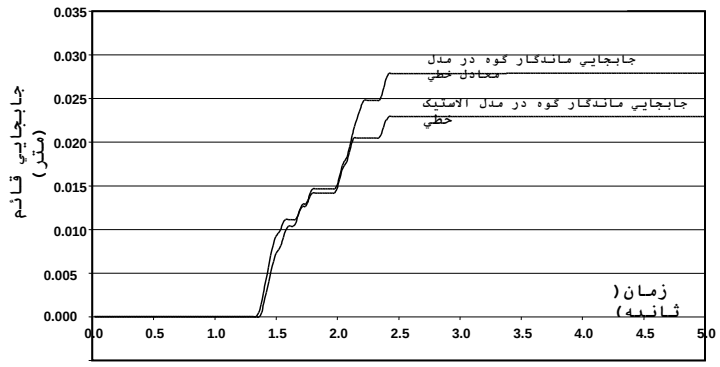
| نوع تحلیل | عمق گوه | ۰/۲ | ۰/۴ | ۰/۶ | ۰/۸ | ۱/۰ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| ارتجاعی خطی | شتاب بحرانی | ۰/۳۴ | ۰/۲۷ | ۰/۲۶ | ۰/۲۱ | ۰/۱۹ |
| | حداکثر شتاب | ۰/۱۵۰ | ۰/۱۴۶ | ۰/۱۴۴ | ۰/۱۴۰ | ۰/۱۳۰ |
| | جابجایی (متر) | ۰/۰ | ۰/۰ | ۰/۰ | ۰/۰ | ۰/۰ |
| | ضریب اطمینان | ۱/۵۰ | ۱/۲۹ | ۱/۲۴ | ۱/۱۵ | ۱/۱۴ |
| معادل خطی | شتاب بحرانی | ۰/۳۲ | ۰/۲۳ | ۰/۲۰ | ۰/۱۸ | ۰/۲۰ |
| | حداکثر شتاب | ۰/۰۷۴ | ۰/۰۷۲ | ۰/۰۴۵ | ۰/۰۴۰ | ۰/۰۳۲ |
| | جابجایی (متر) | ۰/۰ | ۰/۰ | ۰/۰ | ۰/۰ | ۰/۰ |
| | ضریب اطمینان | ۲/۰۶ | ۱/۴۷ | ۱/۵۳ | ۱/۴۰ | ۱/۳۸ |

## تعیین شتاب و جابجایی‌ها با استفاده از کدنویسی انجام شده

همان‌گونه که در بخش مواد و روش‌ها آورده شد در تحقیق حاضر با استفاده از کدنویسی یک برنامه تهیه شد تا بتوان در ان شتاب و جابجایی را محاسبه نمود. با توجه به اینکه روش نیومارک نیز یک روش تحلیلی می‌باشد، سعی بر آن شد تا برنامه ای تهیه شود که توانایی محاسبهٔ شتاب و جابجایی را بر اساس نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی انجام گرفته بر مبنای روش اجزاء محدود داشته باشد. خلاصهٔ نتایج حاصل از این برنامه در دو حالت الاستیک خطی و معادل خطی در جدول (۷) آورده شده است. همچنین جهت مقایسه نتایج خلاصهٔ همهٔ روش‌ها در جدول (۸) آورده شده است. در شکل(۶) روند تغییر شکل‌های ماندگار و پلاستیک محاسبه شده توسط کد نوشته شده ارائه شده است.




**شکل ۵- توابع نسبت میرایی و مدول برشی مورد استفاده در تحلیل دینامیکی**




**شکل-٦ نمودار متوسط جابه‌جایی قائم ماندگار – زمان در گوه ای با عمق ۱/۰h برای سد بالارود**

**جدول ۷- خلاصهٔ نتایج حاصل از کدنویسی در محاسبه‌ی شتاب و جابه‌جایی‌ها سد بالارود**

| نوع تحلیل | پارامتر رفتار دینامیکی | عمق گوه نسبت به ارتفاع سد | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | ۰/۲ | ۰/۴ | ۰/۶ | ۰/۸ | ۱/۰ |
| الاستیک خطی | شتاب بحرانی(متر بر مجذور ثانیه) | ۰/۳۴ | ۰/۲۷ | ۰/۲۶ | ۰/۲۱ | ۰/۱۹ |
| | ماکزیمم شتاب(متر بر مجذور ثانیه) | ۰/۳۵۲ | ۰/۳۴۳ | ۰/۳۳۷ | ۰/۳۸۱ | ۰/۳۹۷ |
| | جابجایی (متر) | ۰/۰۰۵ | ۰/۰۱۴ | ۰/۰۱۶ | ۰/۰۱۷ | ۰/۰۲۳ |
| معادل خطی | شتاب بحرانی(متر بر مجذور ثانیه) | ۰/۳۲ | ۰/۲۳ | ۰/۲۰ | ۰/۱۸ | ۰/۲۰ |
| | ماکزیمم شتاب(متر بر مجذور ثانیه) | ۰/۴۳۷ | ۰/۴۳۳ | ۰/۴۱۶ | ۰/۴۰۹ | ۰/۴۰۴ |
| | جابجایی (متر) | ۰/۰۱۱ | ۰/۰۲۶ | ۰/۰۳۰ | ۰/۰۲۹ | ۰/۰۲۸ |

همان‌طوری‌که دیده می شود نتایج محاسبات کد نوشته شده با روش‌های تحلیلی تفاوت زیادی داشته و از آنها کمتر است. همچنین در مدل معادل خطی جواب‌ها دقیقتر شده و بدون بزرگ‌نمایی اعداد به اندازه‌گیری ها نزدیک‌تر است. همان‌طور که در جدول (۸) مشهود است، میزان جابجایی ماندگار در حالت معادل خطی تقریباً تا قبل از متوسط زمانی ۱/۹ ثانیه (بین ۱/۷ تا ۲/۱ ثانیه) کمتر از حالت الاستیک خطی می‌باشد و بعد از ان، جابجایی معادل خطی بیشتر می‌شود. در خصوص علت این پدیده می‌توان چنین استدلال نمود که میزان کرنش‌های وارده به بدنهٔ سد در بازهٔ زمانی صفر تا حدود ۱/۹ ثانیه در محدودهٔ کرنش‌های کم می‌باشد. از طرفی بر اساس نمودارهای ترسیم شده روند شیب تابع کاهشی مدول برشی برای هر یک از مصالح بدنه در یک کرنش خاص به طور ناگهانی تغییر می‌کند و نرخ تغییرات مدول برشی پس از این کرنش افزایش می‌یابد.

از طرفی منحنی‌های هم تراز کرنش در بدنه سد نشان می‌دهد که در زمان تقریبی ۱/۹ ثانیه میزان کرنش‌ها در محدودهٔ گوهٔ مورد نظر متناظر با کرنشی است که در آن شیب منحنی مدول برشی افزایش می‌یابد. البته لازم به ذکر است که علت متغیر بودن زمان این تغییرات بین ۱/۷ تا ۲/۱ ثانیه برای گوه‌های مختلف این است که بخش عمده‌ای از گوه‌های کم عمق از مصالح هسته عبور می‌کند و به تدریج با افزایش عمق گوه، درصدی از آن که در مصالح هسته می‌باشد کاهش یافته و به حجم مصالح پوسته در گوه افزوده می‌گردد. لذا در گوه‌های کم عمق، به دلیل اینکه مصالح هسته به ازای کرنش‌های بزرگتری وارد فاز دوم منحنی مدول برشی می‌شوند، در نتیجه زمانی که در آن جابجایی معادل خطی از الاستیک خطی بیشتر شود، طولانی تر می‌باشد. لیکن در گوه‌های عمیق که عمدهٔ مصالح، مصالح پوسته می‌باشد این زمان به ۱/۷ ثانیه کاهش می‌یابد. نکتهٔ دیگری که با توجه به جدول‌ها می‌توان دریافت این است که میزان جابجایی‌ها در روش‌های مختلف تحلیلی و عددی می باشد. جابجایی های محاسبه شده در مدل‌ها همگی در محدودهٔ جابجایی‌های کم می باشد، لیکن آنچه حائز اهمیت است، توجه به این نکته می‌باشد که وقتی در گوه‌ای جابجایی اتفاق بیفتد، ضریب اطمینان آن گوه کمتر از یک خواهد شد. در صورتی که ضریب اطمینان به‌دست آمده در روش‌های عددی بسیار بالا و گاهاً بیش از دو می باشد. قابل ذکر است که مقادیر اوج شتاب جابجایی افقی در سد بالارود برای گام‌های زمانی ۰/۰۱، ۰/۰۲، ۰/۰۵ و۰/۰۸ در برابر زلزله ال سنترو با بیشینه شتاب ۰/۴۱ g محاسبه شد که برای گامهای زمانی ۰/۰۱و ۰/۰۲ کاملاً یکسان بود ولی برای گام زمانی ۰/۰۸ تفاوت محسوسی مشاهده می‌گردد. بنابراین با توجه به صرفه جویی در وقت و هزینه و تامین دقت مسئله گام زمانی ۰/۰۲ برای کلیه تحلیلها انتخاب گردید.

ازطرفی با توجه به نتایج به دست آمده مشخص شد علیرغم بیشتر بودن ماکزیمم شتاب وارده به تاج سد در حالت الاستیک خطی مقدار جابه‌جایی تاج در این حالت از معادل خطی کمتر می‌باشد. علت این پدیده استفاده از تابع کاهشی برای نسبت مدول برشی بر حسب کرنش علاوه بر تابع افزایشی نسبت میرایی است. در مدل الاستیک خطی نسبت میرایی و مدول برشی ثابت می‌باشد لیکن در مدل معادل خطی نسبت میرایی با کرنش افزایش می‌یابد که در نتیجهٔ آن، مقدار شتاب تاج کمتر می‌شود، از طرف دیگر نسبت مدول برشی با کرنش کاهش می‌یابد که این امر افزایش جابجایی تاج را در این مدل نسبت به مدل الاستیک خطی به همراه دارد. در مدل رفتاری معادل خطی مقدار جابجایی تاج در ابتدا افزایش و سپس کاهش می‌یابد. علت این پدیده استفاده از تابع میرایی در مدل معادل خطی به جای ثابت میرایی می‌باشد. نتایج نشان داد شکل گوه‌های تشکیل شده در بدنهٔ سد با آنچه روش آمبراسیس و سارما (۱۹۶۷) به عنوان گوه بحرانی ارائه می‌دهد کاملاً متفاوت بوده و لذا مقدار شتاب متوسط بحرانی گوه‌ها نیز از این روش تبعیت نخواهد کرد. پس از بررسی و تحلیل این موضوع مشخص شد که شکل گوهٔ بحرانی در گراف آمبراسیس و سارما (۱۹۶۷) به دلیل کاهش مقدار متغیرها و به دنبال آن حجم عملیات و ساده‌سازی محاسبات به این صورت فرض شده است. نتایج مربوط به روش‌های سارما، سید–مکدیسیی، نیومارک (SLOPE/W) و اجزاء محدود به تفکیک در جدول (۸) آورده شده است. همان‌طوری که در جدول مشاهده می‌شود میزان جابجایی‌های به‌دست آمده از روش‌های تحلیلی و مدل الاستیک خطی در تحلیل دینامیکی انجام شده با استفاده از SLOPE/W بسیار بالا می‌باشد. یکی از دلائل این امر استفاده از مدل رفتار خطی برای خاک می‌باشد . لازم به ذکر است که اکثر روش‌های تحلیلی منطبق بر مدل الاستیک خطی برای مصالح خاکی می‌باشد. تحلیل دینامیکی خطی برای سازه‌هایی مناسب است که مواد به کار رفته در آن صلب و در معرض ارتعاشات کم قرار داشته باشند. در سازه‌های خاکی که منطقهٔ الاستیک مواد خیلی محدود است، در بیشتر حالات تحلیل غیر خطی مورد نیاز می‌باشد. نکتهٔ قابل توجه دیگری که در جدول (۸) وجود دارد فاصلهٔ بسیار زیاد بین نتایج حاصل از مدل معادل خطی در تحلیل SLOPE/W و تحلیل‌های انجام گرفته به وسیلهٔ کدنویسی با روش‌های مذکور در بالا می‌باشد. روش‌های تحلیلی که تا به حال به طور گسترده ای مورد استفاده قرار گرفته بسیار محافظه کارانه بوده و باعث افزایش حجم عملیات ساختمانی و مصالح مصرفی و به دنبال آن افزایش هزینه‌ها می‌باشد. این امر بر لزوم استفاده از روش‌های عددی و مدل‌های رفتاری دقیق‌تر می‌افزاید.

**جدول ۸- مقایسه‌ی نتایج مربوط به محاسبهٔ شتاب و جابجایی در سد بالارود**

| روش تحلیل | عمق گوه | بیشترین شتاب | شتاب بحرانی | بیشترین جا بجایی (سانتی نتر) | روش تحلیل | بیشترین شتاب | شتاب بحرانی | بیشترین جا بجایی سانتی متر |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| سارما (۱۹۷۵) | ۰/۲ h | ۰/۴۳ | ۰/۳۲ | ۶/۰ | نرم افزار quake/w ارتجاعی خطی | ۰/۱۵۰ | ۰/۳۴ | ۰/۰ |
| | ۰/۴h | ۰/۳۰ | ۰/۲۳ | ۲/۴ | | ۰/۱۴۶ | ۰/۲۷ | ۰/۰ |
| | ۰/۶h | ۰/۲۱ | ۰/۲۰ | ۰/۰ | | ۰/۱۴۴ | ۰/۲۶ | ۰/۰ |
| | ۰/۸h | ۰/۱۶ | ۰/۱۸ | ۰/۰ | | ۰/۱۴۰ | ۰/۲۱ | ۰/۰ |
| | ۱/۰ h | ۰/۱۲ | ۰/۲۰ | ۰/۰ | | ۰/۱۳۰ | ۰/۱۹ | ۰/۰ |
| آمبراسیس- سارما (۱۹۶۷) | ۰/۲ h | ۰/۶۲ | ۰/۵۲ | ۳/۲ | برنامه نوشته شده ارتجاعی خطی | ۰/۳۵۲ | ۰/۳۴ | ۰/۵ |
| | ۰/۴h | ۰/۴۵ | ۰/۴۷ | ۰/۰ | | ۰/۳۴۳ | ۰/۲۷ | ۱/۴ |
| | ۰/۶h | ۰/۳۶ | ۰/۴۵ | ۰/۰ | | ۰/۳۳۷ | ۰/۲۶ | ۱/۶ |
| | ۰/۸h | ۰/۲۸ | ۰/۴۱ | ۰/۰ | | ۰/۳۸۱ | ۰/۲۱ | ۱/۷ |
| | ۱/۰ h | ۰/۲۲ | ۰/۳۸ | ۰/۰ | | ۰/۳۹۷ | ۰/۱۹ | ۲/۳ |
| سید –مکدیسی (۱۹۷۸) | ۰/۲ h | ۰/۴۸ | ۰/۳۲ | ۵/۵ | برنامه نوشته شده معادل خطی | ۰/۴۳۷ | ۰/۳۲ | ۱/۱ |
| | ۰/۴h | ۰/۳۷ | ۰/۲۳ | ۴/۳ | | ۰/۴۳۳ | ۰/۲۳ | ۲/۶ |
| | ۰/۶h | ۰/۲۸ | ۰/۲۰ | ۲/۶ | | ۰/۴۱۶ | ۰/۲۰ | ۳/۰ |
| | ۰/۸h | ۰/۲۱ | ۰/۱۸ | ۰/۰ | | ۰/۴۰۹ | ۰/۱۸ | ۲/۹ |
| | ۱/۰ h | ۰/۱۶ | ۰/۲۰ | ۰/۰ | | ۰/۴۰۴ | ۰/۲۰ | ۲/۸ |

## نتیجه گیری

- در مدل الاستیک خطی با افزایش دوره طبیعی بدنه و در نتیجه کاهش سختی مصالح، میزان جابجایی‌ها افزایش می یابد. ولی در مدل معادل خطی این امر به نحوهٔ تغییرات مدول برشی و میرایی با کرنش وابسته می باشد. با توجه به اینکه مدل معادل خطی به رفتار واقعی مصالح خاکی نزدیک تر است، لذا تعیین توابع تغییر مدول برشی و میرایی با کرنش از اهمیت ویژه ای برخوردار می باشد.
- مقادیر شتاب میانگین حاصل از تمامی روش‌ها در سدهای همگن برای گوه های با عمق کم بیشتر می باشد و با افزایش عمق گوه این مقدار کاهش می یابد. ولی در سدهای ناهمگن که شامل نواحی پوسته، هسته و فیلتر می باشند، به علت متفاوت بودن نسبت میرایی این مصالح، شتاب متوسط گوه بستگی به محل گوه و مصالحی دارد که گوهٔ گسیختگی از آنها عبور می کند.
- بر اساس نتایج به‌دست آمده می توان دریافت که نتایج حاصل از روش‌های تحلیلی بسیار دست بالا بوده و در نتیجه باعث تحمیل هزینه‌های اجرایی و ساختمانی زیادی به پروژه می گردد.
- نتایج نشان داد که روش آمبراسیس- سارما (۱۹۶۷) برای تعیین شتاب بیشتر وارد به گوه با عمق مشخص دور از واقعیت می‌باشد. در روش آمبراسیس- سارما (۱۹۶۷)، گوه از وسط سد و در نتیجه از وسط هسته عبور می‌کند، در حالی که تحلیل‌های انجام شده نشان می‌دهد که عمدهٔ گوه‌ها از ناحیهٔ پوستهٔ پایین دست عبور می‌کند ور در نتیجه آب بندی سد را کمتر تهدید می نماید. این موضوع (عبور گوه از هستهٔ سد) در تحلیل دینامیکی از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است.
- میزان جابجایی های ماندگار سدبالارود با توجه به محاسبات صورت گرفته برای زلزله طرح برای گوه ای به عمق سد به‌ترتیب برابر ۳/۵ سانتی‌مترو برای گوه ای به عمق نصف ارتفاع سد برابر ۳ سانتی‌متر می‌باشد که اگر چه بیشتر از برآورد روش‌های دیگر است لیکن در حد قابل قبول است.

## منابع

۱- داودی، م.، هنردوست، ح. و ک. جعفری. (۱۳۹۲). بررسی رفتار دینامیکی سد های خاکی کوتاه و بلندتحت اثر زلزله های حوزه دور و حوزه نزدیک. هفتمین کنگره ملی مهندسی عمران زاهدان.

2- Ambraseys, N. N. and S.K. Sarma, 1967. The response of earth dams to strong earthquakes. Geo-Technique, 7: 18l-213.

3- Bandini, V., Biondi, G, Cascone, E. and S. Rampello, 2015. A GLE-based model for seismic displacement analysis of slopes including strength degradation and geometry rearrangement. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 71:128–142.

4- Daghigh, Y.1993. Numerical simulation of dynamics behavior of and earth dam during seismic loading. Thesis Presented to Delf University of Technology Netherland In Partial Fulfillment of The Requirement for the Degree of Doctor in Technical sciences.

5- Day, R.W. 2002. Geotechnical earthquake engineering handbook. McGraw-Hill.

6- Dong, W.X., Xu, W.J., Yu, Y.Z. and H. Lv, 2013. Numerical analysis of earthquake response of an ultra-high earth-rockfill dam. Natural Hazards and Earth System Sciences, 1(12): 2319–2351.

7- Finn, W.D.L., Yogendrakumar, M., Yosida, N., and H. Yoshida. 1986. Tara-3: A program for nonlinear static and dynamic effective stress analysis. Soil Dynamics Group, University of British Columbia, Vancouver, B.C., Canada.

8- Goodman, R.E. and H.B, Seed, 1966. Earthquake-induced displacements in sand embankments. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 90(SM2): 125-146.

9- Han, Y. Hart. and R. 2006. Application of a simple hysteretic damping formulation in dynamic continuum simulations. Proceedings of the Fourth International FLAC Symposium on Numerical Modeling in Geomechanics, Madrid, Spain. Paper No. 04-02. R. Hart and P. Varona, Eds.

10- Hsieh, S.U. and C.T. Lee, 2011. Empirical estimation of the Newmark displacement from the Aria intensity and critical acceleration. Engineering Geology, 122 (1-2): 34–42.

11- Hynes-Griffin, M.E. and A.G. Franklin 1984. Rationalizing the seismic coefficient method. Miscelaneous Paper. GL-84-13, Vicksburg, Miss, USA: US Army Corps of Engineers Waterways Experiment Station.

12- Jibson, R.W. 2011. Methods for assessing the stability of slopes during earthquakes: A retrospective, Engineering Geology. 122(1-2):43-50.

13- Jinto, H. and R. Davidson. 2010. Earthquake –induced displacements of Earth dams and Embankments. Australian Geomechanics Journal, 45(3): 65-84.

14- Makdisi, F. I. and H. B. Seed, 1978. Simplified procedure for estimating dam and embankment earthquake-induced deformations. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 104, (GT7), 849- 867.

15- Matsumoto, N. 2002. Evaluation of permanent displacement in seismic analysis of fill dams. In Proc third US-Japan Workshop on Advanced Research on Earthquake Engineering for Dams, San Diego, 22-23 June.

16- Mononobe, N., Takata, A., and M. Matsumura, 1936. Seismic stability of the earth dam. Proceedings of 2nd Congress on Large Dams, Washington DC, (4), pp. 1435-1442.

17- Newmark, N.M. 1965. Effects of earthquakes on dams and embankments.Geotechnique,15(2):139-160

18- Rampello, S., Cascone, E., and N. Grosso, 2009. Evaluation of the seismic response of a homogeneous earth dam. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 29(5):782–798.

19- Sarma, S. K. 1973. Stability analysis of embankments and slopes. Géotechnique, 23(3):423-433.

20- Sarma, S. K. 1975. Seismic stability of earth dams and embankments. Géotechnique, 25 (4): 743.761.

21- Sarma, S. K. 1979. Response and stability of earth dams during strong earthquakes. Misc. paper GL-79-13. Geotechnical Laboratory, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, P.O. Box, 631, Vicksburg, Mississippi, 39180.

22- Sarma, S. K. and M. V. Bhave,1974. Critical acceleration versus static factor of safety in stability analysis of earth dams and embankments. Geotechnique, 24(4): 661-665.

23- Seed, H.B. 1966. A method for earthquake resistant design of earth dams. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 92(1):13–41.

24- Seed, H. B. 1980. Lessons from the performance of earth dams during earthquakes. Design of Dams to Resist Earthquake, Institution of Civil Engineers, London, pp. 251-258.n

25- Skermer, N.A.1973. Finite element analysis of El infiernilo dam. Canadian Geotechnical Journal, 10(2):129-144.

26- Swaisgood, J. R. 2003. Embankment dam deformations caused by earthquakes. 7th Pacific Conference on Earthquake Engineering, 13-15 February, University of Canterbury Christchurch, New Zealand, paper 014.

27- Terzaghi, K. 1950. Mechanisms of landslides. Engineering Geology, (Berkley) Volume, Geological Society of America, New York, NY, USA.

28- Wang, Z.L., Makdisi, F.I. and J. Egan, 2006. Practical applications of a nonlinear approach to analysis of earthquake-induced liquefaction and deformation of earth structures. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 26(4):231–252.