

بررسی اثرات رسوب در مخزن بر سطح آسیب لرزه ای سد بتنی وزنی تحت زمین لرزه‌های حوزه نزدیک و دور (مطالعه موردی: سد سفارود)

فرهود کلاته^{۱*}، امیر قامتلو^۲

۱- استادیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز، تبریز، ایران

۲- کارشناسی ارشد- سازه‌های هیدرولیکی، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز، تبریز، ایران

چکیده

در مقاله حاضر تاثیر رسوبات انباشته شده در مخزن بر پاسخ دینامیکی غیرخطی سد بتنی وزنی تحت زمین لرزه‌های حوزه نزدیک و حوزه دور از گسل با استفاده مدل عددی مورد مطالعه قرار گرفته است. تاثیر رسوبات در مخزن به عنوان یکی از عوامل موثر بر پایداری سدهای بتنی وزنی همواره مطرح می‌باشد، لذا تلاش گردیده است تاثیر آن با لحاظ دو ارتفاع مختلف رسوب در مخزن مورد مطالعه گیرد. همچنین جهت بررسی دقیق‌تر موضوع شتاب‌نگاشت‌های حوزه نزدیک و دور در سه زلزله متفاوت بر سازه سیستم سد - مخزن - فونداسیون اعمال گردیده است. مدل آسیب پلاستیک بتن (CDP) که شامل رفتار سخت شوندگی و نرم شوندگی کرنشی بتن می‌باشد در تحلیل دینامیکی غیرخطی بکار رفته است. بعنوان مطالعه موردی تحلیل دینامیکی غیرخطی و آنالیز خرابی لرزه‌ای سد بتنی وزنی سفارود واقع در استان گلستان تحت زمین لرزه‌های حوزه دور و نزدیک با همراه لحاظ اثرات رسوبات در مخزن مورد ارزیابی قرار گرفته است. اندیس خرابی کلی بعنوان یکی از پارامترهای پاسخ لرزه‌ای سازه سد مورد بررسی، ارائه گردیده است. نتایج بدست آمده از تحلیل سد بتنی وزنی تحت تاثیر هر یک از زمین لرزه‌های حوزه نزدیک و دور به همراه دو ضخامت متفاوت رسوبات در مخزن مورد مقایسه قرار گرفته است. نتایج بدست آمده از تحلیل حاکی از تاثیر قابل ملاحظه رسوبات انباشته شده در مخزن سد در زمین لرزه‌های حوزه نزدیک بر رفتار دینامیکی سد بتنی وزنی می‌باشد بطوریکه در این شرایط تخریب بدنه سد افزایش یافته و جابجایی تاج سد کاهش می‌یابد. ولی در حالت کلی براساس نتایج حاصل نمی‌توان نظر کلی در خصوص تاثیر رسوبات بر میزان پاسخ سد و سطح آسیب بدنه آن ارائه نمود بسته به هندسه سازه سد و نوع شتاب اعمالی پاسخ هر سدی می‌تواند متفاوت باشد.

کلمات کلیدی: سد بتنی وزنی، رسوبات مخزن، آنالیز دینامیکی غیرخطی، مدل خرابی پلاستیک بتن، زلزله حوزه نزدیک و دور، سطح آسیب لرزه ای

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	10.22065/jsce.2018.121313.1488	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
		۱۳۹۹/۰۱/۱۵	۱۳۹۹/۰۱/۱۵	۱۳۹۷/۰۶/۱۱	۱۳۹۷/۰۵/۱۴	۱۳۹۶/۱۲/۱۲
		فرهود کلاته				*نویسنده مسئول:
		fkalateh@tabrizu.ac.ir				پست الکترونیکی:

Investigation of Sediment in the reservoir on Seismic Damage of Concrete Gravity Dam in the Near-Fault and Far-Fault Ground Motions

Farhoud Kalateh^{1*}, Amir Gamatloo²

11-Assistant Professor , Civil Engineering Department, University of Tabriz, Tabriz, Iran

2-M.Sc of Hydraulic Structure, Civil Engineering Department, University of Tabriz, Tabriz, Iran

ABSTRACT

Sediment in the dam's reservoir has a significant role on mitigation of dynamic response of concrete gravity dams and also the seismic response of dams in near- field motion can be considerably different from those observed in the far field and the near-fault ground motions can cause considerable damage during an earthquake. This paper presents results of a study aimed at evaluating the sediment effects in the near-fault and far-fault ground motions on nonlinear dynamic response and seismic damage of concrete gravity dams including dam-reservoir-foundation interaction. For this purpose, 3 as-recorded earthquake records which display ground motions with an apparent velocity pulse are selected to represent the near-fault ground motion characteristics. The Shafaroud gravity dam, which is selected as a numerical application, is subjected to a set of as-recorded near-fault and far-fault strong ground motion records and three different level of sediment are assumed. Results show that in the near-fault horizontal earthquake with assuming 2 m sediment height a 3.67% reduction and with 8 m sediment height a 10.33% reduction in dam crest displacement are obtained but in far-fault ground motion reservoir sediment do not have a sable pattern effect on dam's response. Therefore, any dam must be evaluated for sediment effects on its dynamic response individually.

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: 10.22065/jsce.2018.121313.1488

ARTICLE INFO

Received: 03 March 2018

Revised: 05 August 2018

Accepted: 02 September 2018

Keywords:

Gravity dam

Sediment

Nonlinear dynamic analysis

Concrete damage plasticity

Near fault motion

Far fault motion

Seismic damage

*Corresponding author: Farhoud Kalateh

Email address: fkalateh@tabrizu.ac.ir

۱- مقدمه

طراحی سدهای بتنی به منظور مقاومت در برابر بارهای وارده و همچنین کنترل رفتار آن حین بهره برداری و تحت بارهای دینامیکی همچون بار زلزله یکی از چالش بر انگیزترین موضوعات مهندسی سد می باشد. نظر به اهمیت قابل ملاحظه سدهای بتنی در مهار آب‌های سطحی و تولید انرژی برق-آبی و همچنین هزینه بالای طرح و اجرای این سازه‌های عظیم، بررسی مسائل مرتبط با آن‌ها همواره با اولویت مضاعفی نسبت به سایر ابنیه‌های متعارف مهندسی مورد توجه قرار گرفته است. به علاوه هر گونه ایراد و نقص در برآورد بهره برداری سد می‌تواند خسارات مادی و انسانی جبران ناپذیری را تحمیل کند. لذا ارزیابی دقیق از نحوه عملکرد سد مخصوصاً رفتار آن تحت بارهای شدید دینامیکی، بایستی با دقت و نظارت بیشتری انجام پذیرد. در تحقیق حاضر به بررسی آسیب پذیری و میزان خرابی سد بتنی وزنی تحت بار ناشی از زلزله‌های حوزه دور و نزدیک گسل، با در نظرگیری اثرات رسوب، در ارتفاعات مختلف، با لحاظ اندرکنش سد و مخزن و فونداسیون پرداخته خواهد شد. بتن غیر مسلح، مصالحی مستعد ترک خوردگی می‌باشد که بر اساس معیار شکست رانکین اگر تنش اصلی ماکزیمم (کششی) در نقطه‌ای از مصالح بتن غیرمسلح از مقاومت کششی بتن بیشتر شود بتن دچار ترک خوردگی می‌شود. سدهای بتنی حتی تحت اثر بارهای سرویس (بارهای وزن و هیدرواستاتیک) ممکن است دچار ترک خوردگی شوند. اما تحت اثر زلزله‌های شدید معمولاً تنش‌های ایجاد شده در برخی نقاط بدنه سد از ظرفیت الاستیک سدهای بتنی تجاوز خواهد نمود که در نتیجه شاهد ترک خوردگی مقطع سد و کاهش سختی کلی سازه خواهیم بود. دو منبع اصلی رفتار غیرخطی در سدهای بتنی وزنی شامل رفتار غیر خطی مصالح (ترک خوردگی کششی و یا خرد شدگی فشاری مصالح بتن) و نیز رفتار غیرخطی هندسی (لغزش و بلند شدگی در امتداد درزهای موجود در سطوح ترک خورده) می‌باشد. در راستای نیل به نتایج واقع بینانه، هرگونه مدلسازی ریاضی از اینگونه مسائل می‌بایست علاوه بر قابلیت شبیه‌سازی هر حوزه، امکان بررسی اندرکنش محیط سد با محیط‌های سیال و فونداسیون را با در نظر داشتن اثرات توپوگرافی سطحی و زیرسطحی فراهم سازد. نظریه وقوع پدیده تفرق امواج و بروز میرایی در سیستم، روش اجزاءمحدود ابزار مناسبی برای مدلسازی اینگونه سیستم‌ها در حالات کلی بارگذاری می‌باشد. بنابراین بررسی رفتار سد منوط به در نظرگیری شرایط محیط‌های مجاور از جمله مخزن آن می‌باشد که بایستی شرایط مرزی مناسبی ما بین سد و مخزن در نظر گرفته شود و تبادل اطلاعات بین این دو محیط با اتخاذ فرضیات و شرایط مناسب در طول تحلیل انجام پذیرد. علاوه بر موارد مذکور رسوبات انباشته شده در مخزن می‌تواند در رفتار لرزه‌ای سد نقش بر جسته‌ای را ایفا کند و لذا به عنوان یکی از پارامترهای مهم می‌تواند مورد بررسی قرار گیرد.

۲- بررسی تحقیقات پیشین

سیفی و همکاران [۱] با بررسی تاثیر اینرسی رسوب بر پاسخ لرزه‌ای سد بتنی وزنی با در نظر گرفتن مدل المان محدود پرداخته‌اند، آنها برای نشان دادن تاثیر نیروی اینرسی رسوب بر پاسخ لرزه‌ای سدهای بتنی وزنی، سد پین‌فلت را به عنوان مطالعه موردی انتخاب کرده و زلزله‌السنترو را به مدل‌سازی‌ها اعمال کرده‌اند، آنها در مدلسازی‌ها مخزن را در دو حالت، با مخزن بدون رسوب، و با مخزن ۲۰ درصد رسوب مورد تحلیل قرار داده‌اند، نتایج حاصل از آنالیزها، تاثیر اینرسی رسوب کف مخزن را برای افزایش پاسخ لرزه‌ای سد بتنی وزنی نشان می‌دهد. فرزاد بنده‌ای و همکاران [۲] با ارزیابی عملکرد سد ساریار در چندین زلزله با فرکانس‌های متفاوت، مورد استفاده قرار گرفته و در این مدل تعامل سد-آب-رسوب و فونداسیون، برای شبیه‌سازی شرایط موثر بر پاسخ سد بطریق سازگار با واقعیت، بکار گرفته شده است، در این تحقیق، ده زلزله مختلف بفاصل دور و نزدیک به گسل برای استفاده در سیستم، انتخاب شدند. تاثیر تغییرات در سطح آب مخزن نیز مورد ارزیابی قرار گرفته است. نتایج نشان داد که با افزایش در سطح آب، جابجایی افزایش می‌یابد. علاوه بر این، زمین لرزه‌های گسل دور، تأثیر قابل توجهی بر پاسخ‌های بدنه سد در تمام موارد داشته است. محمدی شجاع و همکاران [۳] با انجام تحلیل‌های متعدد و با استفاده از مدل ترک‌اندود گسترش دینامیکی ترک و توسعه خرابی در سد بتنی وزنی Pine Flat را بررسی کردند. مقایسه نتایج حاصل از تحلیل گسترش دینامیکی ترک با نتایج تحلیل ارتجاعی خطی عدم دقت فرض رفتار ارتجاعی را نشان داد. همچنین با اعمال زلزله‌هایی با PGA مختلف، گسترش دینامیکی ترک و نحوه توزیع خرابی از شروع اولین ترک خوردگی تا توسعه نواحی ترک خورده و ایجاد ناپایداری در سازه به

¹Smearred Crack

دقت بررسی کردند. در این راستا محل و زمان وقوع اولین ترک و همچنین ترک‌هایی که موجب ناپایداری سازه میشوند مشخص شده و نقاط بحرانی سازه تعیین می‌گردد. با انجام تقویت در نقاط بحرانی به صورت موضعی، اثر تقویت در پاسخ سازه و الگوی گسترش ترک مورد بررسی قرار می‌گیرد. نوایی نیا و همکاران [۴] مقایسه بین روش ترک پخشی دورانی و ترک پخشی ثابت در سدهای بتنی وزنی تحت اثر زلزله مورد بررسی قرار دادند. تحلیل‌ها با استفاده از روش المان محدود و با بهره‌گیری از برنامه‌نویسی کامپیوتری به زبان فرترن انجام شده است. نتایج نشان می‌دهد که بسته به مورد، هر یک از دو روش مدلسازی ترک از مزایا و معایب نسبی برخوردار می‌باشد. رحیم‌زاده رفویی و امیدی [۵] به بررسی پایداری سد قوسی امیرکبیر (کرج) و ارزیابی اثرات رفتار غیرخطی بتن با وجود درزهای انقباضی و اندرکنش سد- مخزن با فرض تراکم‌پذیری آب بر پاسخ لرزه‌ای آن پرداختند. نتایج، حاکی از محدود شدن تنش‌های کششی بالا در قسمتهای مختلف بدنه سد و تغییر رفتار سد بصورت افزایش پیروید ارتعاشی و نیز تغییر مکان نقاط مختلف بدنه سد میباشد. نژاد فرد [۶] با انتخاب سد بتنی قوسی کارون ۴ به عنوان نمونه موردی با استفاده از نرم‌افزار اجزاء محدود آباکوس تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی را انجام داد. سیستم تحت مؤلفه‌های افقی و قائم شتاب‌نگاشت زلزله منجیل قرار گرفته است. دریاچه با المان‌های اولرین مدل‌سازی شده و اثرات غیرخطی شدن هندسی بدنه سد لحاظ شده است. همچنین اثرات اندرکنش‌های موجود بین سد، پی سنگی جرم‌دار و دریاچه در نظر گرفته شده است. با استفاده از مدل خرابی پلاستیک بتن و در نظر گرفتن معیارهای آسیب کششی و فشاری، شدت و محل خرابی‌ها مشخص شده است. تحلیل‌ها با فرض سد سالم، بدون معیارهای آسیب‌دیدگی و سد ترک خورده، در حالت وجود معیارهای آسیب، در حالت‌های مخزن پر و خالی تحلیل شده و نتایج حالات مختلف با یکدیگر مقایسه شده‌اند. همچنین با اعمال زلزله دوم به سیستم، عملکرد سد بعد از تجربه زلزله اول مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج به صورت پاسخ‌های تاریخچه زمانی و هم به صورت طیف پاسخ ارائه شده است. نتایج نشان داد که به وجود آمدن آسیب در بتن در زمان زلزله قطعی بوده و ترک‌خوردگی‌ها باعث بالا رفتن پاسخ‌های شتاب در سد شده و منجر به کاهش در پاسخ تنش و جابجایی خواهد شد، همچنین ترک‌خوردگی تأثیر ناچیزی بر پاسخ‌های سرعت دارد. محمودیان شوشتریان و صادقی چیکانی [۷] از برنامه اجزاء محدود آباکوس جهت مدل‌سازی گسترش ترک در سدهای بتنی وزنی تهیه شده استفاده کردند. سد بتنی وزنی تحت بارهای دینامیکی قرار داده و با تعریف رفتار غیرخطی بتن (CDP) مدل ترک بتن و آسیب دیدگی سد مورد مطالعه قرار گرفت. مقایسه نتایج حاکی از رشد و گسترش ترک در نقاط مورد تمرکز تنش‌های کششی می‌باشد. موقعیت ترک‌ها ونحوه گسترش آنها در بدنه سد به منظور درک صحیح‌تر از رفتار سد در زمین لرزه‌های بزرگ محتمل بدست آمده است. آقازادگان و مرادلو [۸] به بررسی پارامترهای مدل شکست بتن به خصوص انرژی شکست بر رفتار لرزه‌ای غیرخطی سدهای بتنی قوسی پرداختند. در این تحقیق از یک مدل ترک پخشی سه بعدی برای بررسی رفتار غیرخطی توده بتن استفاده شده است. مدل پیشنهادی، توانایی مدل‌سازی ویژگی‌های اصلی بتن حجیم سدها تحت شرایط بارگذاری سه بعدی را داراست. در تحلیل، اندرکنش آب و سازه با احتساب تراکم‌پذیری سیال و شرایط مرزی جاذب مخزن در نظر گرفته شده است. از اندرکنش پی و سازه صرف‌نظر شده و پی سد در تحلیل‌ها صلب فرض شده است. معادلات اندرکنش آب و سازه با استفاده از مدل نوسانی حل شده است. نتایج به صورت الگوی ترک‌خوردگی بدنه سد و تاریخچه زمانی تغییر مکانها در نقاط مختلف سد برای مقادیر مختلف انرژی شکست ارائه شده است. نتایج نشان می‌دهند که افزایش انرژی شکست سبب کاهش تعداد المان‌های ترک‌خورده در سد بتنی قوسی می‌شود ولی بر پارامترهای اوج جابجایی تأثیر چندانی ندارد و پاسخ سد در محدوده رفتار هندسی خطی قرار می‌گیرد. جیانگ و همکاران [۹] پایداری لرزه‌ای سد بتنی وزنی کوینا را در حالت ترک‌خورده را بررسی کردند. در این تحقیق محل تشکیل ترک به وسیله مدل شکست بتن پلاستیک با روش المان محدود غیرخطی مشخص می‌شود. اندرکنش ترک در جهت نرمال با روش تماس سخت و در جهت مماس از روش اصطکاکی کولمب استفاده شده است. نتایج مدلسازی نشان داد که در زلزله‌های شدید گسترش ترک در زیر تاجسد کوینا به سرعت اتفاق می‌افتد و قبل از شکست کلی سد، قسمت تاج آن از بدنه جدا می‌گردد. شی و همکاران [۱۰] گسترش ترک در بدنه سد بتنی را با روش ترک چسبیده‌آمدلسازی کردند. تشخیص جهت ترک در این مدل بر اساس ایجاد بیشترین تنش در انتهای ترک می‌باشد. نتایج حاصل از مدلسازی با نتایج موجود در سایر تحقیقات عددی و آزمایشگاهی مورد بررسی قرار گرفت که حاکی از قابلیت قابل قبول روش پیشنهادی می‌باشد. الیویرا و همکاران [۱۱] وجود ترک در بدنه سد کاربیل را با روش المان

²Cohesive Crack

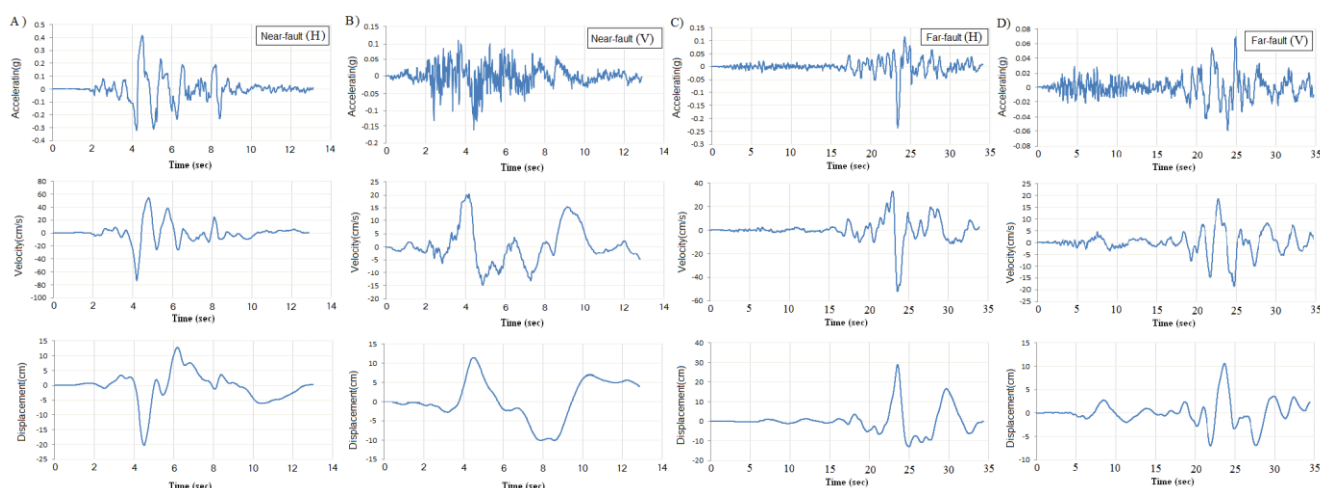
محدود سه بعدی و با در نظرگیری رفتارهای کششی و فشاری بتن و تاثیر آن بر عملکرد ترک بر اساس مفهوم آسیب ایزوتروپیک مدل سازی کردند. مدل مورد نظر را با گسسته سازی های متفاوت و بارهای وارده مختلف مورد تحلیل قرار گرفته و بیشترین تنش های حاصل و همچنین پیشروی ترک در بدنه مورد بررسی قرار گرفت. وپ و همکاران [۱۲] با در مدل سازی اندرکنش سد بتنی - مخزن پاسخ لرزه ای سد را با در نظرگیری ترک در بدنه آن ارزیابی کردند. در این مدل سازی از المان های ترک در مناطقی که ریز ترک ها در آن موجود است استفاده شده است. همچنین محیط مخزن توسط روش المان مرزی گسسته شده است که در انتهای آن شرایط مرزی بی نهایت قابل تعریف می باشد. نتایج تحقیق نشان داد مقادیر به دست آمده فشار هیدرو دینامیکی به خصوص در گام های اول اعمال بار لرزه ای با مقادیر به دست آمده از روش مرسوم جرم افزوده متفاوت می باشد و روش جرم افزوده فقط تحت شرایط خاصی قابل اطمینان می باشد. مرادللو [۱۳] بررسی آسیب در سدهای بتنی وزنی با استفاده از دو معیار رکورد زلزله های میدانی نزدیک و دور از گسل پرداخته شده و با مقایسه نتایج سد کوینا که مورد ارزیابی زلزله نزدیک و دور از گسل قرار گرفته، زلزله حوزه نزدیک گسل باعث خرابی و ترک خوردگی شده است. قامتلو و کلاته [۱۴] تاثیر زلزله های حوزه دور و نزدیک برسد بتنی وزنی با لحاظ اندرکنش سد - مخزن - فونداسیون مورد مطالعه قرار دادند، با استفاده از نرم افزار آباکوس بر اساس نتایج بدست آمده مشخص گردید که جابجایی و بیشترین تنش فشاری و کششی مربوط به مدل حوزه نزدیک گسل تاثیر قابل ملاحظه ای بر رفتار دینامیکی سد دارد. ریسچر [۱۵] نشان داد که بسیاری از سدهای بتنی وزنی ترک خوردگی را در شرایط بارگذاری عملیاتی و زلزله تجربه خواهد کرد، پس فرض رفتار خطی احتمال دارد در تحلیل لرزه ای سد بتنی وزنی مناسب نباشد، نتایج به دست آمده از تحلیل غیرخطی سدهای بتنی وابسته به روش مورد استفاده در مدل سازی اندرکنش سد - مخزن - فونداسیون هستند. نائیم [۱۶] در مطالعه ای نتیجه گرفت که در مقایسه زلزله های حوزه دور و نزدیک این دو زلزله از لحاظ شکل رکورد و محتوای فرکانس با هم متفاوت بوده و از این رو اثرات متفاوتی بر روی سازه می گذارد، رکورد شتابی ورود به سازه در زلزله های حوزه نزدیک با توجه به فاصله ساختگاه از مرکز زلزله و جهت گیری و گسترش گسل مولد زلزله نسبت به ساختگاه متغیر می باشد لذا تنها فاصله از ساختگاه به تنهایی نمی تواند مبین طبقه بندی زلزله های حوزه نزدیک باشد لذا برای مشخص کردن نوع رکورد باید معیارهای دیگر هم مورد ارزیابی قرار داد. هدف اصلی از تحقیق حاضر لحاظ اثرات نیروی رسوب در ارتفاعات مختلف در فرآیند تحلیل دینامیکی غیرخطی سدهای بتنی وزنی با فرض توزیع های محتمل برای این بارگذاری تحت زمین لرزه های حوزه دور و نزدیک گسل با لحاظ اندرکنش سد - مخزن - فونداسیون و مقایسه رفتار سد بتنی وزنی تحت شرایط مختلف و برآورد میزان خرابی و آسیب بتن بدنه سد با محاسبه و تعیین شاخص خرابی لرزه ای می باشد.

۳- بررسی ویژگی های زمین لرزه های حوزه نزدیک

عوامل متعددی بر خصوصیات زمین لرزه ها اثر دارد که مهم ترین آنها زلزله حوزه نزدیک می باشد زیرا امواج زلزله نزدیک گسل، مسافت کمتری رانسبت به زمین لرزه های دور از گسل، برای رسیدن به محل طی می کنند که در این صورت در مناطق نزدیک گسل امواج ناشی از زلزله قدرت بیشتری دارند و در برخی موارد شتاب نگاشت ها و رکوردهای سرعت و همچنین تغییر مکان ها در نزدیکی گسل دارای تغییرات پالس گونه هستند [۱۷]. برخی از مطالعات نشان می دهند که می توان زلزله حوزه نزدیک رابه دو قسمت تقسیم بندی کرد: پالس دار و بدون پالس، جنبش زمین ناشی از زلزله یک پدیده طبیعی مرتبط با آزاد شدن ناگهانی انرژی، ناشی از گسلش، می باشد و این پدیده متأثر از عوامل مختلفی همچون مکانیزم (سازو کار) منبع زلزله، مسیر انتشار امواج، شرایط خاک سایت و غیره است. جنبش های زمین تولید شده از زلزله ها نسبت به یکدیگر با توجه به خصوصیات بزرگی، منبع، مسافت و جهت نسبت به موقعیت گسیختگی و شرایط خاک محلی فرق می کنند. جنبش های زمین ثبت شده نزدیک مناطق گسلش متفاوت با تحریکات دور از منبع لرزه ای می باشند. جدای از لرزش قوی، خصوصیات جنبش زمین نزدیک گسل به هندسه گسل و جهت امواج لرزه ای منتشر شده ربط داده می شود [۱۸].

جدول ۱: مشخصات زلزله‌های حوزه نزدیک و دور مورد نظر در تحقیق حاضر

NO	Event	Year	station	R(km)	V30(m/s)	PGA(g)	PGV(cm/s)	PGD(cm)
۱	Morgan Hill Near-Fault(H)	1984	Gilroy Array	9.87	663.31	0.31	65.12	26.92
۲	Morgan Hill Near-Fault (V)	1984	Gilroy Array	9.87	663.31	0.40	24.69	6.57
۳	Morgan Hill Far-Fault (H)	1984	UCSC Lick Observatory	45.47	713.59	0.08	7.89	3.23
۴	Morgan Hill Far-Fault (V)	1984	UCSC Lick Observatory	45.47	713.59	0.03	2.47	0.56
۵	Tabas Near-Fault (H)	1978	Tabas	2.05	766.77	0.91	66.61	23.63
۶	Tabas Near-Fault (V)	1978	Tabas	2.05	766.77	0.58	21.07	2.95
۷	Tabas Far-Fault (H)	1978	Boshrooyeh	28.79	324.57	0.11	6.87	1.92
۸	Tabas Far-Fault (V)	1978	Boshrooyeh	28.79	324.57	0.08	6.35	1.78
۹	Loma prieta Near-Fault (H)	1989	Los Gatos- Lexington Dam	5.05	1070.34	0.42	73.70	20.25
۱۰	Loma prieta Near-Fault (V)	1989	Los Gatos- Lexington Dam	5.02	1070.34	0.16	20.45	11.46
۱۱	Loma prieta Far-Fault (H)	1989	SF-Presidio	77.43	594.47	0.24	52.09	28.98
۱۲	Loma prieta Far-Fault (V)	1989	SF-Presidio	77.43	594.47	0.07	18.72	10.62



شکل ۱- نمونه تاریخی زمانی، رکورد انتخابی (Loma Prieta)، (A) برای حوزه نزدیک، در جهت افقی، (b) برای حوزه نزدیک در جهت قائم، (C) برای حوزه دور، در جهت افقی، (D) برای حوزه نزدیک در جهت قائم.

یکی از مهم ترین ویژگی های پدیده های حوزه نزدیک در مهندسی عمران و سازه خاصیت پالس گونه تاریخیچه زمانی رکورد سرعت و تغییر مکان حرکت زمین می باشد بطوریکه در پیوند های طولانی موثر بوده و لذا تاثیر قابل ملاحظه ای بر پاسخ سازه دارد. زمین لرزه های حوزه دور در تحقیق حاضر محدود به زمین لرزه هایی شده است که فاصله ای کمتر از ۱۰ کیلومتر از گسل داشته اند. هر چند که این انتخاب یک انتخاب عمومی نمی باشد چراکه اثر حوزه نزدیک با افزایش فاصله به طور قابل توجهی کاهش می یابد. انتخاب رکورد مناسب زمین لرزه یک از مهم ترین بخش های ارزیابی پاسخ لرزه ای سازه ها می باشد. در بررسی انجام شده سه رکورد، شامل شتاب نگاشتهای زمین طی زمین لرزه های Loma prieta 1989، Morgan Hill 1984 و Tabas 1978 بطوریکه نمایانگر مشخصات حرکت زمین شامل پالس سرعت باشند، بعنوان تحریک های نماینده برای شتابنگاشت حوزه نزدیک انتخاب گردیده اند، مدت تداوم پالس سرعت در تحریک های انتخابی حوزه نزدیک بیشتر از ۱ ثانیه می باشد علاوه بر این جهت لحاظ محتوی فرکانسی زمین لرزه بر پاسخ لرزه ای غیرخطی سد بتنی وزنی در مطالعه حاضر زمین لرزه های اعمالی بنحوی انتخاب گردیده است که دارای محتوی فرکانسی ضعیف و متوسط و قوی براساس نسبت های PGV/PGA مختلف باشند و در تحقیق حاضر مولفه های افقی و قائم این زمین لرزه ها با توجه به این نکته که مولفه قائم در زمین لرزه های حوزه نزدیک تاثیر قابل ملاحظه ای در سطح پاسخ لرزه ای سازه ها خواهد داشت مدنظر قرار گرفت. در جدول (۱) مشخصات زمین لرزه های انتخابی ارائه شده است. لازم به ذکر است که اطلاعات رکورد های مورد استفاده از سایت PEER^۳ اخذ شده اند. بعنوان مثال موردی در شکل (۱) تاریخیچه زمانی شتاب، سرعت و جابجایی طی زمین لرزه Loma Prieta برای شتاب نگاشت زمین طی زمین لرزه حوزه دور و نزدیک ترسیم گردیده است.

۳- معادله تعادل دینامیکی سازه

معادله دیفرانسیل تعادل حاکم بر المان سه بعدی از نوشتن تعادل حاکم بر جزء محدود سه بعدی به صورت زیر بدست می آید.

$$\sigma_{ij,j} + b_i = \rho_s \frac{\partial^2 u_i}{\partial t^2} \quad (1)$$

³The Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER)

b_i نیروی واحد حجم جسم در جهت i و ρ_s چگالی جرمی مصالح محیط سازه می‌باشند. با استفاده از روش گالرکین و قضیه دیورژانس در رابطه (۱) و ساده سازی، معادله تعادل دینامیکی محیط سازه تحت تحریک زمین لرزه به شکل ماتریسی زیر بدست می‌آید.

$$[M]\ddot{u} + [C]\dot{u} + \{F_{internal}\} = -[M]\ddot{u}_g + \{F(t)\}_{hydrodynamic} + \{F\}_{static} \quad (2)$$

که $[M]$ ماتریس جرم، $[C]$ ماتریس میرایی، $\{F_{internal}\}$ بردار نیروی داخلی، $\{F\}_{static}$ نیروهای استاتیکی، $\{F\}_{hydrodynamic}$ بردار نیروی هیدرودینامیکی می‌باشد. u ، \dot{u} و \ddot{u} به ترتیب بردار تغییر مکان، سرعت و شتاب نسبی سازه و \ddot{u}_g بردار شتاب زمین می‌باشند. بردار $\{F\}_{hydrodynamic}$ را می‌توان به صورت زیر بیان نمود:

$$\{F\}_{hydrodynamic} = - \int_{\Gamma_1} N_s^T n p d\Gamma = - \left(\int_{\Gamma_1} N_s^T n N_f d\Gamma \right) p = -[Q]p \quad (3)$$

در رابطه فوق ماتریس Q ماتریس اندرکنش نامیده می‌شود که در مرز مشترک سد و مخزن محاسبه می‌گردد. N_s و N_f به ترتیب تابع شکل سیال، تابع شکل سازه و مجهول گرهی فشار در گره‌های واقع بر سطح مرزی مشترک دو محیط می‌باشند. در حالت کلی بردار $\{F_{internal}\}$ از رابطه زیر قابل محاسبه می‌باشد.

$$\{F_{internal}\} = \int_{\Omega_s} B^T \sigma d\Omega \quad (4)$$

بطوریکه B ماتریس کرنش - تغییر مکان و σ بردار تنش‌های داخلی جزء محدود می‌باشند. رابطه (۴) با فرض رفتار خطی برای مصالح محیط سازه فرض گردد، بصورت زیر ساده خواهد شد.

$$\{F_{internal}\} = [K]u \quad (5)$$

در این رابطه $[K]$ ماتریس سختی محیط سازه می‌باشد.

۴- معادله تعادل دینامیکی محیط سیال

معادله دیفرانسیل حاکم بر انتشار امواج هیدرودینامیک در محیط مخزن جزو دسته معادلاتی موسوم به معادلات شبه هارمونیک^۴ می‌باشد که با معادله زیر بیان می‌شود:

$$\bar{\nabla} \cdot (k \bar{\nabla} \varphi) + H - \mu \frac{\partial \varphi}{\partial t} - \rho \frac{\partial^2 \varphi}{\partial t^2} = 0 \quad (6)$$

معادله هلم هولتز (Helmholtz) حالت خاصی از معادله فوق می‌باشد که با فرض ایزوترپ بودن محیط و صرف نظر کردن از H و μ و انتخاب فشار به عنوان کمیت مجهول معادله (۶) به شکل زیر خواهد بود:

⁴Quasi-Harmonic Equation

$$\nabla^2 P = \frac{I}{C_w^2} \cdot \frac{\partial^2 P}{\partial t^2}, \quad C_w = \sqrt{\frac{K}{\rho}} \quad (7)$$

در معادله فوق فشار هیدرودینامیک، K مدول حجمی آب، ρ جرم حجمی آب و C_w سرعت انتشار صوت در آب می باشد. با استفاده از روش باقیمانده وزنی می توان فرم انتگرالی معادله دیفرانسیل (7) بصورت زیر بیان نمود

$$\int w \cdot \ddot{P} d\Omega + \int \nabla w \cdot \alpha(\rho) \nabla P d\Omega = \int w \cdot \alpha(\rho) \frac{\partial P}{\partial n} d\Gamma \quad (8)$$

می توان فشار هیدرودینامیکی در داخل هر جزء محدود را با استفاده از توابع شکلی N_f به فشارهای گرهی توسط رابطه زیر ارتباط داد.

$$P = \sum_j N_f^j \cdot P_j \quad (9)$$

با بکارگیری روش اجزاء محدود گالرکین و با توجه به اینکه در این روش $w_j = N_f$ می باشد و با استفاده از قضیه دیوژانس رابطه بفرم ماتریسی زیر بیان می گردد.

$$\underbrace{\left[\int N_f^i N_f^j d\Omega \right]}_{[G_{ij}]} \ddot{P} + \underbrace{\left[\eta \int \nabla N_f^i \nabla N_f^j \alpha(\rho) d\Omega \right]}_{[D_{ij}]} \dot{P} + \underbrace{\left[\int \nabla N_f^i \nabla N_f^j \alpha(\rho) d\Omega \right]}_{[H_{ij}]} P = \underbrace{\int w \alpha(\rho) \frac{\partial P}{\partial n} d\Gamma}_{[L_{ij}]} \quad (10)$$

عبارت سمت راست معادله (10) معرف شرایط مرزی محیط مخزن می باشد، در ادامه به معرفی این شرایط مرزی می پردازیم.

- شرط مرزی انتهای دوردست: شرط مرزی پیشنهادی توسط Sharan [19] در تحقیق حاضر برای مدلسازی این مرز بکار گرفته شده است. این شرط مرزی در انتهای دوردست مخزن توسط رابطه زیر بیان می گردد:

$$\frac{\partial p}{\partial n} = -\frac{\pi}{2h} p - \frac{1}{c_w} \frac{\partial p}{\partial t} \quad (11)$$

می توان نشان داد که شرط مرزی درمرز انتهای مخزن بفرم کلی زیر قابل بیان است:

$$\frac{\partial p}{\partial n} = a(h, l, \omega, \varpi) p + b(h, l, \omega, \varpi) \frac{\partial p}{\partial t} \quad (12)$$

تعبیر فیزیکی رابطه فوق تعبیه گروه فنر و کمک فنر مستهلک کننده امواج فشاری در مرز بالادست می باشد. ضرایب a و b ضرایب فنر و کمک فنر به پارامترهای متعددی وابسته می باشند که برخی از این پارامترها عبارتند از ارتفاع آب در داخل مخزن h ، طول مخزن l ، فرکانس غالب ارتعاشات ω و فرکانس اصلی مخزن ϖ ، در طی وقوع زمین لرزه واقعی مشخص نمودن برخی از پارامترهای فوق، با توجه به وابستگی آنها به فرکانس ارتعاشات، مشکل می باشد.

- شرط مرزی کف مخزن و دیواره های کناری آن: مطالعات محققین مختلف از جمله Hatano [20] و Fenves [21] نشان می دهد که وجود لایه هایی از مواد رسوبی در کف مخزن که به مرور زمان در کف مخزن انباشته می شوند، می توان نقش عمده ای در جذب انرژی از طریق انکسار امواج فشاری به داخل پی داشته باشند. به منظور لحاظ اثرات ناشی از جذب امواج فشاری از کف مخزن شرط مرزی زیر برای کف و دیواره های کناری آن قابل تعریف می باشد:

$$\frac{\partial p}{\partial n} = -\rho_f a_n - \frac{1}{\beta c_w} \frac{\partial p}{\partial t} \quad (13)$$

در این رابطه β نسبت امپدانس آکوستیکی محیط پی و یا دیواره‌های کناری به محیط سیال می‌باشد. چنانچه از جذب ناشی از کف مخزن صرف نظر گردد ($\beta \rightarrow \infty$) و تنها مولفه افقی زمین لرزه مدنظر باشد

- شرط مرزی سطح آزاد مخزن: در اثر ارتعاشات سازه در سطح آزاد مخزن امواجی ایجاد می‌شوند که سطح مخزن را متلاطم می‌سازد. برای لحاظ اثرات این امواج سطحی از شرط مرزی زیر استفاده می‌شود:

$$\frac{\partial p}{\partial z} = -\frac{1}{g} \frac{\partial^2 p}{\partial t^2} \quad (14)$$

رابطه فوق به شرط مرزی کوشی - پواسون در دیدگاه اولری موسوم می‌باشد. در این رابطه g شتاب ثقل است. با توجه به رابطه فوق با منظور نمودن اثرات امواج سطحی مخزن در فرمول بندی، جرم ناشی از این امواج به ماتریس شبه جرم مخزن افزوده و موجب نامتقارن شدن این ماتریس می‌گردد.

- شرط مرزی سطح تماس سد و مخزن: در این مرز با توجه به اینکه جریان سیالی ما بین دو محیط نمی‌تواند برقرار گردد (با توجه به غیرقابل نفوذ بودن بتن) لذا سرعت‌های نسبی در امتداد نرمال بر فصل مشترک دو محیط بایستی باهم برابر باشد، لذا داریم:

$$\frac{\partial p}{\partial n} = -\rho_f a_n \quad (15)$$

در رابطه فوق $[Q]$ ماتریس کوپله می‌باشد که در بخش تعریف گردید. $\{\ddot{u}_g\}$ شتاب ناشی از زمین لرزه می‌باشد که در پایه سازه اعمال می‌گردد و $\{\ddot{u}\}$ بردار شتاب نسبی سازه است. حال با جایگذاری روابط فوق در معادله (۱۰)، معادله حرکت محیط مخزن حاصل می‌گردد:

$$[G]\{\ddot{p}\} + [D]\{\dot{p}\} + [H]\{p\} = -\rho_f [Q]^T \{\ddot{u} + \ddot{u}_g\} + \{F_{external}\} \quad (16)$$

در معادله (۱۶) $[G]$ ، $[D]$ و $[H]$ به ترتیب ماتریس‌های شبه جرم، میرایی و سختی محیط مخزن می‌باشند و $\{F_{external}\}$ بردار بارهای خارجی وارده در محیط سیال را نشان می‌دهد.

۵- اندرکنش سازه و سیال

معادلات حاکم بر محیط‌های سازه و سیال را می‌توان در نهایت بفرم زیر نوشت:

$$M \ddot{u} + C \dot{u} + K u = Q \cdot p + F_s \quad (17)$$

$$G p + D \dot{p} + H p = -\rho_f Q^T u_{total} + F_f \quad (18)$$

زیر نویس f و s به ترتیب بیانگر سیال و سازه می‌باشند. معادلات (۱۷) و (۱۸) را می‌توان به شکل ماتریسی زیر نمایش داد.

$$\begin{bmatrix} M & 0 \\ \rho_f Q^T & G \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u} \\ \ddot{p} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C & 0 \\ 0 & D \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u} \\ \dot{p} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K & Q \\ 0 & H \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u \\ p \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} M \cdot \ddot{u}_g + F_s \\ -\rho_f Q^T \cdot \ddot{u}_g + F_f \end{Bmatrix} \quad (19)$$

بمنظور تعیین پاسخ سیستم درگیر سد و مخزن باید دستگاه معادلات (۱۹) بطور همزمان حل گردند. حل همزمان دستگاه معادلات فوق زمانبر بوده و با توجه به ماتریس ضرایب نامتقارن، نیازمند استفاده از روش‌های ویژه‌ای می‌باشد که موجب افزایش حجم حافظه مورد نیاز

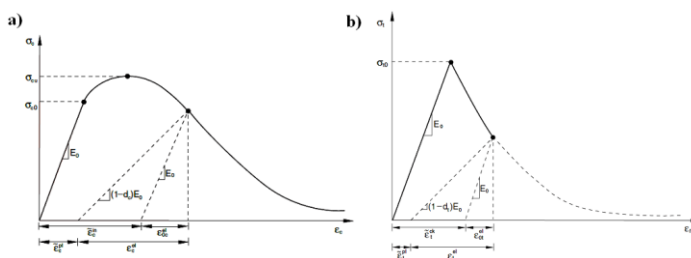
خواهد گردید. لذا در ادامه روشی بر مبنای حل مجزای تکراری معادلات محیط‌های سازه و سیال توسعه داده می‌شود. در این روش معادلات درگیر محیط‌های سازه و سیال به نحو موثرتر و ساده‌تری در یک پروسه تکراری حل می‌شوند. در ادامه روش حل تکراری ارائه می‌شود.

۶- مدل خرابی پلاستیک بتن (CDP)

فرض رفتار خطی در تحلیل پاسخ لرزه‌ای سدهای بتنی وزنی اغلب منجر به نتایج مناسبی نمی‌گردد. مقبولیت نتایج بدست آمده از تحلیل غیرخطی سدهای بتنی نیز بستگی به روش مورد استفاده در مدلسازی مصالح بتنی بدنه سد دارد. بمنظور تعریف رفتار مکانیکی پیچیده مصالح بتنی تحت بارهای لرزه‌ای مدل‌های رفتاری متعددی توسعه داده شده است، شامل مدل‌های خرابی ایزوتروپیک (همسان) [۲۲-۲۸]، مدل‌های خرابی غیر ایزوتروپیک (ناهمسان) [۲۳-۲۴] و مدل‌های خرابی [۲۵-۲۶] برای سدهای بتنی وزنی تحت بارهای لرزه‌ای. در این بخش مدل رفتاری پایه‌ای توسعه داده شده توسط لوبلینیر و همکاران [۲۷] که توسط لی و همکار [۲۸] اصلاح گردیده است ارائه می‌گردد. به منظور مدلسازی رفتار غیرخطی بتن از منحنی تنش-کرنش بتن محصور که توسط مندر [۲۴] ارائه شده، استفاده می‌گردد. این مدل رفتار غیرالاستیک بتن را با استفاده از مدل خرابی ایزوتروپیک و پلاستیسیته، در کشش و فشار توصیف می‌کند. به سبب رفتار بتن که تغییر شکل‌های بازگشت ناپذیر، انبساط و تراکم حجمی غیرخطی در فشار و باز-بسته شدن ترک‌ها، مدل‌های پلاستیسیته و مدل‌های خرابی به تنهایی قابل استفاده نیستند. در مدل CDP سطح تسلیم با دو متغیر سخت‌شدگی $\tilde{\epsilon}_c^{pl}$ و $\tilde{\epsilon}_t^{pl}$ کنترل می‌شوند. این پارامترها با مکانیزم شکست تحت کشش و فشار نسبت دارند. $\tilde{\epsilon}_c^{pl}$ و $\tilde{\epsilon}_t^{pl}$ به ترتیب کرنش‌های پلاستیک معادل تحت کشش و فشار هستند. همانطور که در شکل (۲) نشان داده شده است، مدل پاسخ کششی و فشاری تک محوری بتن را براساس خرابی پلاستیسیته فرض می‌کند. تحت کشش محوری پاسخ تنش-کرنش از یک رابطه الاستیک خطی پیروی می‌کند تا به یک مقدار تنش شکست برسد، σ_{t0} . تنش شکست متناظر با شروع ترک‌های ریز در مصالح بتن است. بعد از تنش شکست، شکل‌گیری ترک‌های ریز به صورت ماکروسکوپی با نرم‌شدگی در پاسخ تنش‌کرنش نشان داده می‌شود، که موجب تمرکز کرنش در سازه بتن می‌شود. تحت فشار تک محوری، پاسخ تا یک مقدار اولیه تسلیم σ_{c0} خطی است. در رژیم پلاستیک، پاسخ عموماً به صورت یک سخت‌شدگی در ابتدا و سپس نرم‌شدگی کرنشی بعد از یک تنش نهایی σ_{cu} می‌باشد. این بازنمایی، هرچند ساده، ویژگی‌های اساسی پاسخ بتن را ارائه می‌دهد. اگر E_0 سختی اولیه (بدون آسیب) الاستیک مصالح باشد، روابط تنش-کرنش تحت کشش و فشار تک محوری به ترتیب به صورت زیر است:

$$\begin{aligned}\sigma_t &= (1 - d_t) E_0 (\epsilon_t - \tilde{\epsilon}_t^{pl}) \\ \sigma_c &= (1 - d_c) E_0 (\epsilon_c - \tilde{\epsilon}_c^{pl})\end{aligned}\quad (20)$$

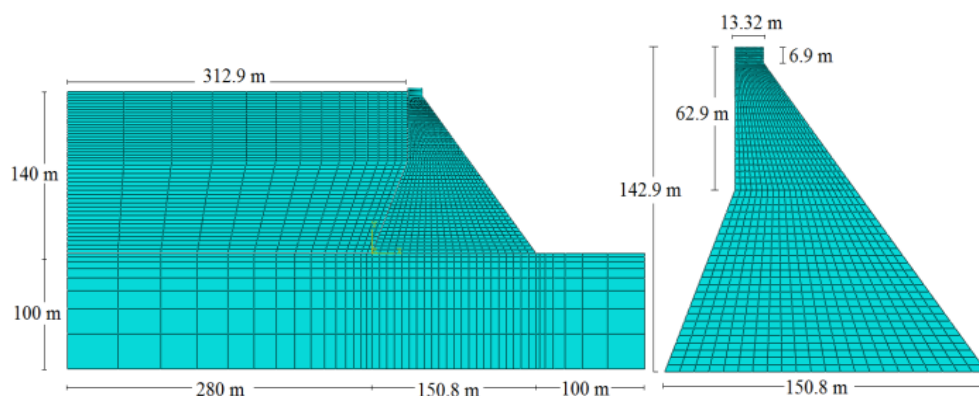
در این روابط E_0 ، سختی الاستیک اولیه، $\tilde{\epsilon}_c^{pl}$ و $\tilde{\epsilon}_t^{pl}$ به ترتیب، کرنش پلاستیک معادل در کشش و فشار می‌باشند. در این مدل کاهش مدول الاستیسیته تحت بارهای کششی و فشاری با استفاده از دو متغیر خرابی d_c و d_t منظور می‌گردد. این متغیرهای خرابی به صورت تابعی از کرنش پلاستیک، دما و ... تعریف می‌شوند.



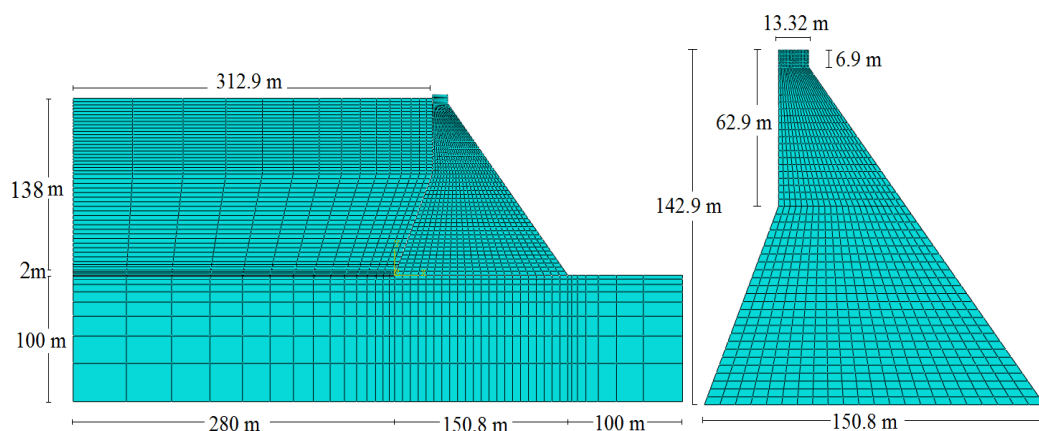
شکل ۲ - نمودار تنش - کرنش و پارامترهای رفتار پلاستیک بتن در مدل آسیب پلاستیک بتن (a) تحت تنشهای فشاری (b) تحت تنش های کششی

۷- مدل المان محدود سد وزنی شفارود

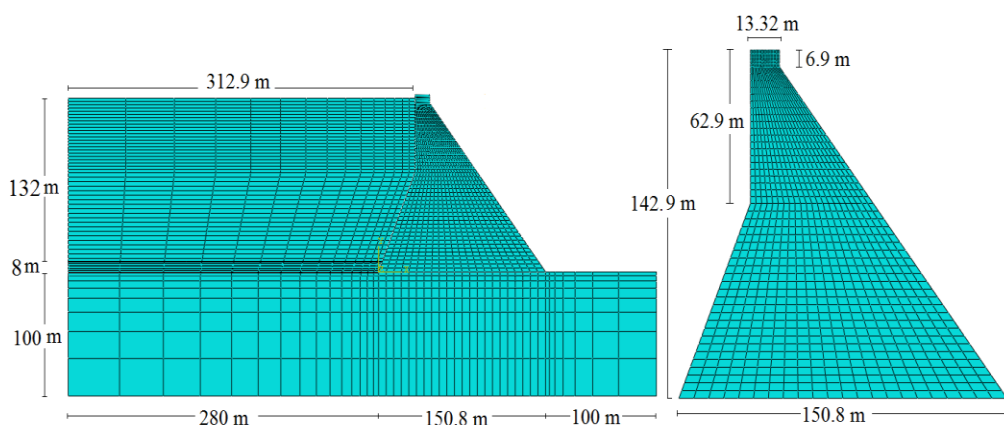
نرم افزار المان محدود آباکوس جهت مدل سازی و تحلیل مورد استفاده قرار گرفته است. المان های هشت گرهی دو بعدی کرنش مسطح جهت مدل سازی بدنه سد و فونداسیون مورد استفاده قرار گرفته است و از المان چهار گرهی برای مدل سازی مخزن استفاده شده است. لازم به ذکر است تعداد المان مورد استفاده در سد ۱۲۰۰ و در مخزن ۶۷۵ و در فونداسیون ۲۶۴ عدد می باشند. بارگذاری مدنظر در تحلیل عبارتند از: (۱) نیروی وزن، (۲) فشار هیدرواستاتیک، (۳) نیروی رسوب، (۴) بارهای لرزه ای. میرایی براساس ضرایب میرایی تناسبی رایلی برای جرم و سختی با فرض ضریب میرایی بحرانی برابر ۵ درصد لحاظ شده است. با توجه به خصوصیات منحصر به فرد جنبش زمین نزدیک گسل و پتانسیل آن برای ایجاد آسیب شدید در سازه ها، تمایل به بررسی تاثیرات زمین لرزه های نزدیک گسل بر پاسخ سازه ای بیشتر شده است. مهندسین روش هایی را در نظر گرفته اند تا اثرات نزدیک گسل را در طرح مهندسی دخالت دهند [۲۹]. در این فرضیه، مجموعه ای از رکوردهای جنبش زمین نزدیک گسل و دور از آن برای آزمودن اثرات جنبش زمین نزدیک گسل استفاده شده است. تحلیل های لرزه ای غیرخطی سیستم سد-مخزن-فونداسیون که در معرض جنبش زمین نزدیک گسل و دور از آن واقع شده اند، انجام شده است. تاثیر جنبش زمین نزدیک گسل و دور از آن بر پاسخ دینامیکی و آسیب لرزه ای سدهای بتنی وزنی مطالعه و بحث شده است. آنالیز آسیب دینامیکی سد بتنی مفروض با اتخاذ مدل پلاستیسیتیه آسیب دیده بتنی (CDP) و با کرنش سخت شدگی یا رفتار نرم انجام می شود [۲۷]. در مطالعه حاضر اثرات رسوب در مخزن در ارتفاعات مختلف، بر پاسخ دینامیکی غیرخطی سد بتنی وزنی مورد تحقیق قرار گرفته است. در این راستا ارتفاع مختلف رسوب در دو، و هشت متر مطابق اشکال (۳)، (۴) و (۵) در نظر گرفته شده و چگونگی اثرات رسوب در مخزن بر پاسخ دینامیکی غیر خطی سد بتنی وزنی بررسی شده است.



شکل ۳- مدل المان محدود، سد-مخزن-پی (مدل تحلیل شفارود)



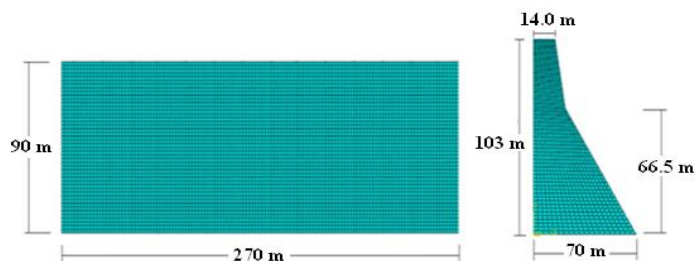
شکل ۴- مدل المان محدود، سد-مخزن-پی (مدل تحلیل شفارود، با اعمال دو متر رسوب)



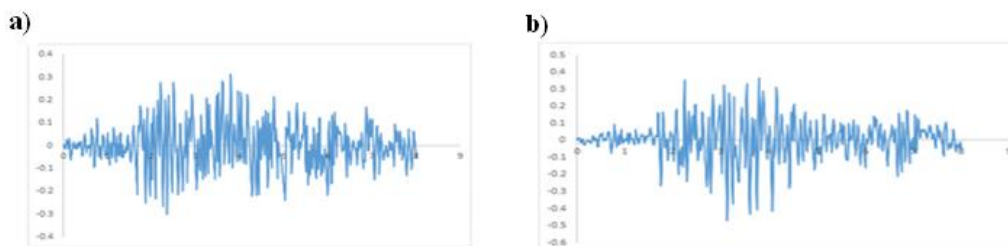
شکل ۵- مدل المان محدود، سد- مخزن- پی (مدل تحلیل شفارود، با اعمال هشت متر رسوب)

۸- صحت سنجی

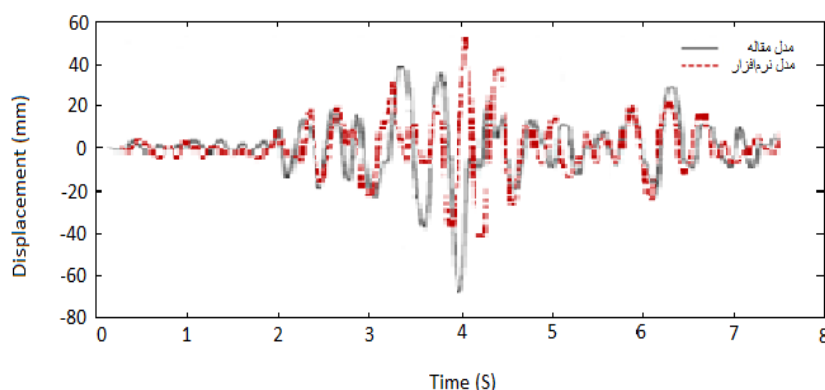
برای صحت سنجی پاسخ غیرخطی سد بتنی وزنی از نتایج ارائه شده در مرجع [۳۰] استفاده شده است، در این مرجع تحلیل سد کوینا (شکل (۶)) تحت شتاب نگاشت زلزله افقی و قائم کوینا پرداخته شده است (شکل (۷))، در این مدل که ارتفاع سد ۱۳۰ متر و عرض آن ۷۰ متر و عرض تاج آن ۱۴ متر می باشد مورد بررسی قرار گرفته است. مقایسه تاریخچه زمانی تغییر مکان تاج سد برای نتایج بدست آمده از مطالعه حاضر و نتایج ارائه شده در مرجع [۳۰] در شکل (۸) نشان داده شده است، همانطوریکه از شکل مشخص می باشد مطابقت مناسب ما بین دو دسته نتایج وجود دارد.



شکل ۶- مدل المان محدود سد - مخزن، سد بتنی وزنی کوینا مورد استفاده در صحت سنجی



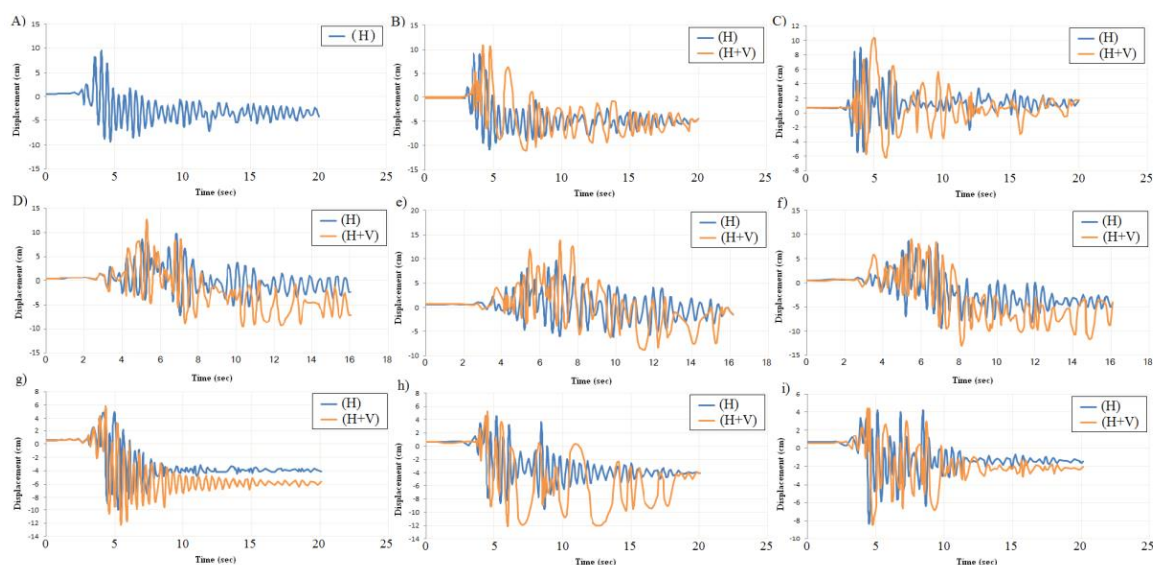
شکل ۷- مولفه های شتاب نگاشت زلزله کوینا، (a) شتاب نگاشت مولفه قائم، (b) شتاب نگاشت مولفه افقی



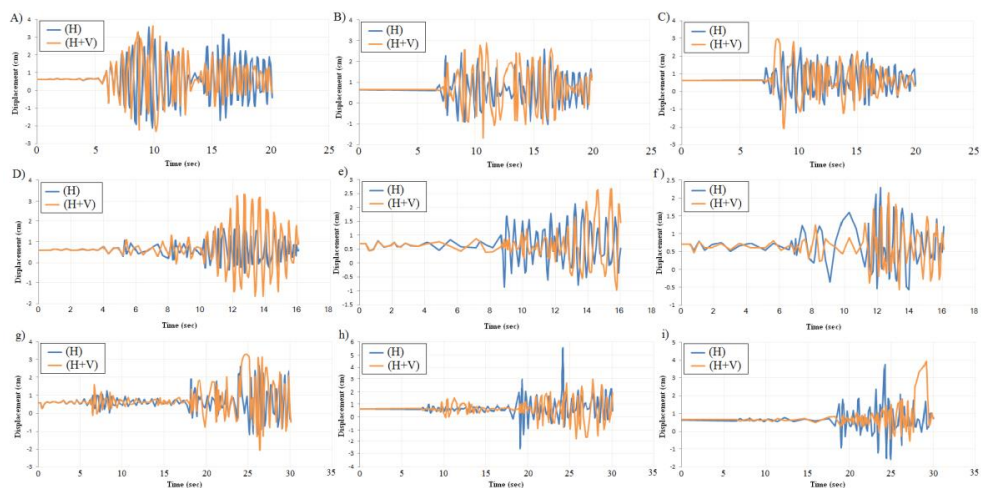
شکل ۸- مقایسه تاریخچه زمانی جابجایی افقی تاج سد

۹- مقایسه پاسخ سد بتنی وزنی تحت تاثیر زمین لرزه‌های حوزه نزدیک و دور از گسل با لحاظ اثرات رسوب در ارتفاعات مختلف

در شکل (۹) مقایسه‌ای ما بین تاریخچه زمانی جابجایی افقی تاج سد، تحت تاثیر زلزله‌های حوزه نزدیک گسل و با اعمال اثرات رسوب ارائه شده است. همچنین در شکل (۱۰)، تاریخچه زمانی جابجایی افقی تاج سد تحت زمین لرزه‌های حوزه دور از گسل نشان داده شده است. در جدول (۲) ماکزیمم جابجایی تاج سد در شرایط مختلف ارائه گردیده است. با لحاظ رسوب بر پاسخ لرزه‌ای غیرخطی سد بتنی وزنی مشخص می‌گردد که در طی زمین لرزه حوزه نزدیک حول جهت افقی، Morgan با لحاظ رسوبات کف مخزن بیشینه تغییر مکان تاج سد $3/7\%$ کاهش یافته و برای زمین لرزه Tsbas در حدود $1/9\%$ و برای زمین لرزه Loma در حدود $1/15\%$ می‌باشد. براساس نتایج حاصل از تحلیل غیرخطی سد بتنی وزنی با احتساب ضخامت رسوب ۲ و ۸ متری در مخزن سد و تحت زمین لرزه‌های حوزه دور و نزدیک مشاهده می‌شود که بطور متوسط تحت مولفه افقی زمین لرزه‌های حوزه نزدیک وجود رسوب با ضخامت ۲ متر موجب کاهشی برابر $3/7\%$ درصد و وجود رسوب ۸ متری موجب کاهشی برابر $10/3\%$ درصد در ماکزیمم تغییر مکان تاج سد می‌شود ولی با دخالت دادن مولفه قائم زمین لرزه‌های حوزه نزدیک و انجام تحلیل دینامیکی با احتساب هر دو مولفه زمین لرزه پاسخ تاج سد الگوی رفتاری مشخصی نداشته و در برخی زمین لرزه‌ها دچار کاهش و در برخی دیگر افزایش پاسخ را در پی داشته است. در خصوص زمین لرزه‌های حوزه دور نیز وجود رسوب بر پاسخ سد از روند مشخصی تبعیت نمی‌کند بطوریکه نمی‌توان نظر کلی در این خصوص ارائه داد. در جدول (۲) ماکزیمم تغییر مکان تاج سد در شرایط مختلف ضخامت رسوبات و زمین لرزه‌های اعمالی ارائه شده است.



شکل ۸- تاریخچه زمانی تغییر مکان تاج سد، (A) زلزله Morgan Hill برای حالت نزدیک گسل، بدون در نظر گرفتن رسوب و با اعمال زلزله افقی، (B) زلزله Morgan Hill برای حالت نزدیک گسل، ارتفاع رسوب در دو متر، و با اعمال زلزله یک بار در جهت افقی، و بار دیگر در جهت قائم و افقی، (C) زلزله Morgan Hill برای حالت نزدیک گسل، ارتفاع رسوب در هشت متر، و با اعمال زلزله یک بار در جهت افقی، و بار دیگر در جهت قائم و افقی، (D) زلزله Tabas برای حالت نزدیک گسل، بدون در نظر گرفتن رسوب، و با اعمال زلزله یک بار در جهت افقی، و بار دیگر در جهت قائم و افقی، (E) زلزله Tabas برای حالت نزدیک گسل، ارتفاع رسوب در دو متر، و با اعمال زلزله یک بار در جهت افقی، و بار دیگر در جهت قائم و افقی، (F) زلزله Tabas برای حالت نزدیک گسل، ارتفاع رسوب در هشت متر، و با اعمال زلزله یک بار در جهت افقی، و بار دیگر در جهت قائم و افقی، (G) زلزله Loma Prieta برای حالت نزدیک گسل، بدون در نظر گرفتن رسوب، و با اعمال زلزله یک بار در جهت افقی، و بار دیگر در جهت قائم و افقی، (H) زلزله Loma Prieta برای حالت نزدیک گسل، ارتفاع رسوب در دو متر، و با اعمال زلزله یک بار در جهت افقی، و بار دیگر در جهت قائم و افقی، (I) زلزله Loma Prieta برای حالت نزدیک گسل، ارتفاع رسوب در هشت متر، و با اعمال زلزله یک بار در جهت افقی، و بار دیگر در جهت قائم و افقی



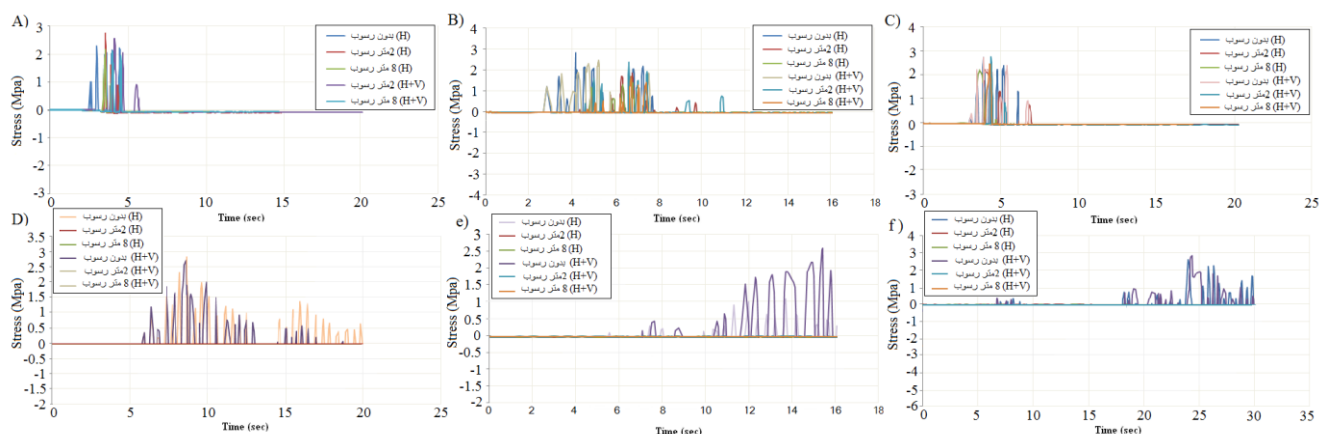
شکل ۹- تاریخچه زمانی تغییر مکان تاج سد، (A) زلزله Morgan Hill برای حالت دور از گسل بدون در نظر گرفتن رسوب و با اعمال زلزله یک بار در جهت افقی، و بار دیگر در جهت قائم و افقی، (B) زلزله Morgan Hill برای حالت دور از گسل، ارتفاع رسوب در دو متر، و با اعمال زلزله یک بار در جهت افقی، و بار دیگر در جهت قائم و افقی، (C) زلزله Morgan Hill برای حالت دور از گسل، ارتفاع رسوب در هشت متر، و با اعمال زلزله یک بار در جهت افقی، و بار دیگر در جهت قائم و افقی، (D) زلزله Tabas برای حالت دور از گسل، بدون در نظر گرفتن رسوب، و با اعمال زلزله یک بار در جهت افقی، و بار دیگر در جهت قائم و افقی، (E) زلزله Tabas برای حالت دور از گسل، ارتفاع رسوب در دو متر، و با اعمال زلزله یک بار در جهت افقی، و بار دیگر در جهت قائم و افقی، (F) زلزله Tabas برای حالت دور از گسل، ارتفاع رسوب در هشت متر، و با اعمال زلزله یک بار در جهت افقی، و بار دیگر در جهت قائم و افقی، (G) زلزله Loma Prieta برای حالت دور از گسل، بدون در نظر گرفتن رسوب، و با اعمال زلزله یک بار در جهت افقی، و بار دیگر در جهت قائم و افقی، (H) زلزله Loma Prieta برای حالت دور از گسل، ارتفاع رسوب در دو متر، و با اعمال زلزله یک بار در جهت افقی، و بار دیگر در جهت قائم و افقی، (I) زلزله Loma Prieta برای حالت دور از گسل، ارتفاع رسوب در هشت متر، و با اعمال زلزله یک بار در جهت افقی، و بار دیگر در جهت قائم و افقی

جدول ۲: ماکزیمم تغییر مکان افقی تاج سد در زلزله‌های مختلف

		ماکزیمم تغییر مکان افقی تاج سد					
		زلزله حوزه نزدیک			زلزله حوزه دور		
		بدون رسوب	رسوب ۲متر	رسوب ۸متر	بدون رسوب	رسوب ۲متر	رسوب ۸متر
۱	Morgan Hill (H)	۹/۴۰	۹/۳۲	۹/۰۵	۲/۵۸	۲/۵۸	۲/۴۷
۲	Morgan Hill (V+H)	۹/۶۳	۱۰/۸۸	۱۰/۳۸	۳/۶۴	۲/۹۲	۲/۹۵
۳	Tabas (H)	۹/۸۱	۹/۶۵	۸/۶۴	۱/۸۰	۲/۱۴	۲/۲۸
۴	Tabas(V+H)	۱۲/۸۲	۱۳/۸۹	۹/۰۲	۳/۳۲	۲/۶۸	۲/۱۵
۵	Loma prieta (H)	۴/۹۷	۴/۵۸	۴/۲۲	۲/۶۸	۵/۴۸	۳/۷۷
۶	Loma prieta (V+H)	۵/۸۶	۵/۲۷	۴/۴۰	۳/۲۹	۲/۹۵	۳/۹۳

۱۰- مقایسه تنش کششی در پاشنه سد تحت، تاثیر زمین لرزه حوزه نزدیک و دور از گسل و رسوبات انباشته شده در مخزن

در شکل (۱۰) تاریخچه زمانی تغییرات تنش اصلی کششی در پاشنه سد ارائه شده است. براساس نمودارهای ارائه شده افزایش تنش قابل توجهی در زمین لرزه های حوزه نزدیک در بازه های زمانی اولیه اعمال تحریک مشاهده می شود و لی در زمین لرزه های حوزه دور افزایش تنش ها در بازه های زمانی انتهایی رخ می دهند ، تاثیر رسوبات بر تنش های اصلی در پاشنه سد بصورت کاهش بوده و موجب کاهش تنشهای اصلی کششی گردیده است.

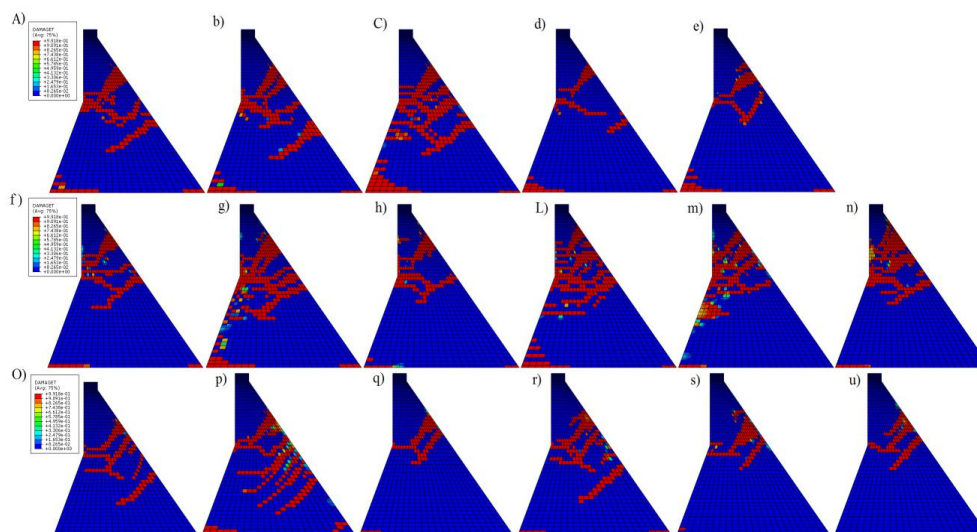


شکل ۱۰- تاریخچه زمانی تنش کششی درپاشنه سد، (A) زلزله Morgan Hill برای حالت نزدیک، (B) زلزله Tabas برای حالت نزدیک گسل، (C) زلزله Loma prieta برای حالت نزدیک گسل، (D) زلزله Morgan Hill برای حالت دور از گسل، (E) زلزله Tabas برای حالت دور از گسل، (F) زلزله Loma Prieta برای حالت دور از گسل

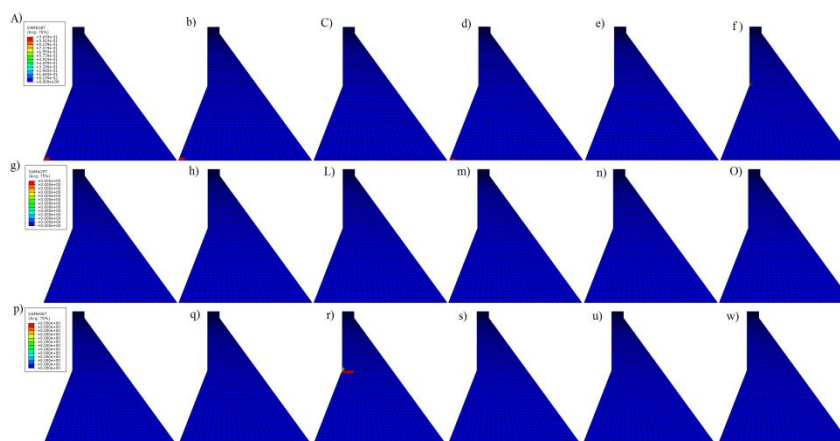
۱۱- تاثیر زمین لرزه حوزه نزدیک و دور از گسل و رسوبات انباشته شده در مخزن سد بر گسیختگی بدنه

سد

چگونگی توزیع المان‌های گسیخته شده در بدنه سد بتنی وزنی تحت زمین لرزه‌های حوزه دور و نزدیک به ترتیب در اشکال (۱۱) و (۱۲) نشان داده شده است. مناطق سایه زده شده با رنگ قرمز المان‌هایی را مشخص می‌کند که مقداری از تراز آسیب کششی را در طول تحلیل تجربه کرده‌اند. این اشکال آسیب‌هایی را نمایش می‌دهد که برای جنبش‌های واقعی زمین در این مطالعه در نظر گرفته شده‌اند. از پروفایل‌های ترک نشان داده شده در شکل (۱۱) و (۱۲) می‌توان مشاهده کرد که رکوردهای جنبش زمین ثبت شده نزدیک گسل تاثیر قابل توجهی بر آسیب لرزه‌ای سدهای بتنی وزنی دارند ولی در حالت کلی در زمین لرزه‌های دور از گسل لحاظ رسوبات داخل مخزن تاثیر چندانی بر چگونگی سطح آسیب در بدنه سد نداشته است. در بعضی موارد نتایج منطبق بر حرکت‌های ورودی با جنبش‌های زمین نزدیک گسل به وضوح نشان دهنده کاهش قابل توجه مقاومت سد با یک الگوی ترک برداری می‌باشد که کاملاً در عرض مقطع بالایی گسترش یافته است. همچنین از شکل (۱۱) و (۱۲) دیده می‌شود که مکانیزم گسیختگی از دو ناحیه آسیب اصلی تشکیل شده است. یکی در پایه سد بتنی وزنی در مجاورت پاشنه سد و دیگری در بخش‌های فوقانی سد در مجاورت محل تغییر شیب بدنه، تقریباً در تمامی تحلیل ترک برداری همیشه از پاشنه سد آغاز شده و سپس مسیر طولانی را از وجه بالا دست به سمت وجه پایین دست پیشرفت کرده است. پروفایل‌های ترک برداری در بخش فوقانی سد همیشه در نقطه گسستگی شیب در وجه پایین دست آغاز شده است. پروفایل‌های ترک برداری بالا تقریباً هم به صورت افقی و هم رو به پایین و شیب‌دار از وجه‌های پایین دست به سمت وجه‌های بالا دست امتداد می‌یابند. اما در بعضی تحلیل‌ها، پیش بینی می‌شود که ترک‌ها تقریباً از وسط وجه بالا دست یا پایین دست آغاز شده و به داخل سد امتداد می‌یابند.



شکل ۱۱- نحوه گسترش ترک در بدنه سد شفارود تحت زلزله حوزه نزدیک گسل، با لحاظ اثر نیروی رسوب، با زلزله Morgan Hill برای حالت نزدیک گسل بدون در نظر گرفتن رسوب و با اعمال زلزله در جهت افقی، (b) زلزله Morgan Hill برای حالت نزدیک گسل، ارتفاع رسوب دو متر، با اعمال زلزله در جهت افقی، (C) زلزله Morgan Hill برای حالت نزدیک گسل، ارتفاع رسوب دو متر، و با اعمال زلزله در جهت قائم و افقی، (d) زلزله Morgan Hill برای حالت نزدیک گسل، ارتفاع رسوب هشت متر، با اعمال زلزله در جهت قائم و افقی، (e) زلزله Morgan Hill برای حالت نزدیک گسل، ارتفاع رسوب هشت متر، با اعمال زلزله در جهت قائم و افقی، (f) زلزله Tabas برای حالت نزدیک گسل بدون در نظر گرفتن رسوب، با اعمال زلزله در جهت قائم و افقی، (g) زلزله Tabas برای حالت نزدیک گسل، بدون در نظر گرفتن رسوب، با اعمال زلزله در جهت قائم و افقی، (h) زلزله Tabas برای حالت نزدیک گسل، ارتفاع رسوب دو متر، با اعمال زلزله در جهت افقی، (L) زلزله Tabas برای حالت نزدیک گسل، ارتفاع رسوب دو متر، و با اعمال زلزله در جهت قائم و افقی، (m) زلزله Tabas برای حالت نزدیک گسل، ارتفاع رسوب هشت متر، با اعمال زلزله در جهت افقی، (n) زلزله Tabas برای حالت نزدیک گسل، ارتفاع رسوب هشت متر، با اعمال زلزله در جهت قائم و افقی، (O) زلزله Loma Prieta برای حالت نزدیک گسل بدون در نظر گرفتن رسوب، با اعمال زلزله در جهت افقی، (p) زلزله Loma Prieta برای حالت نزدیک گسل، بدون در نظر گرفتن رسوب، با اعمال زلزله در جهت قائم و افقی، (q) زلزله Loma Prieta برای حالت نزدیک گسل، ارتفاع رسوب دو متر، با اعمال زلزله در جهت افقی، (r) زلزله Loma Prieta برای حالت نزدیک گسل، ارتفاع رسوب دو متر، و با اعمال زلزله در جهت قائم و افقی، (s) زلزله Loma Prieta برای حالت نزدیک گسل، ارتفاع رسوب هشت متر، با اعمال زلزله در جهت قائم و افقی، (u) زلزله Loma Prieta برای حالت نزدیک گسل، ارتفاع رسوب هشت متر، با اعمال زلزله در جهت قائم و افقی.

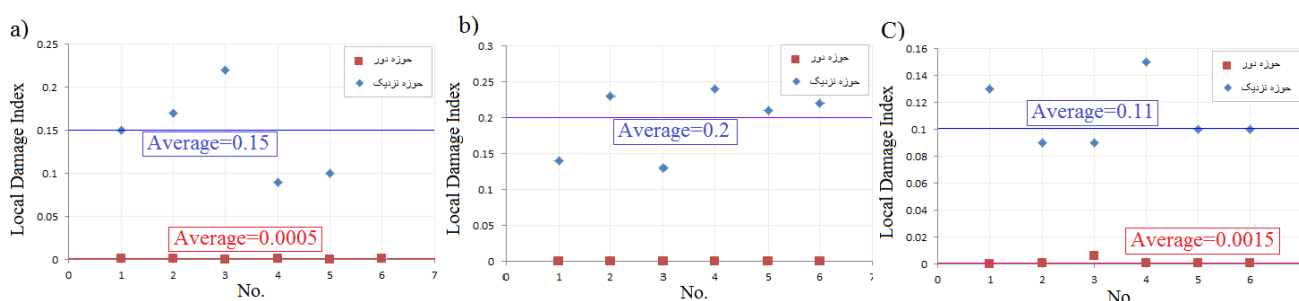


شکل ۱۲- نحوه گسترش ترک در بدنه سد شفارود تحت زلزله حوزه دور از گسل، با لحاظ اثر نیروی رسوب، (A) زلزله Morgan Hill برای حالت دور از گسل بدون در نظر گرفتن رسوب، با اعمال زلزله در جهت افقی، (b) زلزله Morgan Hill برای حالت دور از گسل، بدون در نظر گرفتن رسوب، با اعمال زلزله در جهت قائم و افقی، (C) زلزله Morgan Hill برای حالت دور از گسل، ارتفاع رسوب دو متر، با اعمال زلزله در جهت افقی، (d) زلزله Morgan Hill برای حالت دور از گسل، ارتفاع رسوب دو متر، با اعمال زلزله در جهت قائم و افقی، (e) زلزله Morgan Hill برای حالت دور از گسل، ارتفاع رسوب هشت متر، با اعمال زلزله در جهت قائم و افقی، (f) زلزله Morgan Hill برای حالت دور از گسل، ارتفاع رسوب هشت متر، با اعمال زلزله در جهت قائم و افقی، (g) زلزله Tabas برای حالت دور از گسل، بدون در نظر گرفتن رسوب، با اعمال زلزله در جهت قائم و افقی، (h) زلزله Tabas برای حالت دور از گسل، بدون در نظر گرفتن رسوب، با اعمال زلزله در جهت قائم و افقی، (L) زلزله Tabas برای حالت دور از گسل، ارتفاع رسوب دو متر، با اعمال زلزله در جهت افقی، (m) زلزله Tabas برای حالت دور از گسل، ارتفاع رسوب دو متر، و با اعمال زلزله در جهت قائم و افقی، (n) زلزله Tabas برای حالت دور از گسل، ارتفاع رسوب هشت متر، با اعمال زلزله در جهت افقی، (O) زلزله Tabas برای حالت دور از گسل، ارتفاع رسوب هشت متر، با اعمال زلزله در جهت قائم و افقی، (P) زلزله Loma Prieta برای حالت دور از گسل، بدون در نظر گرفتن رسوب، با اعمال زلزله در جهت افقی، (q) زلزله Loma Prieta برای حالت دور از گسل، بدون در نظر گرفتن رسوب، با اعمال زلزله در جهت قائم و افقی، (r) زلزله Loma Prieta برای حالت دور از گسل، ارتفاع رسوب دو متر، با اعمال زلزله در جهت افقی، (s) زلزله Loma Prieta برای حالت دور از گسل، ارتفاع رسوب دو متر، و با اعمال زلزله در جهت قائم و افقی، (t) زلزله Loma Prieta برای حالت دور از گسل، ارتفاع رسوب دو متر، و با اعمال زلزله در جهت قائم و افقی، (u) زلزله Loma Prieta برای حالت دور از گسل، ارتفاع رسوب دو متر، و با اعمال زلزله در جهت قائم و افقی، (v) زلزله Loma Prieta برای حالت دور از گسل، ارتفاع رسوب هشت متر، با اعمال زلزله در جهت افقی، (w) زلزله Loma Prieta برای حالت دور از گسل، ارتفاع رسوب هشت متر، و با اعمال زلزله در جهت قائم و افقی.

رسوب دو متر، با اعمال زلزله در جهت افقی، (m) زلزله Tabas برای حالت دور از گسل، ارتفاع رسوب دو متر، و با اعمال زلزله در جهت قائم و افقی، (n) زلزله Tabas برای حالت دور از گسل، ارتفاع رسوب هشت متر، با اعمال زلزله در جهت افقی، (O) زلزله Tabas برای حالت دور از گسل، ارتفاع رسوب هشت متر، با اعمال زلزله در جهت قائم و افقی، (p) زلزله Loma Prieta برای حالت دور از گسل بدون در نظر گرفتن رسوب، با اعمال زلزله در جهت افقی، (q) زلزله Loma Prieta برای حالت دور از گسل، بدون در نظر گرفتن رسوب، با اعمال زلزله در جهت قائم و افقی، (r) زلزله Loma Prieta برای حالت دور از گسل، ارتفاع رسوب دو متر، با اعمال زلزله در جهت افقی، (s) زلزله Loma Prieta برای حالت دور از گسل، ارتفاع رسوب دو متر، و با اعمال زلزله در جهت قائم و افقی، (u) زلزله Loma Prieta برای حالت دور از گسل، ارتفاع رسوب هشت متر، با اعمال زلزله در جهت افقی، (w) زلزله Loma Prieta برای حالت دور از گسل، ارتفاع رسوب هشت متر، با اعمال زلزله در جهت قائم و افقی.

۱۲- اندیس خرابی بدنه سد، تحت زمین لرزه های حوزه نزدیک و دور از گسل با احتساب اثر رسوبات انباشته شده در مخزن

در این بخش به منظور تحلیل اثر رسوبات داخل مخزن در ارتفاعات مختلف بر چگونگی سطح خرابی در بدنه سد بتنی وزنی تحت زمین لرزه های حوزه دور و نزدیک، شکل (۱۳) با ترسیم اندیس خرابی جمعی محلی تحت دوازده رکورد مختلف زمین لرزه های مدنظر در تحقیق حاضر رسم گردیده است.



شکل ۱۳- بررسی تغییرات اندیس خرابی سد بتنی وزنی تحت تاثیر رسوب در مخزن با ضخامت ۲ متر، (a) تحت تاثیر زلزله های Morgan Hill (b) تحت تاثیر زلزله های

Loma Prieta (C) تحت تاثیر زلزله های Tabas

همانطوریکه از شکل (۱۵) مشخص می شود، با لحاظ رسوب در مخزن، در زمین لرزه های حوزه دور، تاثیر اندکی در افزایش سطح آسیب و خرابی در بدنه سد دارد ولی افزایش نسبتاً قابل توجهی در سطح آسیب در بدنه سد بتنی وزنی با لحاظ و افزایش ارتفاع رسوب تحت زمین لرزه های حوزه نزدیک مشاهده می گردد.

۱۳- نتیجه گیری

هدف تحقیق حاضر مطالعه عددی تاثیر رسوبات انباشته شده در مخزن با فرض ضخامت های مختلف برای آن، بر پاسخ لرزه ای غیرخطی سد بتنی وزنی در طی جنبش نزدیک گسل و دور از گسل می باشد. در مطالعه حاضر روشی جهت بررسی سطح آسیب لرزه ای سدهای بتنی وزنی با لحاظ اثرات سد-مخزن-فونداسیون نیز ارائه شده است. در این تحلیل ۱۲ رکورد جنبش زمین نزدیک و دور از گسل برای تحریک های لرزه ای مورد استفاده قرار گرفته است. تحلیل لرزه ای غیرخطی سدهای بتنی وزنی تحت اثر شرایط زلزله مطابق با مدل (CDP) انجام شده، که شامل کرنش سخت شدگی یا رفتار نرم شونده است. پاسخ غیرخطی به دست آمده از حرکات زمین نزدیک گسل اساساً تاریخچه تغییر مکان متفاوتی نسبت به حرکت زمین دور از گسل دارد و تاثیر رسوبات داخل مخزن در طی این دو حالت نیز کاملاً متفاوت می باشد. براساس نتایج بدست رسوبات داخل مخزن تاثیر چندانی بر سطح آسیب وارده بر بدنه سد در زمین لرزه های حوزه دور ندارند و لی بر اساس نتایج بدست آمده می توان گفت در ارتفاع رسوب ۲ متری در مخزن سطح خرابی و تنش در سد در زمین لرزه های حوزه نزدیک افزایش چشمگیری داشته است. مقادیر تغییر مکان افقی تاج برای جنبش های نزدیک گسل بزرگتر از مقادیر مورد نظر برای جنبش های دور از گسل می باشد. ولی نظر کلی نمی توان در خصوص تاثیر رسوبات بر میزان جابه جایی ماکزیمم تاج سد و نحوه تغییرات آن

ارائه نمود ولی در زمین لرزه های حوزه نزدیک تحت شتاب افقی زمین لحاظ رسوبات اثر کاهشی داشته و با اعمال مولفه قائم زمین لرزه های حوزه نزدیک تاثیر رسوبات بصورت افزایشی نمود می یابد. در حالت کلی تاثیر لحاظ رسوب در تحلیل سدهای بتنی وزنی تحت زمین لرزه های حوزه نزدیک نسبت به حوزه دور بارزتر می باشد و باید در بررسی رفتار دینامیکی سدهای بتنی وزنی تحت زمین لرزه های حوزه نزدیک اثر رسوب در مخزن در تحلیل های لرزه ای لحاظ گردد.

مراجع

- [1] Pasbani K. M., Ghorbani M. A., Seyfi L., (1394). Investigation of The Effect of Sediment Inertia on Seismic Response of Concrete Gravity Dams Using Finite Element Model. *Dam and Hedroelectric Powerplant*. 2 (5) :65-73. Tehran. Iran.
- [2] Bandei F., Azizian G., Golbarari M., (2015). Displacement of Gravity Dam in Far and Near Fault Earthquake Including Dam-Water-Sediment-Foundation Interaction. *Current World Environment*. Vol. 10(Special Issue 1)
- [3] Mohammadi Shoja H., Shokrollahi B., Haji Rasooliha A., Kamalim T., (1382). Investigation of the Dynamic Expansion crack and Earthquake breakdown in concrete gravity Dams. *Fourth International Conference on Seismology and Earthquake Engineering*, Tehran. Iran.
- [4] Navaii Nia B., Naseri N., Kalani L., Vaseghi Amiri G., (1393). Evaluation of Nonlinear Response of Concrete gravity Dams with Crack Modeling with rotary and fixed method. *First National Congress on Structural Engineering of Iran*, Congress Center of the Olympic Hotel. Tehran. Iran.
- [5] Rahimzadeh R. F., Omidi A., (1381). Investigated of the effects of nonlinear behavior of concrete on the response of seismic concrete arch dams. *The first conference on safety and rehabilitation of structures*, Amirkabir University of Technology. Tehran. Iran.
- [6] Nezhadfarid H., (1391). The effect of cracking on the spectral response of arc concrete dams by finite element method, *Master's thesis*, Islamic Azad University, Ahar Branch.
- [7] Mahmoudian Shooshtari M., Sadeghi Chikani P., (1392). Dynamic Analysis of gravity Dams with Considering the Concrete cracking with the Finite Element Method, *7th National Congress on Civil Engineering*, Shahid Nikbakht Engineering university, Zahedan.
- [8] Aghazadegan A., Moradloo J., (1391). Investigating the parameters of concrete failure model on nonlinear seismic response of arc concrete dams, *second national new finding conference Civil Engineering*, Islamic Azad University, Najaf Abad Branch, Najaf Abad.
- [9] Jiang S. Y., Du C. B., (2012). Seismic stability analysis of concrete gravity dams with penetrated cracks. *Water Science and Engineering*, 5(1), 105-119.
- [10] Shi M., Zhong H., Ooi E. T., Zhang C., Song C., (2013). Modelling of crack propagation of gravity dams by scaled boundary polygons and cohesive crack model. *International Journal of Fracture*, 183(1), 29-48.
- [11] Oliveira S., Gaspar N., Dinis P., (2006). Cracking Analysis in Concrete Dams using Isotropic Damage Models. *Objectivity of Numerical Solutions*. In *III European Conference on Computational Mechanics* (pp.369-369). Springer Netherlands.
- [12] Wepf D. H., Feltrin G., Bachmann H., (1993). Influence of time-domain dam-reservoir interaction on cracking of concrete gravity DAMS. *Earthquake engineering structural dynamics*, 22(7), 573-582.
- [13] Haj Hosseini J., Moradloo J., (1393). Comparison of Near-Filed and Far-Filed Earthquakes on Nonlinear Response of Concrete gravity Dams, *Journal of Civil and Environmental Engineering*, Tabriz University Winter.
- [14] Kalateh F., Ghamatloo, A., (1396). Comparison of the massive and mass less foundation on the nonlinear dynamic response of concrete gravity dam in terms of the interaction of dam, reservoir, foundation. *International Conference on Civil Engineering, contemporary iranian architecture and urbanism*, Shahid Beheshti University. Tehran. Iran.

- [15] Rescher O., (1990). Importance of cracking in concrete dams. *Engng Fract Mech*, 35(3):503-2
- [16] Naeim F., (2001). *The Seismic Design Handbook*, 2nd edition, Kluwer Academic Publishers.
- [17] Ghoprah A., (2004). Response of Structures to Near-Fault Ground Motion, 13th WorConf on Earth. Eng. 1-6:1031
- [18] Somerville P., (2000). Characterization of near field ground motions. In: *Proceedings of the US-Japan workshop: effects of near-field earthquake shaking*. San Francisco; March.
- [19] Sharan, S. K., (1987). Time-domain analysis of infinite fluid vibration. *International Journal of Numerical Methods in Engineering*. 24, pp. 945-958
- [20] Hatano T., (1965). "An Examination of The resonance of hydrodynamic pressure during Earthquakes due to Elasticity of water", technical report C-65001, central research institute of electric power industry, Tokyo, Japan.
- [21] Fenves G., Chopra A., (1983). "effects of reservoir bottom absorption on earthquake response of Concrete gravity dams", *Earthquake Eng. and Structural Dynamic.*, Vol. 11.
- [22] Krajcinovic D., (1984). Continuum damage mechanics, *Applied Mechanics Reviews*. 37(1):1-6
- [23] Dragon A., Mróz Z., (1979). A continuum model for plastic-brittle behavior of rock and concrete. *International Journal of Engineering Science*, 17(2):121-37.
- [24] Mander, J.B., Priestley, M.J.N., and Park R. (1984). Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering*. ASCE, 114(3), 1804-1826.
- [25] Cervera M., Oliver J., Faria R., (1995). Seismic evaluation of concrete dams via continuum damage models. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 24(9):1225-45.
- [26] Hatzigeorgiou G., Beskos D., Theodorakopoulos D., Sfakianakis M. A., (2001). simple concrete damage model for dynamic FEM applications. *International Journal of Computational Engineering Science*. 2:267-86.
- [27] Lubliner J., Oliver J., Oller S., Oñate E., (1989). A plastic-damage model for concrete. *International Journal of Solids and Structures*. 25(3):299-326.
- [28] Lee J., Fenves G. L., (1998). Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures. *Journal of Engineering Mechanics*. 124(8):892-900.
- [29] Mavroeidis G. P., Papageorgiou, A., S., (2003). A mathematical representation of near-fault ground motions. *Bulletin of the Seismological Society of America*. 93 (3):1099-131.
- [30] Calayir Y., Karaton M., (2005). A continuum damage concrete model for earthquake analysis of concrete gravity dam-reservoir systems. *Journal Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 25:857-869