

تحلیل حساسیت پاسخ لرزه‌ای سیستم سد- مخزن - فونداسیون نسبت به مشخصات مصالح فونداسیون

فرهود کلاته^{۱*}

میثم صابری^۲

چکیده

در پژوهش حاضر به بررسی تأثیر خصوصیات مکانیکی لایه‌های سنگی واقع در فونداسیون سیستم سد - مخزن - فونداسیون بر پاسخ لرزه‌ای سازه سد، با لحاظ اثرات اندرکنشی محیط‌های درگیر پرداخته شده است. از آنجایی که سد بتنی وزنی سازه‌ای با ابعاد قابل ملاحظه در مقایسه با محدوده محیط خاکی یا سنگی زیرین است لذا اندرکنش و تأثیر متقابل مصالح فونداسیون بر رفتار دینامیکی سد وزنی از اهمیت فراوانی برخوردار است. به عنوان مطالعه موردی، سد شفارود واقع در شمال کشور ایران با نرم افزار آباکوس به صورت دوبعدی مدل گردیده، تحلیل دینامیکی به روش ضمنی با اعمال مؤلفه‌های افقی و قائم شتاب‌نگاشت زمین لرزه ال سنترو صورت گرفته است. تحلیل برای چهار نسبت مختلف مدول ارتجاعی فونداسیون به مدول ارتجاعی بتن بدنه سد انجام شده است. نتایج حاصل خاکی از تأثیر قابل توجه مشخصات مصالح فونداسیون بر تغییر مکان و توزیع تنش در بدنه سد وزنی می‌باشند که اهمیت بررسی‌های دقیق جهت شناسایی مشخصات ساختگاه قبل از احداث سد را مشخص می‌سازد.

واژه‌های کلیدی

سد وزنی، تحلیل دینامیکی، اندرکنش سد-مخزن، اندرکنش سد-فونداسیون

۱. * استادیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز، fkalateh@tabrizu.ac.ir

۲. دانشجوی کارشناسی ارشد، سازه هیدرولیکی، دانشگاه تبریز

مقدمه

سد، در مقایسه با فونداسیون با لحاظ جرم به میزان قابل توجهی افزایش می‌یابند. خردرنجبر (۱۳۹۰)، نیز با تغییر در پارامترهای ژئومکانیک توده سنگ در تکیه‌گاه‌ها و مطالعه اثرات آن بر پایداری سدهای قوسی، با ارائه نمودارهایی، میزان تأثیرپذیری در پی و تکیه‌های جانبی بر مقدار حداکثر تغییر مکان بدنه سد را بررسی کرد. خرقانی و خردرنجبر (۱۳۸۶)، با انجام تحقیقاتی به بررسی تأثیر پارامترهای ژئومکانیک، خصوصاً مدول الاستیسیته خاک و سنگ در پی و جناحین، بر تغییر مکان‌های بدنه سد و پایداری سد پرداختند. همچنین خردرنجبر و حبیبی (۱۳۸۶)، با تحقیقات خود به بررسی میزان تأثیرپذیری و حساسیت بدنه سد بر روی بسترهایی با مصالح و مدول برشی متفاوت تحت اثر بارهای دینامیکی، فشار آب مخزن و وزن سد به روش المان محدود پرداختند. حسن‌زاده و همکاران (۱۳۸۷) با استفاده از نرم‌افزار اجزاءمحدود آباکوس، تأثیر استفاده از مدل الاستوپلاستیک مور-کولمب در سنگ پی، بر تنش‌ها و تغییر شکل‌های بدنه و پی‌سنگی سدهای بتنی قوسی را مورد بررسی قرار دادند، آن‌ها بدین منظور تنش‌ها و تغییر شکل‌ها را در دو حالت پی الاستیک و الاستوپلاستیک با یکدیگر مورد مقایسه قرار دادند. حیرانی و قائمیان (۱۳۸۹)، با تغییر پارامترهای فیزیکی سد، از جمله مدول الاستیسیته و مقاومت کششی، با آنالیز دینامیکی غیرخطی سد بتنی وزنی از روش فونداسیون بدون جرم و با اعمال شرایط مرزی مناسب نتیجه گرفتند که پروفیل‌های ترک ایجاد شده در سد، در مقایسه با فونداسیون جرم‌دار به میزان قابل توجهی افزایش می‌یابند. حریری اردبیلی و میرزا بزرگ (۲۰۱۳)، پایداری دینامیکی سیستم مخزن-سد-فونداسیون در حالت سه‌بعدی را با استفاده از روش المان‌های نامحدود مورد آنالیز قرار دادند؛ که مدل فونداسیون را به صورت جرم‌دار با مرزهای ویسکوز در انتهای دور در نظر گرفتند نتایج حاکی از آن هست که در نظر گرفتن جرم برای فونداسیون سبب کاهش پروفیل ترک در بتن سازه سد می‌گردد. آقازادگان و همکاران (۱۳۹۳)، در مقاله‌ای پاسخ لرزه‌ای سد بتنی قوسی مالپاسه، با در نظر گرفتن ضعف موجود در پی آن که شامل یک توده‌ی ضعیف در تکیه‌گاه چپ و یک گسل غیرفعال در پایین‌دست سد است را مورد بررسی قرار دادند. قائمیان و همکاران (۱۳۹۳)، در مقاله خود از پی صلب و بدون جرم در مدلسازی استفاده کردند و اثر پنج نوع مصالح متفاوت فونداسیون بر انتشار ترک در سدهای وزنی بتنی را مورد بررسی قرار دادند

با توجه به اهمیت سدهای بتنی وزنی در تأمین و ذخیره‌سازی آب مورد نیاز، این سازه‌ها در هر کشور جزء مهم‌ترین و حساس‌ترین سازه‌ها بوده و تحلیل دینامیکی این سازه‌ها، در کشورهای زلزله‌خیز مانند ایران از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. تحلیل دینامیکی سد بتنی وزنی برای اولین بار در سال ۱۹۳۳ توسط وسترگارد^۱ به منظور تعیین فشار هیدرو دینامیکی وارد بر مخزن تحت اثر نیروی زلزله، با حل معادله لاپلاس^۲ (معادله حاکم بر مخزن) و با انجام فرضیات ساده‌کننده‌ای همچون: ۱- رفتار سیستم دوبعدی، ۲- سد دارای دیوار قائم و صلب، ۳- کف مخزن افقی و صلب، ۴- طول مخزن در جهت بالادست بی‌نهایت، (وسترگارد (۱۹۳۳) وزنگار (۱۹۵۲)) صورت گرفت. ولی در دهه شصت میلادی چوپرا^۳ با تحقیقات خود نشان داد که در اندرکنش سد-مخزن-پی، شیب بالادست سد و کف مخزن، رسوبات موجود در مخزن، رفتار غیرخطی مصالح و آب تأثیر قابل توجهی در تحلیل دینامیکی سد وزنی دارند (چوپرا (۱۹۶۷)، (۱۹۶۸) و همراه همکاران (۱۹۶۹)). باین حال اعمال این عوامل در روش تحلیلی، به علت زمان‌بر بودن، تقریباً غیرممکن به نظر می‌رسید. ولی با گسترش روش‌های عددی به‌ویژه روش المان محدود و تولید نرم‌افزارهایی بر پایه روش مذکور و با لحاظ تمام شرایط موجود امکان‌پذیر گردید. به‌طوری‌که در تحقیقات بعد محققان بسیاری همچون زینکوویچ و همکاران (۱۹۶۵)، چوپرا و چاکرابارتی (۱۹۷۴)، لطفی و همکاران (۱۹۸۷)، قائمیان و گباره (۱۹۹۹)، کلاته و عطارنژاد (۲۰۱۱)، نوایی‌نیا و کلانی ساروکلانی (۲۰۱۴)، با استفاده از روش‌های عددی به تحلیل دینامیکی سد-مخزن-پی پرداخته‌اند و تأثیرات پارامترهای مذکور را در تحقیقات خود نشان داده‌اند. در سال‌های اخیر، تحقیقات بسیاری در زمینه تأثیر تغییرات مشخصات مکانیکی فونداسیون بر تحلیل دینامیکی سدهای بتنی، در کشور صورت گرفته است. حیرانی و قائمیان (۱۳۸۹)، با تغییر پارامترهای فیزیکی سد، از جمله مدول الاستیسیته و مقاومت کششی، با آنالیز دینامیکی غیرخطی سد بتنی وزنی از روش فونداسیون بدون جرم نتیجه گرفتند که پروفیل‌های ترک ایجاد شده در بدنه

^۱. Westergaard^۲. Laplas Equation^۳. Chopra

مدلسازی مخزن

فرم دیفرانسیلی معادله حاکم بر فشار هیدرودینامیک مخزن، به شکل زیر است:

$$\rho \frac{DV}{Dt} = -\nabla P + \mu \nabla^2 \vec{V} + \vec{b} \quad (2)$$

در رابطه فوق که به معادله ناویر استوکس موسوم است، ρ دانسیته سیال، $\vec{V}$ بردار سرعت سیال، P فشار سیال و $\frac{D}{Dt}$ نرخ تغییرات جامع می‌باشند. با فرض اینکه آب محیط مخزن، دارای تراکم پذیری خطی، غیر لزج، غیر چرخشی، همگن و ایزوتروپ است رفتار دینامیکی سد و مخزن مورد بررسی قرار می‌گیرد. با ساده‌سازی معادلات ناویر-استوکس برای مایعات غیر لزج در محدوده جابجایی‌های کوچک و با صرف نظر کردن از تغییرات زمانی و مکانی دانسیته آب مخزن، معادله فشار هیدرودینامیک حاکم بر مخزن به صورت زیر حاصل می‌گردد که به معادله موج موسوم است.

$$\nabla^2 P = \frac{1}{C^2} \ddot{P} \quad (3)$$

در این معادله، P فشار هیدرودینامیک بدون لحاظ کردن فشار هیدرواستاتیک، $\ddot{P}$ مشتق دوم زمانی فشار هیدرودینامیکی و C سرعت انتشار موج فشاری در محیط سیال می‌باشد. معادله موج برای سیال تراکم ناپذیر به فرم زیر می‌باشد که معادله لاپلاس نامیده می‌شود.

$$\nabla^2 P = 0 \quad (4)$$

شرایط مرزی مخزن

جهت حل هر معادله دیفرانسیلی، بایستی شرایط مرزی مناسبی اعمال نمود. برای حل معادله موج در مخزن نیز باید شرایط مرزی مناسبی را انتخاب کرد که در ادامه این شرطها مورد بررسی قرار می‌گیرند.

شرط مرزی انتهای دور مخزن

به هنگام زمین لرزه، سد دچار ارتعاش و تغییر شکل‌هایی می‌شود که در اثر این ارتعاشات، امواج حجمی فشاری هیدرودینامیکی در مخزن ایجاد شده و به سمت بالادست منتشر می‌شود؛ که معادله انتشار این امواج در حالت یک بعدی به صورت زیر است:

مشاهده می‌شود که با افزایش مدول الاستیسیته درصد ناحیه ترک خورده افزایش می‌یابد. علیجانی و همکاران (۱۳۹۵)، در تحقیقی به تحلیل غیرخطی سدهای بتنی وزنی با احتساب تغییر مکان ناشی از حرکت نرمال ریزگسل‌ها در پی سد پرداختند. در پژوهش حاضر، به بررسی تأثیرات تغییر نسبت مدول الاستیسیته فونداسیون، به مدول الاستیسیته بتن بر پاسخ دینامیکی سد بتنی وزنی، از جمله، جابجایی نسبی تاج سد، تغییرات فشار در کف مخزن، تغییرات تنش‌های اصلی در پاشنه سد، نحوه تغییر شمارگرهای تنش‌های اصلی در بدنه سد و شمارگرهای فشار هیدرودینامیک مخزن، با اعمال مؤلفه شتاب افقی و قائم زلزله ال سنتر در نرم افزار آباکوس پرداخته شده است. لازم به ذکر است که جهت صحت سنجی این نرم افزار، ابتدا مسئله اندرکنش دیواره بتنی و مخزن که توسط تسای و همکار (۱۹۹۱) به صورت تحلیلی، آنالیز شده را در آباکوس مدل کرده و برخی از خروجی‌های حاصل از تحلیل لرزه‌ای، مورد مقایسه قرار گرفته است. نتایج این مقایسه حاکی از آن است که این نرم افزار برای اهداف این تحقیق مناسب و نتایج حاصل از آن قابل استناد است.

مدلسازی عددی سیستم سد-مخزن-فونداسیون

مدلسازی سازه سد

با استفاده از روش گالرکین و اعمال قضیه دیورژانس بر معادله دیفرانسیل تعادل حاکم بر المان سه بعدی و ساده سازی آن، در نهایت، معادله تعادل دینامیکی محیط سازه تحت تحریک زمین لرزه، به شکل زیر بدست می‌آید:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{F_1\} - [M]\{\ddot{u}_g\} + [Q]\{P\} \quad (1)$$

که در معادله فوق، $[M]$ و $[C]$ و $[K]$ به ترتیب ماتریس‌های جرم، میرایی و سختی سازه، $\{u\}$ ، $\{\dot{u}\}$ و $\{\ddot{u}\}$ به ترتیب بردار تغییر مکان، سرعت و شتاب نسبی سازه، $\{F_1\}$ بردار مجموع نیروی هیدرواستاتیکی و نیرو حجمی، $\{\ddot{u}_g\}$ شتاب زمین، $[Q]$ ماتریس کوپله و $\{P\}$ بردارهای فشار هیدرودینامیکی می‌باشد.

تغییر مکان‌ها برقرار بوده و سرعت نرمال سیال و حرکت سازه برابر هم می‌باشد؛ بنابراین شرط مرزی سینماتیک این فصل مشترک، با معادله زیر قابل بیان است:

$$\bar{a}_{ns} = \frac{d\vec{V}}{dt} \cdot n \quad (۸)$$

در معادله فوق، $\bar{a}_{ns}$ شتاب وجه بالادست در جهت عمود بر سد، $\vec{V}$ بردار سرعت نرمال سیال در فصل مشترک دو محیط، Π بردار یکه عمود بر سطح سد و به سمت داخل مخزن است. برای اعمال این شرط مرزی در مدلسازی انجام شده، مش بندی سازه سد و مخزن به گونه‌ای صورت گرفته که در فصل مشترک دو محیط گره‌های المان‌ها منطبق بر هم باشند، سپس این نقاط به یکدیگر گره زده شده‌اند.

مدلسازی فونداسیون

در صورتی که سد بتنی وزنی بر روی ساختگاه با کیفیتی اجرا شود، با مدلسازی المان محدود بدون جرم فونداسیون، می‌توانیم به شکل مناسبی اثرات سنگ پی زیرین را اعمال نماییم. در این نوع مدلسازی، نیازی به مدل کردن فونداسیون با ابعاد بزرگ نسبت به سازه سد نیست. با توجه به اینکه در مطالعه حاضر برای مدلسازی پی، از میرایی و اینرسی پی صرف نظر شده و پی به صورت بدون جرم و با در نظر گرفتن انعطاف پذیری آن، مدل گردیده، بنابراین اعمال شرایط مرزی خاصی در مرزهای دور پی جهت در نظر گرفتن میرایی انتشار و عدم بازگشت امواج فشاری به داخل سیستم، نیست.

مشخصات سد

مشخصات کلی و هندسی سد شفارود

در این مقاله، سد بتنی وزنی شفارود واقع در استان گیلان، ۶۵ کیلومتری شمال غربی رشت، مورد آنالیز قرار گرفته است. عرض تاج و کف سد و ارتفاع مقطع مورد مطالعه، به ترتیب برابر ۱۳/۳۲، ۱۵۰/۸ و ۱۴۲/۹ متر بوده و وجه بالادست و پایین دست سد نیز به ترتیب تا ارتفاع ۱۳۶/۰۶ و ۸۰ متری دارای شیب‌های ۶۷/۶۵ و ۵۲/۴۵ درجه می‌باشند. همان طوری که در شکل (۱) مشخص است ارتفاع فونداسیون در نظر گرفته شده در مدلسازی ۱۵۰ متر و طول مخزن نیز ۳۰۰ متر است.

$$P = r^{\frac{(1-m)}{2}} \{f(r-ct) + f(r+ct)\} \quad (۵)$$

در معادله فوق، r فاصله از منبع ارتعاش و f تابعی است که شکل موج را بیان می‌کند. در عمل امواج فشاری که به سمت بالادست مخزن منتشر می‌شوند، از سیستم خارج شده و میرا می‌گردند. با توجه به اینکه طول مخزن تقریباً دو برابر طول سد مدل شده است بایستی شرایط مرزی مناسب، به انتهای دور بریده شده مخزن اعمال گردد تا از بازگشت امواج فشاری پس از برخورد به مرز قطع شده، به داخل مخزن جلوگیری شود، بدین منظور در مدلسازی انجام شده، انتهای دور مخزن غیربازگشتی در نظر گرفته شده است.

شرط مرزی کف مخزن

لایه‌های رسوبی انباشته شده در کف مخزن، بخشی از انرژی امواج فشاری را جذب کرده و به کف بستر مخزن منتقل می‌کنند و قسمتی دیگر از این امواج را، به داخل مخزن منعکس می‌نمایند. برای اعمال این شرط مرزی می‌توان معادله زیر را مورد بررسی قرارداد.

$$\frac{\partial P}{\partial n} = -\rho V_{gn} - \frac{1}{\beta \cdot C} \frac{\partial P}{\partial t} \quad (۶)$$

در معادله فوق، V_{gn} مؤلفه شتاب حرکت زمین در راستای عمود بر مرز و β نسبت امپدانس آکوستیک محیط بستر به محیط سیال است. در این تحقیق، فرض بر آن است که بین محیط بستر و مخزن شرط سازگاری تغییر مکان‌ها برقرار بوده و بین دو محیط جدایی اتفاق نمی‌افتد.

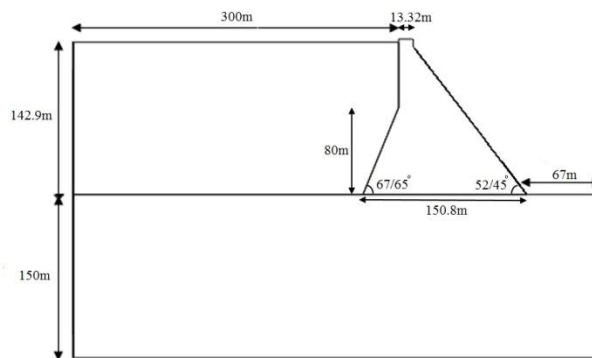
شرط مرزی سطح آزاد مخزن

به هنگام ارتعاش سازه سد در اثر زمین لرزه، علاوه بر ایجاد امواج فشاری در داخل مخزن، امواج سطحی نیز ایجاد می‌گردند. جهت اعمال شرط مرزی سطح آزاد مخزن، از امواج سطحی صرف نظر کرده و فشار در این سطح، صفر در نظر گرفته شده است.

$$P_{z=h} = 0 \quad (۷)$$

شرط مرزی اندرکنش سد و مخزن

برای اعمال شرط مرزی فصل مشترک سازه و سیال، فرض بر آن است که بین این دو محیط شرط سازگاری



شکل (۱) مشخصات هندسی سیستم سد-مخزن-فونداسیون

رسیدن به مش بندی مناسب، یعنی مش بندی که ضمن داشتن دقت قابل قبول، مدت زمان تحلیل را نیز بیش از اندازه تحت تأثیر قرار ندهد، ابتدا مدل را با المان های بزرگ، مش بندی نموده سپس با ریزتر کردن المان ها نتایج را با یکدیگر مقایسه می نمایند، در صورت قابل اغماض بودن اختلاف نتایج دو مش بندی متوالی، مش بندی با المان های بزرگ تر، به عنوان مش بندی نهایی انتخاب می شود. در این تحقیق پس از انجام این مراحل دو مش بندی متوالی مطابق شکل (۲) بدست آمده است که نتایج خروجی های آن ها همان طور که از شکل های (۳) و (۴) مشخص است تقریباً منطبق بر هم بوده و ریزتر شدن المان ها تأثیری بر نتایج ندارد و تنها زمان تحلیل را افزایش می دهد. با توجه به مش بندی انتخاب شده، تعداد المان های سد، پی و مخزن به ترتیب برابر ۷۸۰، ۴۹۲ و ۴۹۶ و تعداد نقاط گرهی نیز برابر ۸۴۰، ۵۶۴ و ۵۴۴ است.

اعتبار سنجی نرم افزار آباکوس

جهت صحت سنجی نرم افزار آباکوس، سدی مستطیلی که ارتفاع و عرض آن مطابق شکل (۵) به ترتیب برابر ۱۵ و ۱۸ متر است را در این نرم افزار مدل کرده و برخی از خروجی های حاصل از تحلیل دینامیکی مدل، با نتایج حاصل از حل تحلیلی صورت گرفته توسط تسای و همکار (۱۹۹۱)، مقایسه شده است.

مشخصات مکانیکی سد-پی-مخزن

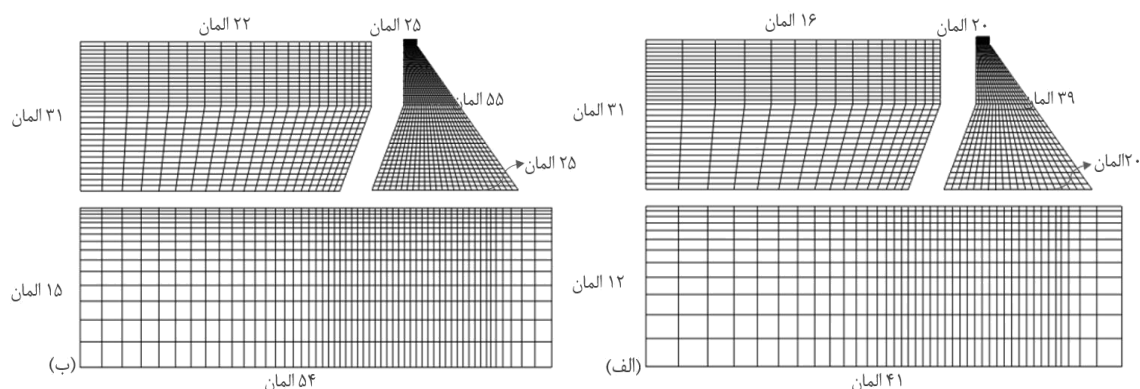
پارامترهای مورد نیاز جهت اعمال مشخصات مکانیکی مصالح فونداسیون و بتن سد در تحلیل دینامیکی، مدول الاستیسیته (E)، نسبت پواسون (ν) و چگالی (ρ)، است که مقادیر آن ها همانند جدول (۱) در مدلسازی اعمال گردیده است. همچنین، مصالح بتن سد را به صورت همگن و همسانگرد با رفتار الاستیک خطی و چگالی فونداسیون را به علت بدون جرم در نظر گرفتن پی، صفر قرار داده و مدول الاستیسیته آن، چهار مقدار متفاوت $1/5 E_d, E_d, 0/5 E_d$ و $E_d/2$ ، در نظر گرفته شده است (E_d مدول الاستیسیته بتن بدنه سد).

جدول (۱) خواص مکانیکی مصالح در مدلسازی

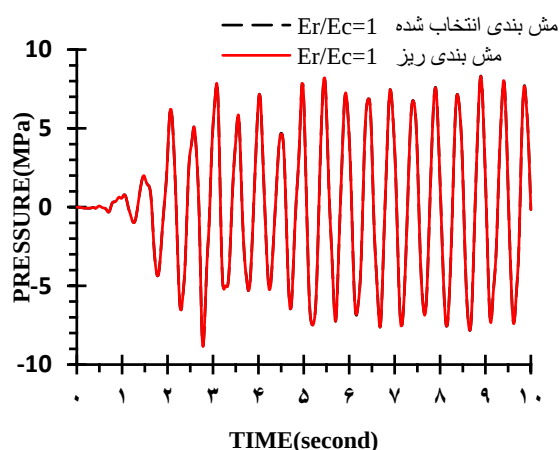
پارامتر	بتن	پی	آب
چگالی kg/m^3	۲۴۰۰	-	۱۰۰۰
مدول الاستیسیته Gpa	۲۱	-	-
ضریب پواسون	۰/۲	۰/۳۳۳	-
مدول بالک Gpa	-	-	۲/۰۷

انتخاب مش بندی مناسب

یکی از مهم ترین مراحل در تحلیل با روش المان محدود، تعیین مش بندی مناسب و انتخاب نوع المان است. برای



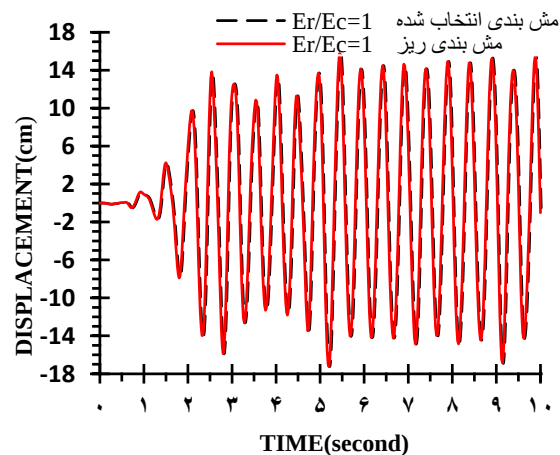
شکل (۲) (الف) مش بندی انتخاب شده، (ب) مش بندی ریز



شکل (۴) مقایسه تغییرات فشار کف مخزن برای دو مش بندی متوالی

مقایسه تاریخچه زمانی جابجایی نسبی تاج سد نسبت به تکیه‌گاه، در شکل (۷) نشان داده شده است. همان‌طوری که ملاحظه می‌گردد نتایج حاصل از دو تحلیل، تقریباً یکسان و نمودارها منطبق بر هم می‌باشند.

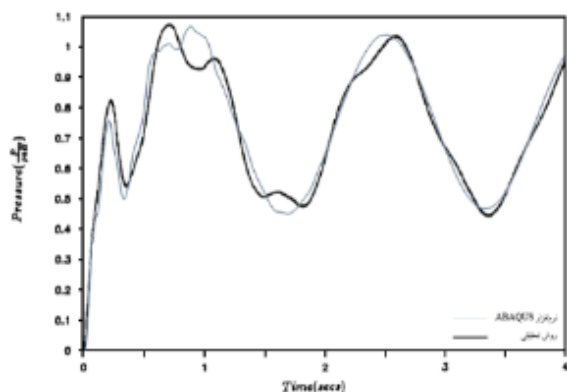
همچنین تاریخچه زمانی تغییرات فشار هیدرودینامیک در کف مخزن برای هر دو تحلیل در شکل (۸) آورده شده است؛ که در آن مشخص است نتایج حاصل از روش تحلیلی و نرم‌افزار آباکوس تقریباً یکسان و قابل قبول است. نتایج مقایسه‌های انجام شده، حاکی از آن است که نرم‌افزار آباکوس برای اهداف این تحقیق مناسب بوده و نتایج و خروجی‌های حاصل از آن قابل استناد می‌باشد.



شکل (۳) مقایسه جابجایی نسبی تاج سد برای دو مش بندی متوالی

عمق و طول مخزن در این مدل‌سازی به ترتیب برابر ۱۸۰ و ۳۶۰ متر بوده و برای تعریف مشخصات مصالح مدل، مدول الاستیسیته بتن 10^{10} کیلوگرم بر مترمربع، وزن مخصوص بتن ۲۴۰۰ کیلوگرم بر مترمکعب و ضریب پواسون $0/2$ در نظر گرفته شده است.

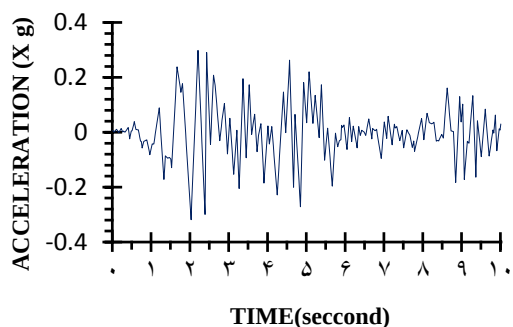
شتاب‌نگاشت پله‌ای نشان داده شده در شکل (۶) که در آن شتاب در مدت $0/2$ ثانیه از صفر به $0/5g$ رسیده و بعد از آن ثابت می‌ماند، به مدت ۴ ثانیه، جهت تحریک لرزه‌ای، به مدل اعمال شده است.



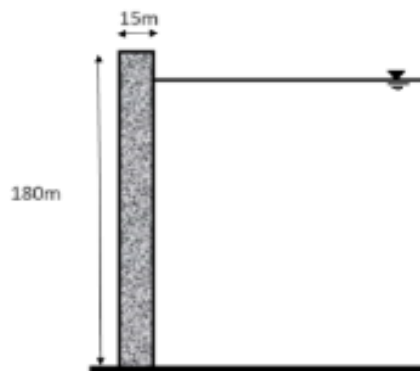
شکل (۸) مقایسه تغییرات فشار در کف مخزن

تحلیل دینامیکی سیستم سد-پی-مخزن

در تحقیق حاضر، جهت تحلیل دینامیکی سد سفارود، چهار مقدار متفاوت، $\frac{1}{5}E_d, E_d, \frac{4}{5}E_d$ و $2E_d$ برای مدول الاستیسیته فونداسیون، در نظر گرفته شده است. تحریک لرزه‌ای مدل با مؤلفه‌ی شتاب‌نگاشت ثبت‌شده در ایستگاه ال‌سنتر، در اثر زلزله ۱۹ می ۱۹۴۰ در دره امپریال ایالت کالیفرنیا آمریکا که مؤلفه‌های افقی و قائم آن به ترتیب به صورت شکل‌های (۹) و (۱۰) است اعمال شده است. با توجه به اینکه اثر مؤلفه قائم زلزله بر پاسخ سدهای وزنی به علت وجود فشار هیدرو دینامیکی بسیار بیشتر از سایر سازه‌ها است در این تحقیق علاوه بر اعمال مؤلفه افقی زلزله، مؤلفه عمودی نیز به صورت مجزا برای تحریک لرزه‌ای مدل‌ها در نظر گرفته شده است.

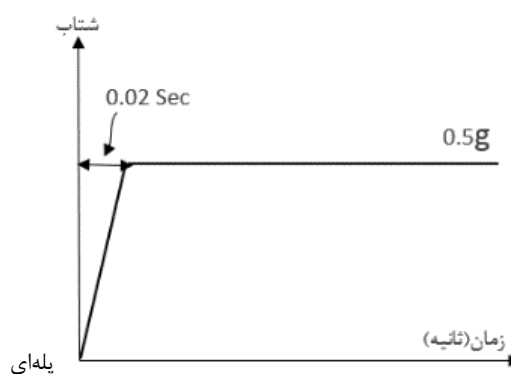


شکل (۹) تاریخچه زمانی شتاب‌نگاشت افقی زلزله ال‌سنتر

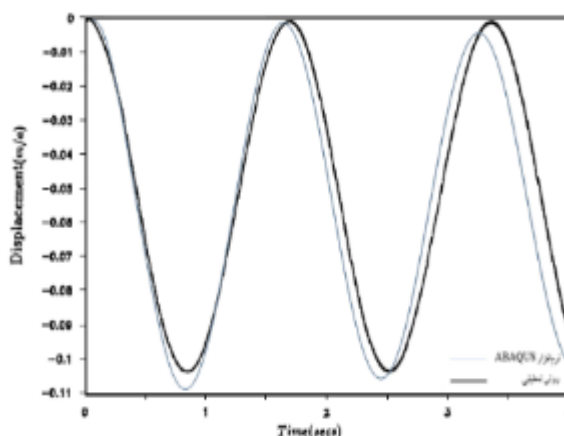


شکل (۵) ابعاد و شکل مدل

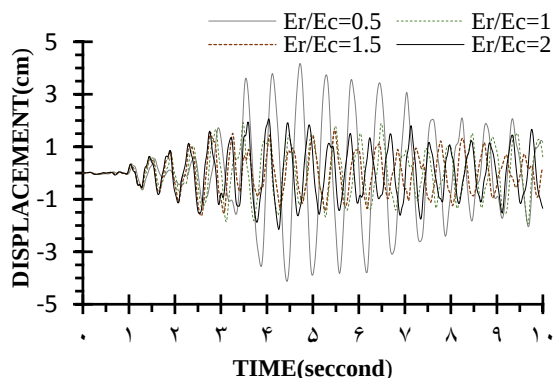
شکل (۶) شتاب‌نگاشت



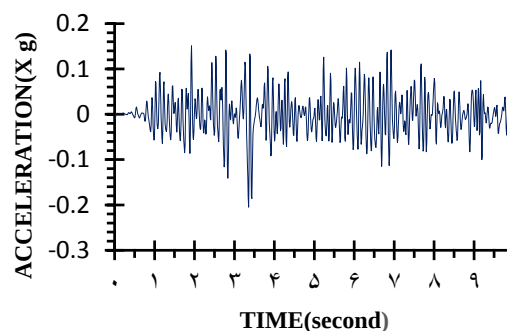
اعمال شده در مدلسازی



شکل (۷) مقایسه جابجایی نسبی تاج سد



شکل (۱۲) تاریخچه زمانی جابجایی نسبی تاج سد، تحت اثر شتاب قائم زلزله ال سنترو

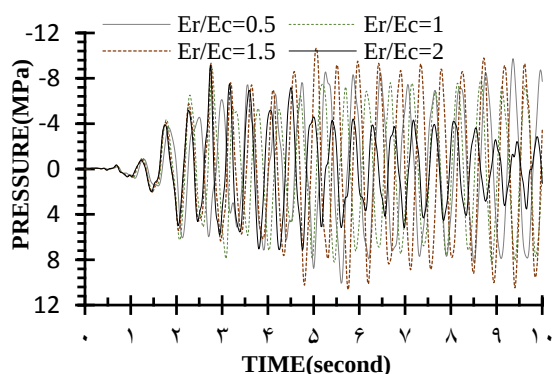


شکل (۱۰) تاریخچه زمانی شتاب‌نگاشت قائم زلزله ال سنترو

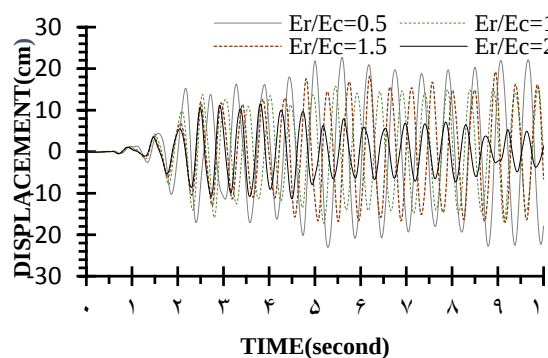
مقایسه نتایج حاصل از تحلیل‌های

جابجایی نسبی تاج سد

تاریخچه زمانی جابجایی نسبی تاج سد، تحت اثر شتاب افقی و قائم زلزله ال سنترو، به ازای مدول‌های مختلف فونداسیون، به ترتیب به صورت شکل‌های (۱۱) و (۱۲) است. ماکزیمم تغییر مکان نسبی تاج سد به ازای مدل‌هایی که مدول ارتجاعی فونداسیون برابر $1/5 E_d, E_{d,0}, 1/5 E_d$ و E_d است و تحت اثر مؤلفه افقی زلزله می‌باشند، به ترتیب $23/02$ ، $17/23$ ، $19/20$ و $11/45$ سانتی‌متر و در حالت اعمال مؤلفه قائم زلزله، به ترتیب $4/18$ ، $1/94$ ، $1/62$ و $2/15$ سانتی‌متر حاصل گردید.

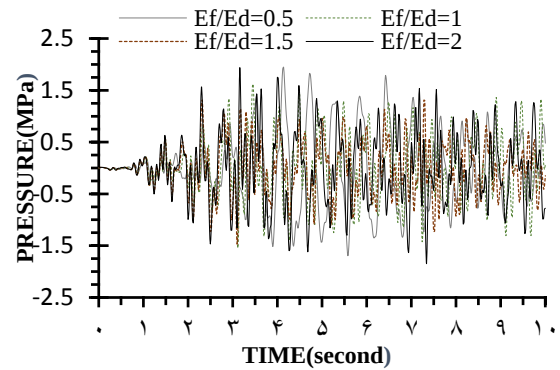


شکل (۱۳) تاریخچه زمانی تغییرات فشار هیدرودینامیک در کف مخزن، تحت اثر شتاب افقی زلزله ال سنترو



شکل (۱۱) تاریخچه زمانی جابجایی نسبی تاج سد، تحت اثر شتاب افقی زلزله ال سنترو

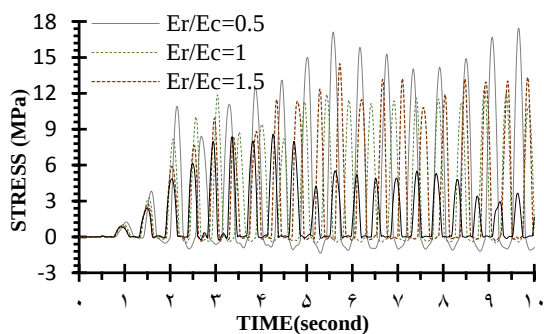
همان طوری که از شکل (۱۵) مشخص است پاشنه سد جزء حساس ترین قسمت های این سازه به لحاظ تحمل تنش کششی است به همین دلیل نمودار تاریخچه زمانی تغییرات تنش اصلی ماکزیمم و مینیمم در پاشنه سد به ترتیب در شکل های (۱۶) و (۱۷) آورده شده است که این نمودارها نشان می دهند مقدار تنش اصلی بیشینه برای پی هایی با مدول الاستیسته $0.5E_d$ ، $1.5E_d$ و $2E_d$ ، به ترتیب $17/45$ ، $12/47$ ، $14/46$ و $8/59$ مگا پاسکال و مینیمم مقدار تنش اصلی کمینه به ترتیب $17/86$ ، $13/27$ ، $14/40$ و $9/20$ مگا پاسکال می باشد.



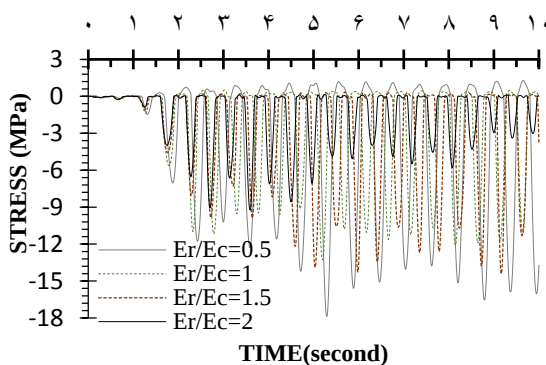
شکل (۱۴) تاریخچه زمانی تغییرات فشار هیدرودینامیک در کف مخزن، تحت اثر شتاب قائم زلزله ال سنترو

شمارگر تغییرات تنش اصلی بیشینه

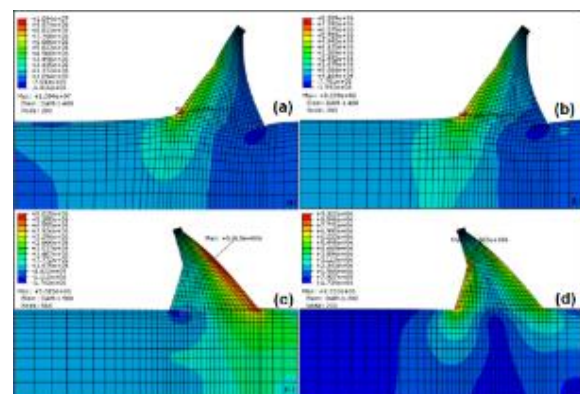
بتن غیر مسلح، در مقابل تنش کششی بسیار ضعیف بوده و مستعد ترک و شکست می باشد. از این رو در شکل (۱۵) شمارگر تغییرات تنش اصلی ماکزیمم (کششی) برای مدل های مختلف، تحت اثر مؤلف افقی زلزله ال سنترو، برای $4/30$ ثانیه پس از شروع تحلیل آورده شده است. شمارگرها نشان می دهند، المان های مربوط به پاشنه سد به لحاظ تحمل تنش کششی نقش بیشتری نسبت به المان های نقاط دیگر دارند. بیشترین و کمترین مقدار تنش اصلی ماکزیمم به ترتیب مربوط به فونداسیونی با مدول الاستیسته $0.5E_d$ و $1.5E_d$ است.



شکل (۱۶) تاریخچه زمانی تغییرات تنش اصلی ماکزیمم در پاشنه سد



شکل (۱۷) تاریخچه زمانی تغییرات تنش اصلی مینیمم در پاشنه سد

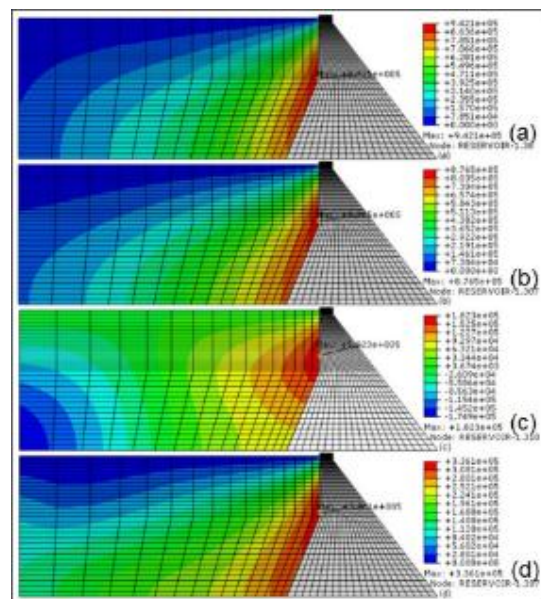


شکل (۱۵) شمارگر تغییرات تنش اصلی بیشینه به ازای E_f های مختلف، تحت اثر شتاب افقی زلزله ال سنترو، (a) مدول ارتجاعی $0.5E_d$ (b) مدول ارتجاعی $2E_d$ (c) مدول ارتجاعی $1.5E_d$ (d)

تغییرات تنش اصلی در پاشنه

شمارگر تغییرات فشار هیدرودینامیک

شمارگرهای تغییرات تنش آکوستیک، به ازای مدول‌های مختلف فونداسیون، تحت اثر شتاب افقی زلزله‌السنتر و در ۷/۹۲ ثانیه، پس از شروع تحلیل، در شکل (۱۸) آورده شده است. شمارگرها نشان می‌دهند، بیشترین مقدار فشار هیدرودینامیک مخزن در حالت‌های مختلف به علت اثرات اندرکنش سازه و سیال، در مجاورت سد می‌باشد. نتایج حاکی از آن است که ماکزیمم و مینیمم مقدار فشار هیدرودینامیک در این لحظه، به ترتیب مربوط به فونداسیونی با مدول الاستیسیته $0.5E_d$ و $1.5E_d$ است.



شکل (۱۸) شمارگر تغییرات فشار هیدرودینامیک به ازای E_f های مختلف، تحت اثر شتاب افقی زلزله‌السنتر و (شکل‌های a, b, c و d به ترتیب مربوط به فونداسیون با مدول‌های $0.5E_d$, E_d , $1.5E_d$ و $2E_d$ است)

نتیجه‌گیری

با توجه به مطالب و نمودارهای ارائه‌شده، می‌توان بیان کرد که به‌طور کلی افزایش مدول الاستیسیته فونداسیون از $0.5E_d$ تا $2E_d$ ، سبب تغییر خطی هیچ‌کدام از پارامترهای بررسی‌شده برای سد و مخزن نشده و نتایج هرکدام از این پارامترها به شرح ذیل قابل تفسیر است:

۱- با افزایش مدول الاستیسیته فونداسیون و چهار برابر شدن آن، مقدار تغییر مکان نسبی تاج سد تا حدود نصف، کاهش می‌یابد.

۲- ماکزیمم فشار هیدرودینامیکی ایجادشده در مخزن، به ازای مدول‌های مختلف فونداسیون، در تمام حالت‌ها در نزدیکی تغییر شیب بالادست و در مجاورت سد رخ داده و بیشترین و کمترین مقدار ماکزیمم فشار هیدرودینامیک به ازای E_f های مختلف، به ترتیب مربوط به فونداسیون با مدول الاستیسیته $0.5E_d$ و $1.5E_d$ است.

۳- نتایج نشان می‌دهد که پاشنه سد جزء حساس‌ترین نقاط به لحاظ تمرکز تنش کششی بوده و با افزایش مدول الاستیسیته فونداسیون از $0.5E_d$ تا $2E_d$ ، مقدار تنش اصلی بیشینه و کمینه هر دو تا حدود نصف کاهش پیدا می‌کند.

به‌طور کلی، نتایج نشان می‌دهد که افزایش کیفیت فونداسیون تأثیر بسزایی در پاسخ سدهای وزنی و مخزن داشته و می‌تواند، قبل از احداث سدهای بتنی وزنی، خصوصیات مهندسی ساختگاه سد باید به دقت موردبررسی و مطالعه قرار گیرد.

مراجع

۱- آقازادگان، الف. مرادلو، ج. جوانمرد، م. (۱۳۹۳)، "بررسی رفتار لرزه‌ای سدهای بتنی قوسی با احتساب ضعف موضعی در تکیه‌گاه"، هشتمین کنگره ملی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی، ۱۷-۱۸ اردیبهشت، بابل.

۲- حیرانی، ز. قائمیان، م. (۱۳۸۹)، "تحلیل لرزه‌ای غیرخطی سدهای بتنی وزنی با در نظر گرفتن اندرکنش سد-مخزن-فونداسیون"، مجله مهندسی عمران، دوره ۳، صفحه ۷۰-۷۶.

۳- حسین‌زاده، آ. نوبری‌نسب، م. لطفی و. سروش، ع. (۱۳۸۷)، "تأثیر مدل‌های غیرخطی سنگ پی در تحلیل‌های سد بتنی دو قوسی کارون ۳"، نشریه مهندسی عمران و نقشه‌برداری، دوره ۴۴، شماره ۳، صفحه ۳۵۱ تا ۳۶۳.

۴- حیرانی، ز. قائمیان، م. (۱۳۸۹)، "تحلیل لرزه‌ای غیرخطی سدهای

- 15- Hariri-Ardebili, M.A. Mirzabozorg, H.A. (2013), "comparative Study of the Seismic Stability of Coupled Arch Dam-Foundation-Reservoir Systems using Infinite Elements and Viscous Boundary Models", *International Journal of Structural Stability and Dynamics*.
- 16-Kalateh, F.andAttarnejad, R. (2011), "Finite Element Simulation of Acoustic Cavitation in the Reservoir and Effects on Dynamic Response of Concrete Dams", *Finite Elements in Analysis and Design*, 47 (5), 543-558.
- 17- Lotfi, V.andRoesset, J. M. and Tassoulas J. L. (1987), "A technique for the Analysis of the Response of Dams to Earthquakes", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 15,463-490.
- 18- Navayi Neya,B. and KalaniSarokolayi, L. (2014), "Foundation Flexibility Effect on Dynamic Response of Concrete Gravity Dams under Correlated Translational and Rotational Components of Ground Motion", *Journal of Civil and Environmental Engineering*, Volume 44, Issue 3, Autumn.
- 19- Tsai C. S. and Lee G. C. (1991), "Time-Domain Analyses of Dam-Reservoir System. I, Exact Solution", *Journal of Engineering Mechanics*, Volume 117,No 9,1990-2006.
- 20-Westergaard, H. M.(1933),"Water pressure on dams during earthquakes", ASCE.
- 21- Zangar, C. N. and Haefei, R. J.(1952),"Electric analog indicates effects of horizontal earthquake shock on dams", *Civil Eng*, 54-55.
- 22- Zienkiewicz, O. C. and Nath, B.and Irons, B. M. (1965), "Natural Frequencies of Complex, Free, or Submerged Structures by the Finite Element Method", *School of Engineering, University College of Swansea*.
- بتنی وزنی با در نظر گرفتن اندرکنش سد- مخزن- فونداسیون "، *مجله مهندسی عمران دانشگاه آزاد اسلامی، سال سوم، شماره ۳.*
- ۵- خردرنجبر، م. (۱۳۹۰)، "تحلیل پایداری سدهای قوسی بتنی نسبت به تغییرات مدول الاستیسیته در اثر تزریق بتن در پی و جناحین"، *سومین همایش ملی عمران.*
- ۶- خرد رنجبر، م. حبیبی، م. (۱۳۸۶)، "تحلیل اثر دینامیکی تغییرات پارامترهای ژئومکانیک بر پایداری سدهای قوسی بتنی"، *اولین همایش ملی سد و سازه‌های هیدرولیکی.*
- ۷- خرقانی، س. خردرنجبر، م. (۱۳۸۶)، "تحلیل اثر تغییرات پارامترهای رفتاری توده سنگ پی بر پایداری سدهای قوسی و بتنی"، *کنگره مهندسی عمران دانشگاه تبریز.*
- ۸- علیجانی اردشیر، م. نوایی‌نیا، ب. احمدی، م.ت. (۱۳۹۵)، "تحلیل غیرخطی سدهای بتنی وزنی تحت حرکت نرمال ریز گسل ساختگاه"، *نشریه مهندسی سازه و ساخت، دوره ۳، شماره ۲، صفحه ۱۳۳-۱۵۵.*
- ۹- قائمیان، م. شمسایی، الف. ثقفیان، ب. اسماعیل‌زاده، س. (۱۳۹۳)، "اثر مصالح مختلف فونداسیون بر انتشار ترک در سدهای بتنی وزنی"، *هشتمین کنگره ملی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی، ۱۷-۱۸ اردیبهشت، بابل.*
- 10-Chakrabarti, P. and Chopra, A. K. (1974),"Hydrodynamic Effect in Earthquake Response of Gravity Dams", *ASCE Journal of Structural Division, ASCE*, 100 (6), 1211-1224.
- 11- Chopra, A. K. (1967),"Hydrodynamic Pressure on Dam during Earthquakes", *ASCE Transactions*, 93 (EM6), 205-223.
- 12-Chopra, A. K. (1968), "Earthquake Behavior of Reservoir-Dam Systems", *ASCE Transactions*, 94 (EM6), 1475-1500.
- 13-Chopra, A. K.andDibaj, M. and Clough, R. W.andPenzin, J. and Seed, H. B. (1969), "Earthquake Analysis of Earth Dam", *Fourth World Conference on Earthquake Engineering, Santiago, Chile, January*, A5-55.
- 14- Ghaemian, M. and Ghobarah. (1999), "Nonlinear Seismic Response of Concrete Gravity Dams with Dam-Reservoir Interaction", *Engineering Structures*, 21 (4), 306-315.

Investigation of Nonlinear Behavior of Material on Seismic Performance of Roller Compacted Concrete Dam

Majid Pasbani Khiavi ^{*1}

Mohammad Jalali ²

Abstract

In this research, the effect of nonlinear behavior of concrete on seismic performance of roller compacted concrete (RCC) is discussed. Nonlinear behavior of material shows the real behavior due to use of all structural capacity and it is considered the most appropriate method for design. So in this paper, with proper definition of nonlinear behavior of RCC, the Ansys software based of finite element method has been used for modeling and analysis considering dam-reservoir-foundation interaction. Due to behavior of roller concrete dam, two-dimensional model has been selected and the dynamic analysis carried out in time domain applying the Northridge earthquake components for linear and nonlinear cases. For investigation of the effect of nonlinear behavior on the output results, the maximum hydrodynamic pressure, dam crest displacement, tensile stress in heel and compressive stress in the toe of dam have been selected as critical responses. Finally, for accurate evaluation of the effect of nonlinear behavior on output responses, the results have been obtained as time history curves for both linear and nonlinear states and the difference of responses have been determined.

Keywords

RCC dam, nonlinear behavior, finite element method, interaction

1. Associate professor of civil engineering, Faculty of engineering, University of Mohaghegh Ardabili, pasbani@uma.ac.ir

2. M. Sc. Student of civil engineering, Faculty of engineering, University of Mohaghegh Ardabili