

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



دانشگاه صنعتی شاهرود

دانشکده کشاورزی

پایان نامه کارشناسی ارشد مهندسی سازه های آبی

تحلیل دینامیکی سد شهید رجائی با استفاده از نرم افزار ANSYS

نگارنده: علیرضا رضوی زاده

اساتید راهنما :

دکتر صمد امامقلی زاده

دکتر رامین امینی

استاد مشاور :

دکتر اسماعیل محمودی

بهمن ۱۳۹۵

دانشگاه صنعتی شاهرود

دانشکده کشاورزی

گروه آب و خاک

پایان نامه کارشناسی ارشد آقای علیرضا رضوی زاده به شماره دانشجویی ۹۳۰۸۴۰۴
تحت عنوان: تحلیل دینامیکی سد شهید رجائی با استفاده از نرم افزار ANSYS

در تاریخ توسط کمیته تخصصی زیر جهت اخذ مدرک کارشناسی ارشد مورد ارزیابی و با درجه
مورد پذیرش قرار گرفت.

امضاء	اساتید مشاور	امضاء	اساتید راهنما
	دکتر اسماعیل محمودی		دکتر صمد امامقلی زاده
			دکتر رامین امینی

امضاء	نماینده تحصیلات تکمیلی	امضاء	اساتید داور
	دکتر مهدی دلقندی		دکتر خلیل اژدری
			دکتر زهرا گنجی نوروزی

تقدیم به:

پدر و مادر عزیزم که مراد مسیر کسب علم و دانش، همواره همراهی و تشویق کرده‌اند.

مشکر و قدردانی:

مشکر و سپاس بی‌پایان مخصوص خدایی است که بشر را آفریده و به او قدرت اندیشیدن داده و توانایی‌های بالقوه را در وجود انسان قرار داده و او را امر به تلاش و کوشش نموده و راه‌نمایی را برای هدایت بشر فرستاده است. سپاس از پدر بزرگوار و مادر مهربانم، آن دو فرشته‌ای که از خواسته‌هایشان گذشتند، سختی‌ها را به جان خریدند و خود را سپر برای مشکلات و ناملایمات کردند تا من به جایگاهی که اکنون در آن ایستاده‌ام برسم. سپاس گزارم از اساتید راه‌نمای بزرگوارم جناب آقایان دکتر صمد اماعتلی زاده و دکتر رامین امینی که همواره و همه‌جا اشارات و راه‌نمایی‌شان چون فانوسی در این تاریک راه، کارگشا و راه‌گشا بود و آن‌چه کردند برای من همیشه ماندگار. جز آرزوی بهروزی و پیروزی‌شان بصاعتی‌ام نیست برای اتنان. از جناب آقای دکتر اسماعیل محمودی به پاس بذل لطف و مشاوره‌های بی‌دیغ‌شان سپاس گزارم و همواره بذل لطف الهی را در کارهایشان مسکت دارم. هم‌چنین از جناب آقای دکتر خلیل اژدری و سرکار خانم دکتر زهرا کعبی که این کار کوچک را به بزرگ‌نشی به داورمی و قضاوت نشستند مشکر کرده و برای این دو استاد عزیز سلامتی‌تان و سعادت روح را آرزو مندم.

و با سپاس بی‌اندازه از دوستان و هم‌کلاسی‌های عزیز و مهربانم:

آقایان: علیرضا رنجبر، سراج‌الدین طاطار و همچنین رفیق عزیزم مهندس ناصر صفر رضوی زاده که حضور گرم‌شان تداعی کر شیرین‌ترین لحظه‌های زندگی من است.

تعهد نامه

اینجانب علیرضا رضوی زاده دانشجوی دوره کارشناسی ارشد رشته مهندسی کشاورزی آب-سازه های آبی دانشکده کشاورزی دانشگاه صنعتی شاهرود نویسنده پایان نامه تحلیل دینامیکی سد شهید رجایی با استفاده از نرم افزار ANSYS تحت راهنمایی دکتر صمد امامقلی زاده و دکتر رامین امینی متعهد می شوم .

- تحقیقات در این پایان نامه توسط اینجانب انجام شده است و از صحت و اصالت برخوردار است .
- در استفاده از نتایج پژوهشهای محققان دیگر به مرجع مورد استفاده استناد شده است .
- مطالب مندرج در پایان نامه تاکنون توسط خود یا فرد دیگری برای دریافت هیچ نوع مدرک یا امتیازی در هیچ جا ارائه نشده است .
- کلیه حقوق معنوی این اثر متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود می باشد و مقالات مستخرج با نام « دانشگاه صنعتی شاهرود » و یا « Shahrood University of Technology » به چاپ خواهد رسید .
- حقوق معنوی تمام افرادی که در به دست آمدن نتایج اصلی پایان نامه تأثیرگذار بوده اند در مقالات مستخرج از پایان نامه رعایت می گردد.
- در کلیه مراحل انجام این پایان نامه ، در مواردی که از موجود زنده (یا یافته های آنها) استفاده شده است ضوابط و اصول اخلاقی رعایت شده است .
- در کلیه مراحل انجام این پایان نامه، در مواردی که به حوزه اطلاعات شخصی افراد دسترسی یافته یا استفاده شده است اصل رازداری ، ضوابط و اصول اخلاق انسانی رعایت شده است .

تاریخ

امضای دانشجو

مالکیت نتایج و حق نشر

- کلیه حقوق معنوی این اثر و محصولات آن (مقالات مستخرج ، کتاب ، برنامه های رایانه ای ، نرم افزار ها و تجهیزات ساخته شده است) متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود می باشد . این مطلب باید به نحو مقتضی در تولیدات علمی مربوطه ذکر شود .
- استفاده از اطلاعات و نتایج موجود در پایان نامه بدون ذکر مرجع مجاز نمی باشد

* متن این صفحه نیز باید در ابتدای نسخه های تکثیر شده پایان نامه وجود داشته باشد .

چکیده

آب یکی از مهم‌ترین مواد حیاتی است که بشر از ابتدای خلقت با روش‌های گوناگون سعی در حفظ آن داشته و هر جا که آب به اندازه کافی یافت می‌شد، تمدن نیز شکل می‌گرفت. سد یکی از ابزارهایی است که انسان برای حفظ این ماده حیاتی ابداع کرد و از آن استفاده‌های جانبی دیگری نیز از جمله تولید انرژی به عمل آورد. سدسازی ابتدا با سدهای کوچک آغاز شد اما با پیشرفت فناوری سدهای بزرگ‌تر ساخته شدند. با تخریب سدهای عظیم امروزی علاوه بر خسارت مالی، در پایین دست سد در صورت وجود روستاها و مناطق مسکونی خسارت جانی جبران‌ناپذیری به وقوع می‌پیوندد. لذا مهندسين و محققين هميشه در پی تحلیل دقیق‌تر این سازه‌های عظیم بوده و هستند. یکی از علل شکست و تخریب این سدها زلزله است، که باید فشار آب مخزن موجود در اثر زلزله به سازه به‌طور دقیق مورد بررسی قرار بگیرد. به‌منظور محاسبه دقیق فشار آب مخزن به بدنه سدهای بزرگ لازم است علاوه بر فشارهای هیدرو استاتیک، اثرات فشار هیدرودینامیکی در حین زلزله نیز به‌صورت مناسب برآورد گردد. تحلیل دینامیکی سدهای بتنی قوسی در مقابل زلزله نسبت به ساختمان‌ها دارای پیچیدگی بیشتری است، این پیچیدگی به علت اندرکنش آب مخزن و سازه است. در اثر زلزله تغییرات فشار و اثرات هیدرودینامیک ناشی از آن بر روی سد و پی از موارد ضروری و مهمی است که باید در تحلیل دینامیکی مورد بررسی قرار بگیرد. در گذشته روش‌های زیادی برای بررسی فشار هیدرودینامیکی وجود داشته است که به دو روش کلی تحلیلی و تجربی تقسیم می‌شوند که هرکدام با فرض‌های ساده شونده‌ای همراه بودند و علت امر این بود که شناخت دقیقی نسبت به مسئله نداشته و آن را بی اثر فرض می‌کردند. امروزه با پیشرفت علم و تکنولوژی، روش‌های قدیم جای خود را به روش‌های نوین دادند. در روش‌های جدید لازم است که محدودیت‌ها و فرض‌های ساده کننده تا جایی که ممکن است حذف نشده و در محاسبات تاثیر داده شوند تا نتایج دقیق و واقعی‌تری بدست آید. در پژوهش حاضر و با استفاده از نرم‌افزار ANSYS15 تحلیل دینامیکی روی سد شهید رجایی ساری انجام شده و نتایج حاصل از آن در زمینه فشار هیدرودینامیک با روش‌های تجربی موجود مقایسه و در پایان این نتیجه بدست آمده که روند کلی روش‌های قدیمی انطباق نسبتاً خوبی با روش عددی دارد و در زمینه پایداری و مقاومت سد با توجه به نتایج به‌دست آمده از مدل‌سازی و تحلیل عددی سد با کانتورهای تنش و کرنش می‌توان نتیجه گرفت که به سد شهید رجایی با وقوع این زلزله خسارت زیادی وارد نمی‌شود و بدنه و پی سد تحمل بار وارده توسط این زلزله را دارند.

کلمات کلیدی: سد شهید رجایی، تنش، کرنش، زلزله، تحلیل دینامیکی، فشار هیدرودینامیک ، ANSYS

مقالات مستخرج از پایان نامه:

" بررسی عددی مقاومت سد شهید رجایی در اثر زلزله با کمک نرم افزار انسیس "، چهارمین

کنگره بین المللی عمران، معماری و توسعه شهری، دی ۱۳۹۵، تهران

" بررسی فشار هیدرودینامیک سد شهید رجایی در اثر زلزله و مقایسه با روش های زنگار و

وسترگارد با کمک نرم افزار انسیس "، چهارمین کنگره بین المللی عمران، معماری و توسعه شهری، دی

۱۳۹۵، تهران

فهرست مطالب

۱	فصل اول
۱	کلیات تحقیق
۲	۱-۱ مقدمه
۴	۲-۱ - اهمیت و ضرورت تحقیق
۵	۳-۱ - اهداف تحقیق
۵	۴-۱ - روش انجام تحقیق
۶	۵-۱ - جمع‌بندی
۷	فصل دوم
۷	پیشینه تحقیق
۸	۲-۲ - پیشینه تحقیق
۱۹	فصل سوم
۱۹	بررسی اندرکنش دینامیکی سد و مخزن
۲۰	۱-۳ مقدمه
۲۱	۲-۳ - تحلیل در محدوده زمان و فرکانس
۲۲	۳-۲-۱ - الگوریتم تحلیل‌های خطی به روش المانهای محدود
۲۲	۳-۲-۲ - تحلیل استاتیک خطی
۲۳	۳-۲-۲-۱ - معادله تعادل استاتیکی
۲۳	۳-۲-۲-۲ - فرمولاسیون المانهای جامد خطی
۲۶	۳-۲-۲-۳ - تحلیل دینامیکی خطی
۲۹	۳-۳ - روشهای محاسبه فشار هیدرو دینامیک
۲۹	۳-۳-۱ - مقدمه
۳۰	۳-۳-۲ - روشهای مختلف بررسی اندرکنش سد و مخزن
۳۰	۳-۳-۲-۱ - روشهای عددی
۳۰	۳-۳-۲-۳ - روش المان محدود

- ۳۰..... روش المان مرزی ۲-۱-۲-۳-۳
- ۳۱..... مقایسه روش المان مرزی با روش المان محدود ۳-۱-۲-۳-۳
- ۳۲..... روش ترکیب المان محدود و المان مرزی ۴-۱-۲-۳-۳
- ۳۳..... روش المان مرزی رفت و برگشتی ۵-۱-۲-۳-۳
- ۳۳..... روش‌های تحلیلی ۲-۲-۳-۳
- ۳۳..... روش المان محدود با فرمولاسیون لاگرانژ- لاگرانژ ۱-۲-۲-۳-۳
- ۳۳..... روش المان محدود با فرمولاسیون اویلر- اویلر ۲-۲-۲-۳-۳
- ۳۴..... روش المان محدود با فرمولاسیون اویلر- لاگرانژ ۳-۲-۲-۳-۳
- ۳۴..... روش‌های نیمه تحلیلی ۳-۲-۳-۳
- ۳۴..... روش‌های مدل‌سازی تأثیر فشار هیدرودینامیک دریاچه بر پاسخ سد به زلزله ۳-۳-۳
- ۳۴..... روش زنگار ۱-۳-۳-۳
- ۳۶..... روش وسترگارد ۲-۳-۳-۳
- ۳۹..... روش جرم افزوده وسترگارد ۳-۳-۳-۳
- ۴۰..... روش چوپرا ۴-۳-۳-۳
- ۴۱..... اختلاف فرمول چوپرا و وسترگارد ۵-۳-۳-۳
- ۴۲..... جمع‌بندی ۶-۳-۳-۳
- ۴۲..... روش زنگار ۱-۶-۳-۳-۳
- ۴۲..... مزایای روش زنگار ۱-۱-۶-۳-۳-۳
- ۴۲..... معایب روش زنگار ۲-۱-۶-۳-۳-۳
- ۴۲..... روش وسترگارد ۲-۶-۳-۳-۳
- ۴۲..... مزایای روش وسترگارد ۱-۲-۶-۳-۳-۳
- ۴۳..... معایب روش وسترگارد ۲-۲-۶-۳-۳-۳
- ۴۳..... روش جرم افزوده وسترگارد ۳-۶-۳-۳-۳
- ۴۳..... مزایای روش جرم افزوده وسترگارد ۱-۳-۶-۳-۳-۳
- ۴۳..... معایب روش جرم افزوده وسترگارد ۲-۳-۶-۳-۳-۳
- ۴۳..... روش چوپرا ۴-۶-۳-۳-۳
- ۴۳..... مزایای روش چوپرا ۱-۴-۶-۳-۳-۳

۳-۳-۳-۶-۴-۲- معایب روش چوپرا ۴۴

۳-۴- نرم افزار مورد استفاده ۴۴

۳-۴-۱- معرفی نرم افزار انسیس ۴۴

۳-۵-۱- موقعیت جغرافیایی سد شهید رجایی ۴۸

۳-۵-۲- مشخصات فنی سد شهید رجایی ۴۹

فصل ۴ ۵۱

نتایج و بحث ۵۱

۴-۱- مقدمه ۵۲

۴-۲- مدلسازی ۵۲

۴-۲-۱- بدنه سد ۵۳

۴-۲-۲- مدل فونداسیون سد ۵۵

۴-۲-۳- مدل مخزن سد ۵۵

۴-۳- نتایج تحلیل عددی تنش و کرنش ۶۱

۴-۴- بررسی فشار هیدرودینامیک ۷۸

فصل ۵ ۸۱

نتیجه گیری و ارائه پیشنهادها ۸۱

۵-۱- نتیجه گیری ۸۲

۵-۲- پیشنهادات ۸۳

منابع ۸۴

فهرست شکل‌ها

- شکل ۳-۱- شکل جزئیات رابطه زنگار ۳۵
- شکل ۳-۲- شکل کلی المان Solid45 ۴۶
- شکل ۳-۳- شکل کلی المان Fluid30 ۴۷
- شکل ۴-۱- نتایج مدل‌سازی و مشبندی بدنه سد ۵۴
- شکل ۴-۲- نتایج مدل‌سازی و مشبندی دریاچه پشت سد ۵۷
- شکل ۴-۳- نمای روبرو مدل کل سد، مخزن و تکیه گاه ۵۸
- شکل ۴-۴- نمای کناری از مدل کل سد، مخزن و تکیه گاه ۵۹
- شکل ۴-۵- نمای بالا از مدل کل سد، مخزن و تکیه گاه ۶۰
- شکل ۴-۶- کانتور تنش عمودی در راستای محور X ۶۲
- شکل ۴-۷- نمای بالایی کانتور تنش عمودی در راستای محور X ۶۲
- شکل ۴-۸- کانتور تنش عمودی در راستای محور Y ۶۴
- شکل ۴-۹- نمای بالایی کانتور تنش عمودی در راستای محور Y ۶۴
- شکل ۴-۱۰- نمودار تغییر تنش σ_y ۶۵
- شکل ۴-۱۱- کانتور تنش عمودی در راستای محور Z ۶۷
- شکل ۴-۱۲- نمای بالایی کانتور تنش عمودی در راستای محور Z ۶۷
- شکل ۴-۱۳- نمودار تغییر تنش σ_z ۶۸
- شکل ۴-۱۴- کرنش در راستای X ۷۱
- شکل ۴-۱۵- نمای بالایی کرنش در راستای X ۷۱
- شکل ۴-۱۶- کرنش در راستای Y ۷۲
- شکل ۴-۱۷- نمای بالایی کرنش در راستای Y ۷۲
- شکل ۴-۱۸- نمودار تغییر کرنش ϵ_y ۷۳
- شکل ۴-۱۹- کرنش در راستای Z ۷۵
- شکل ۴-۲۰- نمای بالایی کرنش در راستای Z ۷۵
- شکل ۴-۲۱- نمودار تغییر کرنش ϵ_z ۷۶
- شکل ۴-۲۲- مقایسه عددی فشار هیدرودینامیک بر روی محور تقارن سد شهید رجایی با روش‌های تجربی موجود ۷۸

فهرست جدول

جدول ۳-۱- مشخصات فنی سد شهید رجایی..... ۴۹

فصل اول

کلیات تحقیق

آب یکی از مهم‌ترین مواد حیاتی است که بشر از ابتدای خلقت با روش‌های گوناگون سعی در حفظ آن داشته و هر جا که آب به اندازه کافی یافت می‌شد، تمدن نیز شکل می‌گرفت. سد یکی از ابزارهای است که انسان برای حفظ این ماده حیاتی ابداع کرد و از آن استفاده‌های جانبی دیگری نیز از جمله تولید انرژی به عمل آورد. سدسازی ابتدا با سدهای کوچک آغاز شد اما با پیشرفت فناوری سدهای بزرگ‌تر ساخته شدند. با تخریب سدهای عظیم امروزی علاوه بر خسارت مالی، در پایین دست سد در صورت وجود روستاها و مناطق مسکونی خسارت جانی جبران‌ناپذیری به وقوع می‌پیوندد. لذا مهندسين و محققين همیشه در پی تحلیل دقیق‌تر این سازه‌های عظیم بوده و هستند. یکی از علل شکست و تخریب این سدها زلزله است، که باید فشار آب مخزن موجود در اثر زلزله به سازه به‌طور دقیق مورد بررسی قرار بگیرد. به‌منظور محاسبه دقیق فشار آب مخزن به بدنه سدهای بزرگ لازم است علاوه بر فشارهای هیدرو استاتیک، اثرات فشار هیدرو دینامیکی در حین زلزله نیز به‌صورت مناسب برآورد گردد. این مسئله با عنوان اندرکنش دینامیکی سد و مخزن در حین زلزله مطرح شده و عامل عمده در طراحی سدهای جدید و برآورد ایمنی سدهای موجود در نواحی زلزله‌خیز هست. در نظر گرفتن اندرکنش سازه-سیال در تحلیل دینامیکی سدهای بتنی سبب افزایش دقت پاسخ‌های به‌دست‌آمده از تحلیل و برآورد بهتر نیروهای هیدرو دینامیک و به دنبال آن، تنش‌های ایجاد شده در بدنه سد می‌شود. در بسیاری از حالات چشم‌پوشی از اثر مزبور، پاسخ‌های غیر محافظه‌کارانه و نه‌چندان مناسبی به دست می‌دهد که ممکن است سازه طراحی شده را با مشکلاتی روبرو کند. بر همین اساس، چند سد بزرگ بر اثر زلزله‌های رخ داده در سال‌های آغازین دهه ۷۰ میلادی، دچار آسیب‌های شوند که این موضوع، توجه بسیاری از پژوهشگران را به موضوع تحلیل لرزه‌ای سدهای بتنی با در نظر گرفتن اندرکنش سد-مخزن معطوف داشت. از جمله‌ی این سدها می‌توان شکست سد سنت فرانسیس در کالیفرنیا (۱۹۲۸)، دو سد بتنی هسین فنگ کیانگ در چین و کوینا در هند که در

دهه‌ی ۱۹۶۰ میلادی در اثر زلزله آسیب‌های جدی به آن‌ها وارد گردید و نمونه دیگر سد سفیدرود که در زلزله سال ۱۳۶۹ دچار آسیب‌دیدگی شد را می‌توان نام برد. در این راستا، تاکنون پیشرفت‌های شگرفی در زمینه مورد بحث به وجود آمده و راهکارهای فراوانی برای مدل‌سازی دقیق‌تر رفتار این مجموعه پیچیده ارائه شده است. در این میان تحلیل اندرکنش دینامیکی سد و مخزن نامحدود، به دلیل اهمیت بیشتر، حجم قابل‌توجهی از تحقیقات انجام‌گرفته را به خود اختصاص داده است. (Haskins, Jacobsen, Brahtz And Heiborn, 1993 ؛ Karman, 1993 ؛ Westergaard, 1933 ؛ Werner, 1949 ؛ 1934)

یکی از مهم‌ترین موضوعات مربوط به اندرکنش آب و سازه در سدها، پدیده حرکت سطح آزاد مایع است که از تحریک خارجی مخزن همچون زلزله ناشی می‌شود. امواج سطحی موجب ایجاد فشارهای دینامیکی بر روی سازه می‌شوند که باید در طراحی سازه سد وارد شوند. (Zanger, Haefeli, 1952).

در اغلب پژوهش‌ها، مدل مخزن به صورت دوبعدی با بدنه صلب و مایع درون آن غیر چسبنده و تراکم ناپذیر فرض شده است. (Zanger, 1953 ؛ Kotsubo, 1953 ؛ Mei, Foda, 1979). که این فرض خود سبب بروز خطاهایی در برآورد پاسخ لرزه‌ای، به‌ویژه در مورد سدهای با ارتفاع زیاد می‌گردد. (Kotsubo, 1961).

نکته جالب اینجاست که در نظر گرفتن تراکم‌پذیری سیال و به سخن دیگر تحلیل دقیق مسئله‌ی اندرکنش سد-مخزن به دلیل پیچیدگی‌های موجود در روند رابطه سازی ریاضی و استفاده‌ی عملی، هنوز هم در بسیاری از موارد، مدنظر قرار نگرفته و تحلیل‌های عملی، و کاربردی با چشم‌پوشی از اثر تراکم‌پذیری آب به انجام می‌رسند.

نخستین مدل‌های مربوط به مخازن نیمه بی‌نهایت با آب تراکم پذیر، در سال‌های آغازین دهه هشتاد میلادی پیشنهاد (Chzhen-Chen.Chen, 1961) و در سال ۱۹۸۳ تکمیل شد. (Bustamante And Rosenblueth, 1963) پس از معرفی و تکمیل مدل‌ها و شیوه‌های مناسب برای تحلیل اندرکنش آب

و سازه، پژوهشگران درصدد رفع نارسایی مهم موجود در آن‌ها که همانا دشواری محاسباتی و زمان چشم‌گیر برای تحلیل بود، برآمدند. (Chopra , 1967). بدین ترتیب، در حال حاضر راهکارهای دقیق درعین‌حال سریعی برای تحلیل دینامیکی سدهای بتنی قوسی با لحاظ کردن اثر اندرکنش سازه-سیال وجود دارند که شایسته است در کارهای عملی مورد استفاده قرار گیرند. بخشی از اهداف پژوهش پیش رو، در همین راستا تعریف شده است.

اندرکنش به معنای کنش و واکنش دو محیط مجاور هم است. در این حالت سازه بر سیال اثر می‌گذارد و سیال نیز آن اثر را برمی‌گرداند و سازه‌ای که اثر مقابل را دریافت کرده است، اثر دیگری بر سیال می‌گذارد و رفتار رفت و برگشتی ادامه پیدا می‌کند که به‌طور مجزا قابل تحلیل نیست پس باید باهم مورد تحلیل و بررسی قرار بگیرند.

۱-۲ - اهمیت و ضرورت تحقیق

با توجه به اینکه در سدهای قوسی نیرو از طریق یک رفتار قوسی به تکیه‌گاه‌ها منتقل می‌شود، اندرکنش سد، فونداسیون و مخزن(آب) در پاسخ لرزه‌ای این نوع از سدها بسیار مهم است(جواد مرادلو، ۱۳۸۷).

سدهای بتنی قوسی از جمله سازه‌هایی هستند که با توجه به فاجعه‌آمیز بودن شکست احتمالی آن‌ها، ارزیابی مستمر ایمنی آن‌ها اهمیت فراوان دارد. طراحی بسیاری از سدهای ساخته‌شده در سده اخیر، بر اساس فرضیات ساده‌کننده‌ای بنا گردیده که امروزه با پیشرفت دانش بشری، اعتبار آن‌ها زیر سؤال است. به‌علاوه امکانات سخت‌افزاری و نرم‌افزاری موجود نیز اجازه انجام تحلیل‌های پیچیده عددی با احتساب رفتارهای غیرخطی پیچیده و اندرکنش‌های با محیط‌های آب و پی را نمی‌داده است. از این رو ارزیابی ایمنی سدهای موجود و تحلیل و طراحی سدهای جدید، بررسی رفتار واقعی سد در طی زلزله نیاز اساسی به تحلیل‌های پیچیده با احتساب اندرکنش‌های محیطی با مخزن و پی و مدل‌سازی رفتارهای غیرخطی این سازه‌ها دارد.

در این پژوهش رفتار لرزه‌ای سد بتنی قوسی شهید رجائی و تأثیر فشارهای هیدرودینامیکی مخزن بر روی آن بررسی گردیده است و بر اساس امکانات سخت‌افزاری و نرم‌افزاری موجود رفتار این سد قوسی مورد بررسی قرار گرفته است و اثرات مخزن و پی را به شکلی قابل قبول به احتساب آورده است، تا بتوان به برداشت واقعی‌تری نسبت به رفتار دینامیکی این‌گونه سازه‌ها دست یافت. لذا با توجه به پیچیدگی مسئله در این پژوهش از روش عددی المان محدود با استفاده از نرم‌افزار Ansys 15 استفاده شده است.

۱-۳- اهداف تحقیق

اهداف این پایان‌نامه را می‌توان در موارد زیر خلاصه کرد:

۱. مدل‌سازی سه‌بعدی مجموعه سد، مخزن، پی و بررسی رفتار لرزه‌ای آن
۲. بررسی توزیع فشار هیدرودینامیک در وجه بالادست سد در مقایسه با روش‌های تجربی و عددی موجود

۱-۴- روش انجام تحقیق

بررسی رفتارهای توده‌های عظیم بتنی مانند سدهای قوسی، به دلیل شرایط خاص ناپیوستگی‌ها، رفتار غیر همسانی، غیر همگنی و غیرخطی آن‌ها بسیار پیچیده است. لذا انجام چنین بررسی‌هایی لزوم استفاده از برنامه‌های کامپیوتری جامع با قابلیت‌های بالا را ایجاب می‌کند.

نرم‌افزار Ansys یک برنامه کامپیوتری بسیار پیشرفته است که با استفاده از روش اجزای محدود برای تحلیل و طراحی دستگاه‌های مهندسی به کار می‌رود و امتیازات ویژه‌ای نسبت به برنامه‌های مشابه دارا است.

مهم‌ترین دلیل انتخاب این برنامه در تحقیق حاضر، توانایی بالای آن جهت طراحی مش‌بندی محیط-هایی با هندسه پیچیده و حجیم و نیز قدرت لحاظ کردن مسائل اندرکنش آب و سازه است. قابلیت

مهم دیگر این برنامه این است که قادر به حل مسائل مقادیر ویژه با ماتریس‌های ضرایب نامتقارن (مسائل اندرکنش) با در نظر گرفتن تراکم‌پذیری آب است.

۱-۵- جمع‌بندی

در این پژوهش تلاش شده تا رفتار لرزه‌ای سد بتنی قوسی شهید رجایی و تأثیر فشارهای هیدرودینامیکی مخزن بر روی آن بررسی گردد و بر اساس امکانات سخت‌افزاری و نرم‌افزاری موجود رفتار سدهای قوسی را مورد بررسی قرار داده و اثرات مخزن و پی را به شکلی قابل قبول به احتساب بیاوریم، تا بتوان به برداشت واقعی‌تری نسبت به رفتار دینامیکی این گونه سازه‌ها دست‌یافت.

فصل دوم

تعمیر و ترمیم
سازه‌ها

۱-۲- مقدمه

تحلیل سازه‌های عظیم بتنی همچون سدهای بتنی قوسی بسیار پیچیده است. و این پیچیدگی به این علت است که مدل‌سازی بدنه، پی و دریاچه پشت سد هرکدام مشکلاتی را به همراه دارند و در هنگام وقوع زلزله اندرکنش این سه چنان سیستم پیچیده‌ای را بوجود می‌آورد که تا الان حل کامل آن برای پژوهشگران میسر نشده است و بخاطر همین موضوع هرکدام روی بخش خاصی تحقیقات خود را انجام و روی آن تمرکز کردند. در این فصل به تعدادی از همچنین پژوهش‌های انجام شده در این زمینه پرداخته شده است.

۲-۲- پیشینه تحقیق

وسترگارد^۱ در سال ۱۹۳۳ میلادی به بررسی فشار هیدرودینامیک آب بر روی سدهای بتنی وزنی، تحت اثر حرکت هارمونیک افقی زمین پرداخت. او در تحقیق کلاسیک خود یک حل تحلیلی کامل در حوزه فرکانس برای یک مدل دوبعدی با سیال تراکم پذیر و سد صلب با طولی نامحدود و بالادست قائم و نیز مخزن با طول بی‌نهایت و کف افقی و صلب ارائه داد. به عبارت دقیق‌تر او فرض کرد که قسمتی از جرم مخزن که در حجمی به شکل منشور که بخشی از سطح جانبی این منشور توسط سطح بالادست سازه سد و بخش دیگر آن توسط سهمی دوبعدی احاطه شده است، هم‌زمان با سد به حرکت درمی‌آید درحالی که جرم مخزن خارج از این حجم ساکن است (Westergard, 1933).

فان-کارمن^۲ در سال ۱۹۳۳ میلادی به روش تحلیلی و بر اساس مفهوم تعادل مومنتم خطی، توزیع فشار هیدرودینامیک ناشی از زلزله بر سد را تعیین کرد که نتایج او بسیار به نتایج وسترگارد نزدیک بود (Karman, 1933).

هایبرن^۱ و براتز^۲ در سال ۱۹۳۳ میلادی دریافتند که اگر طول مخزن سد محدود باشد و همچنین انتهای بالادست مخزن ثابت و بدون حرکت و نسبت طول به عرض آن از دو بیشتر باشد، مقدار کلی

¹ Westergard

² Karman

وارد بر سد از طرف مخزن هنگام وقوع زلزله کمتر از پنج درصد فشار هیدرو استاتیک افزایش می‌یابد. آن‌ها به این نتیجه رسیدند که اگر انتهای بالادست مخزن هنگام وقوع زلزله با فرکانسی برابر فرکانس زمین مرتعش شود به ازای نسبت $\frac{L}{H} > 3$ ، می‌توان از اثر طول مخزن بر پاسخ دینامیک سازه صرف‌نظر کرد. L بیانگر طول مخزن و H طول مخزن است (Brahtz And Heiborn, 1933).

جاکوبسن^۳ و هاسکینز^۴ در سال ۱۹۳۴ میلادی با آزمایش، نتایج به دست آمده به وسیله براتز و هایبرن را تأیید کردند (Haskins and Jacobsen, 1934).

ورنر^۵ و ساندکوئست^۶ در سال ۱۹۴۹ میلادی به این نتیجه رسیدند که، به طور کلی طول مخزن در پاسخ سد به زلزله بی تأثیر است (Werner and Sundquist, 1949).

هافلی^۷ و زنگار^۸ در سال ۱۹۵۲ میلادی با استفاده از روش آزمایشگاهی شبیه‌سازی الکتریکی (Zangar, 1952) ، زنگار در سال ۱۹۵۳ میلادی به تنهایی و با یک روش نیمه تحلیلی (Zangar, 1952) مطالعات خود در مورد پاسخ یک سد به زلزله را ونیز نحوه محاسبه فشار هیدرودینامیک وارد بر سد را ارائه کرد. او برای اولین بار شیب وجه بالادست سد را وارد محاسبه خود کرد. زنگار در برآورد فشار هیدرودینامیک که به صورت ضربه‌ای و ناشی از اندرکنش بین سد و مخزن حین وقوع زلزله است، تحقیقات وسیعی انجام داد. فرضیات او عبارت‌اند از: سیال تراکم‌ناپذیر و سد صلب. او با فرضیات خود و نتایج عددی نشان داد که اولاً فشار هیدرودینامیک به ازای شیب‌های مختلف وجه بالادست سد بر روی سطح مخزن به مینیمم مقدار خود و در کف یا نزدیکی کف مخزن به حداکثر مقدار خود خواهد رسید، ثانیاً مقدار فشار هیدرودینامیک وارد بر سدی که بیش از نیمی از وجه

¹ Heiborn

² Brahtz

³ Jacobsen

⁴ Haskins

⁵ Werner

⁶ Sundquist

⁷ Haefeli

⁸ Zangar

بالادست آن به صورت قائم است دقیقاً مانند حالتی است که تمامی سطح وجه بالادست سد به صورت قائم است.

از نکات جالب مورد تحقیقات وی می‌توان به اختلاف نتایج وی در دو تحقیق خود اشاره کرد. او در نخستین تحقیق نقطه ماکزیمم فشار هیدرودینامیک را مقداری بالاتر از کف مخزن تشخیص داد در حالی که در تحقیق دوم این نقطه را دقیقاً روی کف مخزن تشخیص داد. البته در سال‌های اخیر محققین تحقیق اول وی را تأیید کردند.

چوپرا در سال ۱۹۶۷ میلادی به تحلیلی برای محاسبه فشار هیدرودینامیک پرداخت. او مسئله دوبعدی تعیین فشارهای هیدرودینامیک بر روی یک سد صلب را دنبال کرد. او با بررسی تأثیر تراکم‌پذیری آب بر پاسخ فشار هیدرودینامیک مخزن نشان داد که برای سیال تراکم‌ناپذیر، حل وسترگارد در کلیه فرکانس‌های بارگذاری صادق است ولی در سدهای بلند تأثیر تراکم‌پذیری آب بر پاسخ نیروی هیدرودینامیک در فرکانس‌های بالا قابل توجه است. او در نتایج خود نشان داد که خطای چشم‌پوشی از اثر تراکم‌پذیری آب بستگی به عمق مخزن داشته و گاه به بیش از ۵۰٪ بالغ می‌شود و از این جهت کلیه آیین‌نامه‌ها و دستورالعمل‌های سدسازی را که عمدتاً بر اساس تحقیقات زنگار در سال ۱۹۵۲ میلادی و با فرض تراکم‌ناپذیری سیال تدوین شده بودند زیر سؤال برد. در نتایج او برای مخازن با عمق کمتر از ۱۰۰ فوت خطای محاسبات حدود ۲۰٪ ظاهر شد. همچنین او نشان داد که در خلال یک زلزله واقعی، طیف وسیعی از فرکانس‌های ارتعاشی برای حرکات زمین ثبت می‌شود و از این جهت اعتبار راه‌حل وسترگارد و آیین‌نامه‌های مربوطه که در آن‌ها فرض بر آن قرار گرفته بود که اولاً حرکت زمین هارمونیک و دارای یک فرکانس ثابت بوده و ثانیاً فرکانس ارتعاش زمین کمتر از فرکانس اصلی ارتعاش مخزن است را مورد تردید قرار داد. چوپرا به این نتیجه رسید که راه‌حل جرم افزوده وسترگارد به ازای عمق مخزن کمتر از ۱۰۰ فوت، جواب‌های رضایت بخشی را ارائه می‌دهد (Chopra, 1967).

چوپرا^۱ و همکاران در سال ۱۹۷۴ میلادی به بررسی فشارهای هیدرودینامیکی وارد بر سدهای بتنی وزنی پرداختند. آن‌ها فرکانس سد فشارهای هیدرودینامیکی را در حالت‌های مختلف مورد بررسی قرار دادند که از آن جمله می‌توان به، تراکم پذیر بودن سیال و تراکم ناپذیر بودن آن، مخزن پر و خالی و اثرات آن در افزایش پیوند سد، تحلیل سد Pine Flat در برابر زلزله‌های ال سنترو (۱۹۴۰ میلادی)، کودنا (۱۹۶۷ میلادی) تفت (۱۹۵۲ میلادی) اشاره کرد (Chopra, 1974).

چانگ^۲ در سال ۱۹۷۸ میلادی با فرض، وجه بالادست دارای شیب ثابت و سیال تراکم ناپذیر، به تحلیل فشار هیدرودینامیکی روی یک سد صلب پرداخت. او با استفاده جبر مختلط و تعریف تابع پتانسیل دوبعدی که بیانگر فشار هیدرودینامیک در حوزه مخزن است تحلیل دقیقی را بر مسئله اندرکنش سد و مخزن ارائه داد (Chwang, 1978).

کا-لان فوک^۳ و چوپرا در سال ۱۹۸۵ میلادی به بررسی اندرکنش سد و مخزن در سدهای قوسی با شرط مرز مخزن جذب‌کننده و فونداسیون انعطاف‌پذیر پرداختند. روش و برنامه کامپیوتری موجود برای آنالیز پاسخ هارمونیک سدهای قوسی شامل تأثیرات فشار هیدرودینامیک و انعطاف‌پذیری فونداسیون و ترکیب فوریه برای پاسخ‌های هارمونیک سدهای قوسی در برابر زلزله ارائه شده است. به توابع پاسخ و برنامه‌نویسی کامپیوتری خیلی اهمیت داده شده است و با کاهش مرتبه توابع از شدت محاسبات کاسته شده و تبع آن از هزینه‌های آنالیز سدهای قوسی کاسته می‌شود (Ka-Lun Fok and Chopra, 1985).

لطفی و همکاران در سال ۱۹۸۶ میلادی به بررسی اندرکنش دینامیکی سد-مخزن - فونداسیون پرداختند. آن‌ها در این تحقیق از رفتار لایه‌های مختلف فونداسیون چشم‌پوشی کردند و تمام لایه‌های

¹ Chopra

² Chwang

³ Ka-Lun Fok

فونداسیون را در قالب یک لایه مورد بررسی قرار دادند. آن‌ها برای مسائل دینامیکی سد-فونداسیون از روش المان محدود استفاده کردند (Lotfi, 1986).

لطفی و همکاران در سال ۱۹۸۷ میلادی روشی برای آنالیز پاسخ سدها به زلزله پیشنهاد کردند. روش المان محدود برای مسائل دوبعدی دستگاه‌های سد - مخزن - فونداسیون در نظر گرفته شد. اندرکنش فونداسیون - مخزن با وارد کردن شرایط مناسب در فصل مشترک جامد و مایع مورد بررسی قرار گرفت (Lotfi, 1987).

باچمن و همکاران در سال ۱۹۸۸ میلادی با استفاده از روش المان مرزی به حل مسائل دوبعدی پرداختند. آن‌ها از روش انتگرال کانولوشن بر اساس حل در حوزه فرکانس استفاده کردند و نواحی نزدیک مخزن را با المان‌های مرزی و نواحی دور را با روش تحلیلی و از دیدگاه لاگرانژی مدل کردند. فرضیات آن‌ها عبارت‌اند از: سد، صلب، سیال تراکم پذیر، از اثر انکسار موج در کف مخزن و ارتعاشات قائم صرف نظر شده است (Bachmann, 1988).

لی^۱ و سای^۲ در سال ۱۹۹۱ میلادی با تحلیل دوبعدی در حوزه زمان روشی نیمه تحلیلی برای بیان شرایط انرژی و موج در ناحیه بالادست مخزن ارائه کردند که شرایط بازتابش در انتهای دوردست مخزن را توصیف کند. از آنجاکه انتگرال‌ها به صورت عددی محاسبه شده است، روش ذکر شده نیمه تحلیلی است. آن‌ها سد را به صورت یک تیر اوپلر-لاگرانژ در نظر گرفتند و از تغییرات ضخامت سد در فرمولاسیون صرف نظر کردند. آن‌ها همچنین یک فرم دقیق از حل تحلیلی در حوزه زمان برای سد سلب قائم تحت اثر زلزله واقعی پیشنهاد کردند (Lee and Tsai, 1991).

ژائو^۳ و همکاران در سال ۱۹۹۵ میلادی به بررسی پاسخ‌های لرزه‌ای سدهای بتنی وزنی با در نظر گرفتن اندرکنش-مخزن-فونداسیون پرداختند. آن‌ها با استفاده از روش ترکیبی المان محدود و

¹ Lee

² Tsai

³ Zhao

نامحدود به تأثیر رسوبات کف مخزن روی پاسخ لرزه سدهای بتنی وزنی پی بردند. از نتایج عددی روشن شد که : ۱- روش ترکیبی المان محدود و المان نامحدود برای آنالیز لرزه‌ای سدهای بتنی مناسب‌تر است. ۲- رسوبات کف مخزن اثر قابل توجهی روی پاسخ لرزه‌ای سدهای بتنی وزنی دارد. ۳- صرف‌نظر کردن از رسوبات کف مخزن در آنالیز ممکن است در حالتی که امواج زلزله از نوع S (عرضی) باشند، اما در حالت امواج P (طولی) بسیار خطرناک است (Zhao, 1995).

سای^۱ و چن^۲ در سال ۱۹۹۷ میلادی به بررسی رفتار سد-مخزن-فونداسیون چندلایه در اثر زلزله پرداختند. فونداسیون لایه‌ای در اثر نیروهای گرانشی و تکتونیک به صورت لایه‌های افقی چندلایه در می‌آیند. درک رفتار سدی که روی فونداسیون چندلایه قرار دارد بسیار مهم است. به علت دشواری هندسه آن و توزیع مواد فونداسیون، توزیع تنش در بدنه‌ی سد بسیار پیچیده است. آن‌ها بر اساس روش المان محدود با روش نیمه‌تحلیلی با آنالیز اندرکنش سد و مخزن و بررسی رفتار آن بر روی فونداسیون‌های چندلایه در حوزه زمان پرداختند. نتایج عددی به دست آمده که از فرمول‌های ارائه شده بیانگر اهمیت زیاد این اثر طبیعی است. اثرات اندرکنش فونداسیون چندلایه به منظور اطمینان از ایمنی سد در طول زلزله ضروری است (Tsai and Chen, 1997).

زاهدی در سال ۲۰۰۴ میلادی به بررسی تأثیر امواج سطحی در اندرکنش سد و مخزن، به روش نیمه‌تحلیلی پرداخت، و به این نتیجه رسید که اثر امواج سطحی بر مقدار فشار هیدرودینامیک قابل ملاحظه است (Zahedi, 2004).

منصوری و سبحانی در سال ۲۰۰۵ میلادی به بررسی دینامیکی اندرکنش سدهای بتنی وزنی به روش عددی در حوزه فرکانس پرداختند. آن‌ها به این نتیجه رسیدند که همگرایی نزدیکی بین پاسخ‌های تحلیل حاصل از بکارگیری شرط سامرفیلد با پاسخ‌های حاصل از تحلیل با نرم‌افزار Ansys وجود دارد، این موضوع نشان دهند آن است که می‌توان از المان پیشنهادی موجود در نرم‌افزار Ansys برای

¹ Tsai

² Chen

تحلیل دینامیکی دستگاه‌های اندرکنش سد و مخزن با دقت بسیار مناسب بهره جست (Mansoori and Sobhani, 2005).

لطفی در سال ۲۰۰۵ به بررسی سدهای بتنی قوسی در حوزه‌ی فرکانس به‌وسیله آنالیز مودال درگیر نشونده پرداخت. این روش بر پایه موده‌های به دست آمده از ماتریس‌های جرم و سختی متقارن دارد. بر اساس این روش برنامه‌های ارائه‌شده قبلی اصلاح گردیده و پاسخ سد Morrow Point برای شرایط مختلف مطالعه شده است. ثابت شده است که این روش برای آنالیز دینامیکی سدهای بتنی قوسی مؤثر است (Lotfi, 2005).

لطفی در سال ۲۰۰۶ میلادی به آنالیز دینامیکی دقیق سدهای بتنی قوسی با به‌کارگیری المان نیمه بی‌نهایت سه‌بعدی سیال پرداخت. او در این روش برای محاسبه امپدانس المان نیمه بی‌نهایت سیال از راه‌حل‌های پیچیده در حوزه فرکانس استفاده کرد. او روشی مؤثر پیشنهاد داد که به نحوی شگفت‌انگیز این شیوه را ساده می‌کند و در کمترین زمان به بیشترین محاسبات دست یافت. ضمن آنکه دقت این روش کاملاً آزمایش شده و به اثبات رسیده است (Lotfi, 2006).

لطفی در سال ۲۰۰۷ به آنالیز سدهای بتنی قوسی در حوزه‌ی فرکانس بر اساس روش ترکیبی المان محدود و المان مرزی پرداخت. در این روش سازه‌ی سد به‌وسیله المان محدود گسسته سازی و فونداسیون آن به‌وسیله فرمولاسیون المان مرزی سه‌بعدی بیان شده است. در بررسی اندرکنش سد و فونداسیون هیچ محدودیت زمین‌شناسی و شکل دره وجود ندارد. بر اساس این روش برنامه‌های ارائه‌شده قبلی اصلاح شده و پاسخ سد قوسی Morrow Point برای نسبت‌های مختلف سنگ فونداسیون به مدول الاستیسیته سد بتنی در شرایط مخزن خالی مطالعه شده است. ضمن آنکه تأثیرات شکل دره در پاسخ سد مورد بحث قرار گرفته است (Lotfi, 2007).

مرادلو در سال ۲۰۰۸ میلادی به بررسی رفتار دینامیکی غیرخطی سدهای بتنی قوسی با احتساب و بدون احتساب نوسانات سطحی آب مخزن پرداخت. وی در این راستا از نرم‌افزار Ansys11 استفاده

کرد. این نسخه نسبت به نسخه‌های پیشین دارای کاربردهایی در زمینه مسائل غیرخطی مدل‌سازی مسائل تماسی، اسلاشینگ نوسانات سطح سیال در مسائل آکوستیک و است. ضمن آنکه در مدل‌سازی رفتار غیرخطی درزه‌ها از المان Contact178 که از نوع گره به گره بوده و توانایی مدل‌سازی لغزش و تماس بین هر دو گره از هر نوع المان را داراست و در مدل‌سازی اندرکنش سد و مخزن از المان ۸ گرهی Fluid30 استفاده شده است. نتایج بررسی‌های انجام‌شده نشانگر تأثیر رفتار غیرخطی درزه‌ها بر پاسخ کلی سد است، در عوض نوسانات سطحی مخزن تأثیری بر رفتار دینامیکی سد ندارد. در مطالعه حاضر رفتار مادی بتن سد الاستیک در نظر گرفته شده است. نتایج تنش‌ها نشانگر تجاوز تنش‌های حاصله از حد تسلیم و نیاز به بررسی رفتار غیرخطی توأم مادی و درزه‌های سد است (Moradloo, 2008).

لطفی در سال ۲۰۰۸ به بررسی تأثیر طول مخزن در آنالیز دینامیکی سدهای بتنی وزنی پرداخت. او نشان داد که در عمل مخزن نمی‌تواند مانند یک کانال نیمه بین‌هایت و یکنواخت عمل کند. در حالتی که پیچانرود در نزدیکی سد وجود دارد، مخزن نمی‌تواند خیلی طولانی و با طول نیمه بی‌نهایت در نظر گرفته شود. او نشان داد که طول مخزن بر پاسخ سیستم تأثیرگذار است و نباید در حوزه نیمه بی‌نهایت در حالت کلی مدل شود. او با دقت زیادی به بیان اندرکنش سد - مخزن - فونداسیون و مخزن - فونداسیون پرداخت و یک برنامه کامپیوتری بر اساس آن ارائه داد و نتایج آن را برای یک سد سه‌بعدی مورد سنجش قرار داد (Lotfi, 2008).

شمسی نژاد بابکی در سال ۱۳۸۷، به موضوع تحلیل فشار هیدرودینامیک وارد بر سدهای بتنی قوسی تحت نیروی زلزله پرداخته است. با توجه به این تحلیل می‌توان پی برد که بدون صرف هزینه‌های محاسباتی زیاد برای روش‌های عددی امکان محاسبه اندرکنش سد و سیال و اثرات ناشی از نیروی زلزله از طرف سیال بر روی سد وجود دارد. البته استفاده از این روش‌ها درصدی خطا دارد که آن را می‌توان با اعمال ضرایب اطمینانی برطرف کرد. با توجه به فرمول‌ها، تابع فشار در راستای Z تابعی

سینوسی و در راستای آرگومان تابعی کسینوسی و در امتداد شعاع از نوع توابع بسل است. همچنین می‌توان به دو نکته‌ی دیگر اشاره کرد، یکی تأثیر تراکم‌پذیری سیال که فشار هیدرودینامیک را به فرکانس بارگذاری وابسته می‌کند و باعث ایجاد نتایج واقعی‌تر و درصد خطای کمتر در محاسبات می‌شود و دیگری مقدار فشار هیدرودینامیک در راستای آرگومان که هرچه از محور سد به سمت کناره‌های سد و دره رود، کمتر می‌شود.

آفتابی ثانی در سال ۱۳۸۸، به موضوع تحلیل دینامیکی سد کارون ۳ با در نظر گرفتن اثر اندرکنش آب و سازه و مقایسه آن با یک سد قوسی دیگر پرداخته است. در بخش نتایج عددی، پاسخ‌های دینامیکی سد کارون ۳ که با در نظر گرفتن اثر اندرکنش آب تراکم پذیر و سازه به‌دست‌آمده‌اند، برای حالات مختلف درج می‌گردد. همچنین این نتایج با پاسخ‌های مربوط به سد قوسی دیگری (سد معروف ماروپوینت) مقایسه شده و نتایج جالبی به دست می‌آید. یکی از مهم‌ترین این نتایج، شباهت بسیار زیاد توابع پاسخ فرکانسی یا همان Frf های این دو سد متفاوت، البته پس از نرمالایز شدن نسبت به فرکانس طبیعی نخست هر یک از آنهاست.

منصوری و سبحانی در سال ۱۳۸۸ به تحلیل دینامیکی سیستم سد وزنی- مخزن با به‌کارگیری نرم‌افزار Ansys پرداختند. در این تحقیق سعی شده است که روشی برای برطرف کردن این موضوع در Ansys ارائه شود. بدین منظور از یکی از المان‌های موجود در نرم‌افزار مزبور استفاده می‌شود. این المان که توانایی جذب نسبی امواج را دارد، Fluid129 نام دارد و برای به‌کارگیری آن، باید شرایط خاصی را فراهم کرد. شرایط مزبور بیان و نتایج مربوط به آن با پاسخ‌های موجود در سایر مراجع مقایسه می‌شود تا درستی راهکار پیشنهادی نمایان شود.

قدس و اصفهانی در سال ۱۳۹۰ به بررسی رفتار ارتعاشی و پاسخ‌های لرزه‌ای مخازن مستطیلی ذخیره آب پرداخته‌اند. برای در نظر گرفتن اثر انعطاف‌پذیری دیوارها در محاسبه فشار هیدرودینامیکی و در تحلیل دینامیکی سازه از یک روش پیشنهادی المان محدود به‌صورت حل گام‌به‌گام استفاده شده

است. پس از تحلیل تاریخچه زمانی، تحت شتاب افقی زمین، پاسخ‌های دینامیکی شامل تغییر مکان‌ها، برش‌های پایه و فشارهای هیدرو دینامیکی بررسی شد. از مقایسه پاسخ‌ها نتیجه گرفته می‌شود که استفاده از روش جرم افزوده که به وسیلهی آیین‌نامه‌ها بر پایه مدل هاسنر پیشنهاد شده، محافظه کارانه است.

تاریخچه و پیربوداقی، در سال ۱۳۹۳، به تحلیل دینامیکی اندرکنش سد و مخزن به روش اویلر- لاگرانژی با در نظر گرفتن لایه کاملاً سازگار (Pml) در مرز انتشاری مخزن پرداختند. این نوع شرط مرزی در مرز انتشاری مخزن به کار گرفته شده است. برای این منظور ابتدا مفاهیم پایه شرط مرزی Pml بیان شده، سپس روند پیاده‌سازی این شرط مرزی با استفاده از روش اجزای محدود ارائه شده است. به منظور، تحلیل دینامیکی سیستم سد و مخزن کد اجزای محدودی در محیط نرم‌افزار Matlab توسعه یافته و تحلیل‌های پارامتری روی سیستم اندرکنشی سد و مخزن با استفاده از این شرط مرزی و نیز شرط مرزی سامرفیلد برای تعیین بهینه ضریب تابع کاهنده انجام شده است. نتایج نشان می‌دهند که استفاده از شرط مرزی لایه کاملاً سازگار (Pml) در مقایسه با شرط مرزی سامرفیلد نیاز به مدل کردن مخزن تا ۵۰٪ کمتر برای یک دقت یکسان دارد که منجر به کاهش زمان محاسبات خواهد شد.

۲-۲ جمع‌بندی

باتوجه به تحقیقات و پژوهش‌های انجام شده در گذشته همان‌طور که مشاهده شده است پژوهشی در زمینه تحلیل دینامیکی سد شهید رجایی صورت نگرفته است. باتوجه به نظریه‌های مطرح شده، ماکزیمم فشار هیدرو دینامیک، در کف مخزن یا کمی بالاتر از کف مخزن رخ خواهد داد.

در این پژوهش به بررسی اثر زلزله و فشارهای وارد شده از جمله فشار هیدرو دینامیک و هیدرواستاتیک روی سد شهید رجایی و اینکه سد و پی چه واکنشی از خود نشان می‌دهد و چگونه این زلزله را تحمل می‌کند، می‌پردازیم.

فصل سوم

بررسی اندرکنش دینامیکی سد و مخزن

برای تحلیل دینامیکی سدها، روش‌های مختلفی وجود دارد. در یک تقسیم‌بندی کلی، تحلیل‌های دینامیکی، در محدوده فرکانس و یا در محدوده زمان انجام می‌شود. برای تحلیل سد هنگام زلزله، روش‌های مختلفی نیز توسط محققانی مانند چوپرا، فنوس، فوک و ... ارائه شده است.

عموماً برای بررسی رفتار یک سازه با عملکرد نامشخص در مقابل بارهای وارده و کسب اطمینان از رفتار مناسب آن به دو طریق می‌توان عمل نمود. طریقه‌ی اول شامل مدل‌سازی ریاضی سازه می‌شود که در آن با استفاده از هندسه و خصوصیات مواد به‌کاررفته در سازه موردنظر، رابطه بین بار و تغییر شکل برقرار می‌گردد. این رابطه عموماً برای موارد نسبتاً ساده به‌صورت معادلات دیفرانسیل و در موارد پیچیده‌تر به‌صورت مجزا خواهد بود که به هر ترتیب شامل برآوردهای متفاوت مثل بار، برآورد مقاومت مصالح، برآورد خصوصیات دینامیکی و غیره می‌شود. این روش که به آن روش تحلیلی گفته می‌شود عموماً کم‌هزینه بوده و نیاز به تجهیزات متنوع و فضای زیادی ندارد و به همین خاطر در میان طراحان و مهندسين بسیار متداول و محبوب است. در این روش همان‌طور که گفته شد فرضیات ساده شده‌ای در مورد مواد تشکیل دهنده سازه، بارگذاری، انعطاف‌پذیری، شرایط مرزی حاکم و غیره در نظر گرفته می‌شود که نمی‌توانند بیان‌کننده تمام عوامل دخیل در رفتار سازه باشند. از این‌رو روش تحلیلی به‌تنهایی نمی‌تواند جوابگوی برخی از مسائل مخصوصاً مسائل ناشناخته و غیرمترافی که در عمل وجود دارند، باشد.

در این فصل به الگوریتم تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی در حالت خطی که در مسائل مورد بحث در این تحقیق نیز مورد نیاز می‌باشند اشاره خواهد شد. این الگوریتم‌ها بر اساس روش المان‌های محدود به‌عنوان ابزار عددی حل مربوط به آن‌ها بیان می‌گردند.

۲-۳- تحلیل در محدوده زمان و فرکانس

روش تحلیل در محدوده زمان بر اساس انتگرال گیری گام به گام از معادله، تحت شتاب ورودی مشخص، برای سازه انجام می شود. با استفاده از این روش، تاریخچه زمانی جابجایی و تنش مربوط به سازه به دست می آید. این تاریخچه، خود می تواند ماکزیمم های لازم برای طراحی سازه را در اختیار ما قرار دهد. روش های زیادی برای پیاده سازی تحلیل سازه ها در دامنه زمان ایجاد شده اند. اکثر این روش ها بر اساس گسسته سازی معادله حرکت در دامنه زمان به وسیله روش تفاضل های محدود گسترش یافته اند، در حالی که سازه از نظر فیزیکی توسط روش هایی مانند اجزاء محدود، گسسته سازی می شوند. اساس این روش ها بر این امر استوار است که می توان کل بازه زمانی را به فواصل زمانی کوچک تری تقسیم کرد. سپس تابع تحریک را در بازه زمانی، توسط الگویی از پیش تعریف شده تقریب زد. چون الگوی تابع تقریب از پیش مشخص و دلخواه است، پس می توان انتگرال این تابع یعنی سرعت و جابجایی را نیز مشخص کرد. گسسته سازی معادله حرکت در دامنه زمان توسط روش تفاضل های محدود، رابطه ای بین بردار جابجایی، سرعت و شتاب، در ابتدای هر بازه زمانی ایجاد می کند. همین خواص در انتهای گام زمانی نیز ایجاد می شود. از این طریق با فرض جابجایی، سرعت و شتاب اولیه و انتگرال گیری گام به گام، جابجایی، سرعت و شتاب، برای تمام بازه های زمانی مورد نظر محاسبه می شود. روش های مختلفی برای این کار وجود دارد. از میان این روش ها، روش نیومارک کاربرد بیشتری دارد. تحلیل در محدوده فرکانس، در مفهوم شبیه تحلیل دینامیکی تحت تأثیر بار نوسانی است. در این روش، بار بر حسب مؤلفه های هارمونیک نوشته شده و عکس العمل سازه نسبت به هر مؤلفه تعیین گشته و در نهایت با استفاده از اصل انطباق مودها، عکس العمل های نهایی سازه، تحت تأثیر بار دینامیکی وارده به دست می آید. لذا جهت استفاده از این روش، سری فوریه برای توابع غیر نوسانی باید بسط داده شود (Humar and Jablonski, 1990).

تحلیل عکس‌العمل سازه در محدوده زمان، می‌تواند جهت ارزیابی عکس‌العمل سازه تحت هر بار دلخواه مورد استفاده قرار می‌گیرد. اگر تابع تحریک دارای شکل دلخواه باشد، نمی‌توان از روش‌های دیگر استفاده کرد. اما بعضی اوقات بسیار ساده‌تر است که تحلیل در محدوده فرکانس انجام گیرد. تحلیل در محدوده فرکانس دارای دو محدودیت مهم است. اول اینکه تحلیل در محدوده فرکانس برای سد که دارای رفتار الاستیک خطی است، اعتبار دارد درحالی‌که تحلیل در محدوده زمان برای تحلیل‌های غیرخطی هم مناسب است. دومین محدودیت اینکه تعیین پاسخ در محدوده فرکانس برای طراح مدنظر نیست و روش پاسخ فرکانسی برای به دست آوردن پاسخ در محدوده زمان است که با استفاده از تکنیک تبدیل فوریه سریع حاصل می‌گردد. بنابراین محاسبات مستقیم در محدوده لازم است. مهم‌ترین مزیت تحلیل در محدوده فرکانس این است که آب داخل مخزن را می‌توان به صورت (Fluid Hyper-Element) که تا بی‌نهایت ادامه دارد، مدل کرد. (Tsai, 1990)

۳-۲-۱- الگوریتم تحلیل‌های خطی به روش المان‌های محدود

امروزه روش المان‌های محدود با توجه به سادگی، انعطاف‌پذیری و قابلیت مدل‌سازی هرگونه هندسه و شرایط مرزی به یکی از قوی‌ترین و مقبول‌ترین ابزارهای محققان در حل مسائل پیچیده تبدیل شده است. با توجه به اینکه آنچه در این بخش بیان می‌شود در تحلیل هر نوع سازه‌ای مشترک است لذا برای آشنایی بیشتر خواننده با انواع تحلیل‌های سازه‌ای، تفاوت آن‌ها و چگونگی فرمولاسیون آن‌ها به روش المان‌های محدود، این بخش قبل از فصولی که به‌طور خاص به مسئله تحلیل سازه سد می‌پردازد آورده شده است.

۳-۲-۲- تحلیل استاتیک خطی

با توجه به اینکه تحلیل‌های خطی استاتیکی به‌عنوان مبنای اولیه طراحی سدهای بتنی مطرح می‌باشند، لذا این تحلیل‌ها به سهم خود از اهمیت ویژه‌ای برخوردارند. از سوی دیگر، رابطه سازی چنین

تحلیل‌هایی در بسیاری از مراجع مربوط به روش المان‌های محدود یافت می‌شود، لذا در اینجا فقط رئوس مطالب، به‌طور خلاصه ذکر می‌گردد.

۳-۲-۱- معادله تعادل استاتیکی

معادله تعادل استاتیکی یک سیستم سازه‌ای به‌صورت زیر نوشته می‌شود:

$$[K]\{U\}=\{R\} \quad (۱-۳)$$

که در این معادله: $[K]$ نشان‌دهنده ماتریس سختی سیستم، $\{U\}$ بردار جابجایی گره‌ای و $\{R\}$ بردار نیروی گره‌ای خارجی است که در ادامه به تشریح کامل‌تر آن‌ها پرداخته می‌شود.

۳-۲-۲- فرمولاسیون المان‌های جامد خطی

با توجه به توانایی بالایی که المان‌های جامد در مدل‌سازی سازه‌ها با هندسه پیچیده دارند، به همین دلیل برای مدل‌سازی بدنه سد، از المان‌های جامد هشت گره‌ای ایزو پارامتریک استفاده شده است. ماتریس سختی این المان‌ها از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$[K^e]=\int [B]^T [D][B]dv \quad (۲-۳)$$

در این رابطه: $[B]$ ماتریس تبدیل جابجایی به کرنش و $[D]$ ماتریس صلبیت جامد است که به‌صورت زیر تعریف می‌شود.

$$[B] = [[B_1] \dots [B_i] \dots [B_{nonde}]] \quad (۳-۳)$$

$$[B_i] = \begin{bmatrix} f_{ix} & 0 & 0 \\ 0 & f_{iy} & 0 \\ 0 & 0 & f_{iz} \\ f_{iy} & f_{ix} & 0 \\ 0 & f_{iz} & f_{iy} \\ f_{iz} & 0 & f_{ix} \end{bmatrix} \quad (4-3)$$

در رابطه زیر، تابع شکل گره I ام اندیس دوم به معنی مشتق تابع شکل، نسبت به جهت‌های X، Y یا Z است. ماتریس صلبیت نیز به صورت زیر نوشته می‌شود:

$$[D] = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} \end{bmatrix} \quad (5-3)$$

در رابطه فوق E و ν به ترتیب بیانگر مدول الاستیسیته و ضریب پواسون مصالح می‌باشند. ماتریس [D] ارتباط میان بردارهای تنش و کرنش را برقرار می‌کند. به بهره‌گیری از روش انتگرال‌گیری گاوس، هر انتگرال را می‌توان به صورت مجموع حاصل ضرب مقادیر زیر انتگرال در ضرایب وزن گاوس در نقاط انتگرال‌گیری نوشت. لذا رابطه‌ی زیر به شکل زیر درمی‌آید:

$$[K^e] = \sum_{k=1}^{nint} \sum_{j=1}^{nint} \sum_{i=1}^{nint} \left([B]^T [D] [B] [DJ] \right)_{i,j,k} \cdot W_i W_j W_k \quad (6-3)$$

در این معادله $|DJ|$ دترمینان ژاکوبین، Nint تعداد نقاط انتگرال‌گیری هر راستا و W_i ضریب وزن روش انتگرال‌گیری گاوس در جهت I را تعریف می‌کند.

نیروهای حجمی (شامل نیروی وزن) در عمل تبدیل به نیروهای گره‌ای معادل می‌شوند. اگر شدت نیروهای حجمی در جهت‌های X، Y و Z به ترتیب با B_x ، B_y و B_z نشان داده شود، بردار نیروهای گره‌ای معادل برای المان حجمی از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$\{R_B\} = \int_v [N] \begin{Bmatrix} b_x \\ b_y \\ b_z \end{Bmatrix} dv \quad (7-3)$$

در رابطه فوق، ماتریس $[N]$ به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$[N] = \begin{bmatrix} [N_1] \\ \vdots \\ [N_i] \\ \vdots \\ [N_{nnode}] \end{bmatrix}, \quad [N_i] = \begin{bmatrix} f_i & 0 & 0 \\ 0 & f_i & 0 \\ 0 & 0 & f_i \end{bmatrix} \quad (8-3)$$

حال با بهره‌گیری از روش انتگرال‌گیری گاوس، رابطه فوق به صورت زیر نوشته خواهد شد:

$$\{R_B\} = \sum_{k=1}^{nint} \sum_{j=1}^{nint} \sum_{i=1}^{nint} \left([N] \begin{Bmatrix} b_x \\ b_y \\ b_z \end{Bmatrix} dv \right)_{i,j,k} \cdot w_i w_j w_k \quad (9-3)$$

همچنین بردار نیروهای گره‌ای معادل، ناشی از فشار هیدرو استاتیک وارد بر یک وجه المان، از رابطه ذیل حاصل می‌گردد:

$$\{R_p\} = \int_A [N] \begin{Bmatrix} n_x \\ n_y \\ n_z \end{Bmatrix} PdA \quad (10-3)$$

در رابطه بالا، N_x ، N_y و N_z مؤلفه‌های بردار عمود بر سطح (به طرف داخل المان) در سه جهت X ، Y و Z می‌باشند. علاوه بر این، P فشار وارد بر هر وجه المان است که به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$P = \gamma_w (h - z) = \gamma_w \left(h - \sum_{k=1}^{nmode} f_k \cdot z_k \right) \geq 0 \quad (11-3)$$

در معادله بالا، γ_w و H به ترتیب وزن مخصوص و حداکثر عمق آب مخزن می‌باشند. باید Z بر حسب مختصات Z_k مربوط به گره‌ها یا المان درون‌یابی شده است.

با بهره‌گیری از روش انتگرال‌گیری گاوس، رابطه (۳-۱۰) به شکل زیر درمی‌آید:

$$\{R_p\} = \sum_{j=1}^{nint} \sum_{i=1}^{nint} \left([N] \begin{Bmatrix} n_x \\ n_y \\ n_z \end{Bmatrix} P |DJ|_{SURF} \right)_{i,j} \cdot W_i W_j \quad (12-3)$$

که در آن $|DJ|_{SURF}$ نشان دهنده دترمینان ماتریس ژاکوبین در سطح انتگرال‌گیری است (Tsai and Lee, 1990).

۳-۲-۲-۳ تحلیل دینامیکی خطی

در این بخش به بررسی معادلات تعادل و روش حل آن‌ها در تحلیل‌های دینامیکی خطی می‌پردازیم. معادله تعادل دینامیکی یک سیستم سازه‌ای به صورت زیر نوشته می‌شود:

$$[M]\{\ddot{U}\} + [C]\{\dot{U}\} + [K]\{U\} = \{R\} \quad (13-3)$$

در رابطه فوق، عبارات $[M]$ ، $[C]$ و $[K]$ به ترتیب ماتریس‌های جرم، میرایی و سختی سیستم می‌باشند و $\{R\}$ بردار نیروهای گره‌ای خارجی است. در روش نیومارک که از جمله روش‌های معمول در حل معادله فوق است. بردارهای سرعت و جابجایی در لحظه $(N+1)$ برحسب بردارهای سرعت و جابجایی لحظه‌ای N و بردارهای شتاب لحظات N و $(N+1)$ به شکل زیر نوشته می‌شوند:

$$\{\dot{U}\}_{n+1} = \{\dot{U}\}_n + \Delta t \left[(1-\delta)\{\ddot{U}\}_n + \delta\{\ddot{U}\}_{n+1} \right] \quad (14-3)$$

$$\{U\}_{n+1} = \{U\}_n + \{\dot{U}\}_n \Delta t + \Delta t^2 \left[\left(\frac{1}{2} - a \right) \{\ddot{U}\}_n + a \{\ddot{U}\}_{n+1} \right] \quad (15-3)$$

در این معادله δ و A ضرایب ثابتی بوده که باید از پیش تعیین شوند. $\{U\}$ ، $\{\dot{U}\}$ و $\{\ddot{U}\}$ نیز به ترتیب بیانگر بردارهای جابجایی، سرعت و شتاب می‌باشند.

از رابطه (15-3) می‌توان بردار شتاب را در لحظه $(N+1)$ به دست آورد، در این صورت خواهیم داشت:

$$\{\ddot{U}\}_{n+1} = \frac{1}{a \Delta t^2} \{\bar{U}\} - \frac{1}{a \Delta t} \{\dot{U}\}_n - \left(\frac{1}{2a} - 1 \right) \{\ddot{U}\}_n \quad (16-3)$$

در این رابطه: $\{\bar{U}\}$ بیانگر اختلاف بردارهای جابجایی در لحظات N و $(N+1)$ است. از جایگزینی رابطه (15-3) در (14-3) معادله زیر حاصل می‌شود:

$$\{\dot{U}\}_{n+1} = \frac{\delta}{a \Delta t} \{\bar{U}\} + \left(1 - \frac{\delta}{a} \right) \{\dot{U}\}_n + \left(1 - \frac{\delta}{2a} \right) \Delta t \{\ddot{U}\}_n \quad (17-3)$$

به منظور سهولت روابط (16-3) و (17-3) را می‌توان به صورت زیر نوشت:

$$\{\ddot{U}\}_{n+1} = a_0 \{\bar{U}\} - a_2 \{\dot{U}\}_n - a_3 \{\ddot{U}\}_n \quad (18-3)$$

$$\{\dot{U}\}_{n+1} = a_1 \{\bar{U}\} - a_4 \{\dot{U}\}_n - a_5 \{\ddot{U}\}_n \quad (19-3)$$

ضرایب به شکل زیر تعریف می گردند :

$$a_0 = \frac{1}{a \Delta t^2}, \quad a_1 = \frac{\delta}{a \Delta t}, \quad a_2 = \frac{1}{a \Delta t}, \quad a_3 = \left(\frac{1}{2a} - 1 \right), \quad a_4 = \left(\frac{\delta}{a} - 1 \right), \quad a_5 = \left(\frac{\delta}{2a} - 1 \right) \Delta t$$

در انتها از جایگزینی روابط (18-3) و (19-3) در معادله (13-3) خواهیم داشت :

$$[\hat{K}] \{U\}_{n+1} = \{\hat{R}\}_{n+1} \quad (20-3)$$

با در نظر داشتن تعاریف زیر که :

$$[\hat{K}] = [K] + a_0 [M] + a_1 [C] \quad (21-3)$$

$$\{\hat{R}\}_{n+1} = \{R\}_{n+1} + [M] \left(a_0 \{U\}_n + a_2 \{\dot{U}\}_n + a_3 \{\ddot{U}\}_n \right) + [C] \left(a_1 \{U\}_n + a_4 \{\dot{U}\}_n + a_5 \{\ddot{U}\}_n \right) \quad (22-3)$$

در معادلات فوق : $[\hat{K}]$ و $\{\hat{R}\}_{n+1}$ به ترتیب بیانگر ماتریس سختی مؤثر و بردار نیروی گره‌ای مؤثر در لحظه (N+1) می باشند. بنابراین بردار جابجایی در لحظه (N+1) از رابطه (20-3) به دست می آید و با جایگزینی در روابط (18-3) و (19-3) بردارهای شتاب و سرعت در لحظه (N+1) حاصل می شوند. البته در روابط فوق فرض بر این است که ابتدا ماتریس‌های سختی، جرم و میرایی تشکیل شده‌اند. برای به دست آوردن ماتریس جرم کافی است که کار مجازی نیروهای اینرسی محاسبه گردد. برای این منظور با به دست آوردن بردار جابجایی در هر نقطه (با استفاده از درون‌یابی مقادیر جابجایی در محل

گره‌های المان به کمک توابع شکل) و نهایتاً مشتق‌گیری دوگانه از آن، مقادیر شتاب در هر نقطه به دست خواهد آمد. سپس با نوشتن رابطه کار مجازی، ماتریس جرم سازگار به صورت زیر حاصل خواهد شد :

$$[M^e] = \int_v \rho [N][N]^T dv \quad (23-3)$$

در رابطه فوق : ρ جرم مخصوص المان، $[N]$ ماتریس توابع شکل مطابق رابطه (3-8) و $[M^e]$ ماتریس جرم المان است. از ترکیب ماتریس‌های جرم المان‌های مختلف، ماتریس جرم کل به دست می‌آید.

در صورت استفاده از روش انتگرال‌گیری مستقیم در محدوده زمان برای تحلیل دینامیکی، لازم است ماتریس میرایی متناسب با ماتریس‌های جرم و سختی مشخص می‌گردد :

$$C^e = \alpha M^e + \beta K^e \quad (24-3)$$

مقادیر و ضرایب اختیاری می‌باشند؛ معمولاً در تحلیل‌ها این ضرایب طوری انتخاب می‌شوند که میرایی معادل برای فرکانس‌های نزدیک مودهای اولیه سیستم برابر مقدار معینی (مثلاً ۰.۵٪) گردد. (Tsai and Lee, 1990)

۳-۳- روش‌های محاسبه‌ی فشار هیدرودینامیک

۳-۳-۱- مقدمه

تحریک زلزله از طریق دو محیط به سازه سد اعمال می‌شود، که یکی از طریق فونداسیون سد و دیگری از طریق دریاچه سد است. بنابراین اثر دریاچه بر پاسخ سد در طول زلزله می‌بایست در آنالیز

دینامیکی سد بتنی وارد شود. به علت ارتباط حرکت سد با حرکت دریاچه، این نیرو به صورت فشار هیدرودینامیک سازه سد را تحت تأثیر قرار می‌دهد.

۳-۳-۲- روش‌های مختلف بررسی اندرکنش سد و مخزن

به منظور بررسی اندرکنش دینامیکی سد و مخزن روش‌های متعددی توسط محققین ارائه شده است. که عبارت‌اند از:

۳-۳-۲-۱- روش‌های عددی

روش‌های عددی به صورت زیر تقسیم‌بندی شده است:

از آنجاکه روش المان مرزی در مدل‌سازی اندرکنش دینامیکی سد و مخزن کاربرد زیادی دارند، به تفسیر آن‌ها خواهیم پرداخت.

۳-۳-۲-۱-۱- روش المان محدود

روش المان محدود از جمله روش‌های قدرتمندی است که به دفعات جهت آنالیز الاستیک خطی و غیرخطی سازه‌های بتنی بکار رفته است. این روش کماکان یک فرایند نسبتاً کند در آنالیز است، چون این روش وابسته به تعریف مش بندی و نیز تغییر مجدد آن، آنالیز و مطالعات است. محققان زیادی از روش المان محدود در حوزه فرکانس و یا به طور غیرمستقیم در حوزه زمان بهره جسته‌اند. در برخی از این مقالات از این روش به منظور مدل‌سازی سد استفاده شده است.

۳-۳-۲-۱-۲- روش المان مرزی

این روش یک روش عددی قدرتمند برای تحلیل مسائل الاستودینامیک است. پیشرفت‌های اخیر در روش المان مرزی، نشان داده‌اند که این روش در بسیاری از موارد، یک ابزار مؤثر و قدرتمند برای آنالیز است. از آنجایی که این روش از ابعاد مسئله، یکی می‌کاهد و حل مسئله یک قلمرو را به سطح آن محدود می‌کند، گسسته سازی (Discretization) به سادگی و سهولت انجام می‌پذیرد. لذا این موضوع یک تحرک بزرگ برای مطالعات جدید کاربرد روش المان مرزی در آنالیز پاسخ دستگاه‌های سد -

مخزن - فونداسیون، ایجاد کرده است. این روش در تحلیل اندرکنش خاک - سازه نیز نقش مهمی ایفا می کند چراکه امکان مدل سازی آسان خاک بدون مرز خارجی را ممکن می سازد. مهم ترین ویژگی این روش آن است که به جای گسسته سازی تمام حجم حوزه مورد مطالعه فقط کافی است که مرزهای آن گسسته شود. برای حل یک مسئله به کمک روش المان مرزی، معادله دیفرانسیل گسسته که بیانگر رفتار مجهولات درون قلمرو موردنظر و نیز مرزهای آن است، به یک معادله انتگرالی که تنها به مقادیر مرزی مربوط است، تبدیل می شود و سپس یک روش حل عددی برای حل معادله انتگرالی اخیر استخراج می شود. اگر مقادیر متغیرها در نقاط قلمرو موردنیاز باشند، پس از یافتن اطلاعات مرزها (Boundary Data) قابل حصول هستند. از آنجایی که تمام تقریبات عددی فقط در مرزها رخ می دهد، از ابعاد مسئله یکی کاسته می شود و در مقایسه با سایر روش های عددی، یک دستگاه معادلات کوچک تر به دست می آید که یکی از امتیازات روش المان مرزی است. در مسئله اندرکنش دینامیکی سد و مخزن، آن چه که برای طراح سد حائز اهمیت است، توزیع میدان فشار در مرز مشترک سد و مخزن است، و توزیع این میدان در داخل مخزن سد اهمیت خاصی ندارد. از آنجایی که روش المان مرزی تنها با مرزهای محیط مورد مطالعه سروکار دارد، استفاده از این روش به مقدار زیادی، ابعاد مسئله را کاهش داده، حجم اطلاعات ورودی را کاسته و باعث افزایش سرعت و دقت حل مسئله می شود.

۳-۳-۲-۱-۳- مقایسه روش المان مرزی با روش المان محدود

این روش به عنوان یک روش مکمل و حتی جایگزین برای روش المان محدود، به ویژه در حالت هایی که دقت بیشتر مورد نیاز است (مانند مسائل تمرکز تنش) و یا حوزه موردنظر تا بی نهایت گسترش یابد، ارائه شده است.

در این روش می‌توان از المان‌های ناپیوسته (گسسته) استفاده کرد که در المان محدود مجاز نیست. به همین علت اکثر مطالعات در این زمینه در حوزه فرکانس یا حوزه زمان است که در آن‌ها پاسخ سیستم به صورت پاسخی در حوزه فرکانس است که با استفاده از تبدیل فوریه قابل حصول است. در حالت دوبعدی، امتیاز اساسی روش المان مرزی بر روش المان محدود چندان مشهود نیست ولیکن کارهای انجام شده توسط محققان نشان داده است که در حالت سه‌بعدی، روش المان مرزی دارای توانایی بسیار زیادی است و از لحاظ محاسباتی بسیار کارآمد است.

المان مرزی برای نواحی تنش و یا پتانسیل (مثل فشار، پتانسیل سرعت و غیره) بالا کارا هستند، درحالی‌که المان‌های محدود برای قسمت‌های دیگر نظیر محیط‌های لایه‌لایه، غیر ایزوتوپ و مصالح غیرخطی مناسب‌ترند. از آنجایی‌که در تحلیل اندرکنش دینامیکی سد و مخزن، هدف نهایی، دستیابی به توزیع میدان تنش در داخل بدنه سد برای مقاصد طراحی است، لذا بسیار مناسب است که گسسته سازی قلمرو سد از روش المان محدود استفاده شود.

نهایتاً برای حل مسئله اندرکنش دینامیکی سد و مخزن، دو دستگاه معادلات گسسته، یکی بر اساس المان محدود برای محیط سد و دیگری بر اساس المان مرزی برای محیط مخزن بایستی حل شوند.

۳-۳-۲-۱-۴- روش ترکیب المان محدود و المان مرزی

در بسیاری از موارد، ترکیب روش‌های المان محدود و المان مرزی، باعث افزایش کارایی چشم‌گیر حل مسئله موردنظر می‌شود. برای نمونه، در بسیاری از مسائل با قلمرو نامحدود، روش المان مرزی شرایط مناسبی برای نمایش مرزهای بی‌نهایت فراهم می‌آورد درحالی‌که به‌طور هم‌زمان روش المان محدود قادر است خواص پیچیده مواد و هندسه قلمرو نزدیک را مدل نماید. ضمن آنکه از این روش در بررسی پاسخ دینامیکی سیستم‌های سد، مخزن، فونداسیون در حوزه فرکانس و زمان استفاده شده است تا قابلیت مدل‌سازی فونداسیون‌های دوبعدی و سه‌بعدی را داشته باشد.

۳-۳-۲-۱-۵- روش المان مرزی رفت و برگشتی

از این روش جهت مدل سازی مخزن و فونداسیون استفاده می شود.

روش المان نامحدود (نیمه بی نهایت)

از این روش برای مدل کردن مخزن و یا پی یا سازه سد استفاده شده است. این المان ها، برای مسائل سه بعدی و دوبعدی به ترتیب ماهیتی دوبعدی و تک بعدی دارند و رفتار مصالح را در جهت مش بندی به صورت تقریبی و در جهت عمود بر آن که المان دارای طول بی نهایت است به شکلی دقیق و غیر عددی مدل می کند. از آنجا که المان های نیمه بی نهایت سیال، ماهیتی وابسته به فرکانس دارند، به کارگیری آن ها در تحلیل های حوزه زمان امری غیرممکن است.

۳-۳-۲-۲- روش های تحلیلی

۳-۳-۲-۱- روش المان محدود با فرمولاسیون لاگرانژ - لاگرانژ

در این روش مجهول گره ای محیط سیال همانند محیط سازه، همان تغییر مکان در نظر گرفته شده است، با این تفاوت که مدول برشی سیال مساوی صفر است. بزرگ ترین عیب این روش حجم زیاد حافظ مورد نیاز برای محیط سیال و نیز مشکل اعمال شرایط مرزی مناسب برای مرز مشترک بین آب و سازه است.

۳-۳-۲-۲- روش المان محدود با فرمولاسیون اویلر - اویلر

در این روش رفتار سیال بر حسب پارامترهای فشار در نقاط گره ای المان سیال مدل می شود. در این حالت حل سیستم درگیر سازه و سیال با حل دو سیستم مجزا امکان پذیر است و اثرات اندرکنش با استفاده از روش سعی و خطا در محاسبات منظور می گردد. ضمن آنکه می توان دو سیستم را در یک سیستم خلاصه نمود ولی در چنین وضعیتی یک سیستم نامتقارن با عرض باند نسبتاً بزرگ به وجود می آید که حل پیچیده و به کامپیوتری با حافظه بزرگ نیاز دارد. در این فرمولاسیون برخلاف

فرمولاسیون لاگرانژ-لاگرانژ به دلیل اینکه از پارامتر فشار در سیال استفاده شده است مقدار درجات آزادی کل سیستم کمتر خواهد بود.

۳-۳-۲-۳-۳-۲-۳ روش المان محدود با فرمولاسیون اویلر-لاگرانژ

در این روش مجهول گره‌ای در محیط سیال فشار هیدرودینامیک است. در این روش ماتریس‌های جرم و میرایی و سختی سیستم به شکل نامتقارن به دست می‌آیند و حل دستگاه معادلات سیستم به حجم بالایی از محاسبات نیاز دارد. در این روش محدودیت‌های روش‌های تحلیلی، از جمله هندسه مدل یا شرایط مرزی آن از بین رفته و آنالیزی دقیق‌تر و اقتصادی‌تر میسر شده است.

۳-۳-۲-۳-۳-۲-۳ روش‌های نیمه تحلیلی

می‌توان از این روش‌ها به عنوان روشی ترکیبی از روش تحلیلی و روش عددی یاد کرد.

۳-۳-۳-۳-۳-۲-۳ روش‌های مدل‌سازی تأثیر فشار هیدرودینامیک دریاچه بر پاسخ سد به زلزله

۳-۳-۳-۳-۳-۱-۳ روش زنگار^۱

در این روش دو مؤلفه برای نیروی زلزله در نظر گرفته می‌شود:

الف- فشار هیدرودینامیکی ناشی از آب وارد به سازه سد (شتاب وارد به آب به صورت فشار)

ب- نیروی ناشی از اینرسی سازه خود سد (نیروی دینامیکی از اثر کرد شتاب به جرم سد)

اگر شتاب در ارتفاع سد ثابت فرض شود، نیروی زلزله در مرکز ثقل سد اثر می‌کند. اگر شتاب متغیر فرض شود، سد را به چند قسمت تقسیم کرده و نیرو در قطعه محاسبه و در مرکز ثقل آن اثر داده می‌شود.

شتاب افقی ناشی از ارتعاش پی و دیواره سد، موجب ارتعاش و حرکت آب داخل مخزن می‌شود. به دلیل مقاومت ناشی از اینرسی آب مقدار فشار وارده بر دیوار سد افزایش می‌یابد. این فشار را فشار هیدرودینامیکی آب در اثر زلزله گویند و یک فشار افزوده شده در اثر زلزله است. زنگار (۱۹۷۵)

¹ Zangar

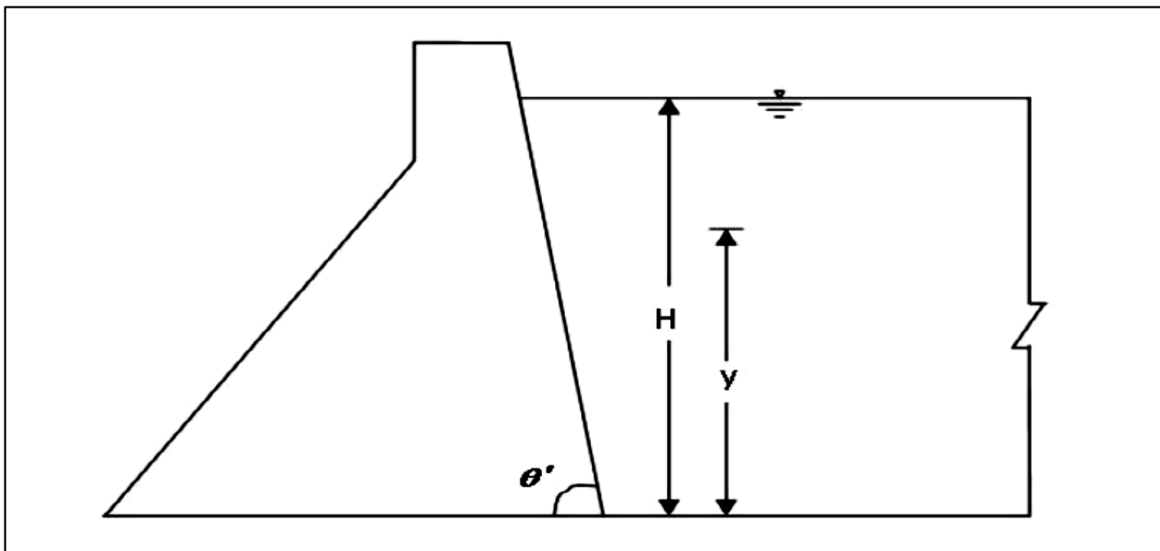
میلادی) در برآورد این نیرو که در حقیقت به صورت ضربه‌ای و ناشی از اندرکنش بین مخزن و سد حین وقوع زلزله است، تحقیقات وسیعی انجام داد. او با به‌کارگیری فرضیات ساده‌ای نظیر: سیال غیرقابل تراکم و سد صلب، مقدار نیرو را برآورد نمود. او با فرضیات خود و نتایج تجربی مقدار فشار را به صورت زیر در هر عمق به دست آورد.

$$P(y) = C(y) \cdot a \cdot \gamma \cdot H \quad (25-3)$$

در صورتی که شیب بدنه بالادست سد در تمام ارتفاع یکنواخت باشد، مانند شکل (۳-۱)، مقدار $C(Y)$ از رابطه (۳-۲۶) محاسبه می‌شود.

$$C(y) = \frac{C_m}{2} \left[\frac{y}{H} \left(2 - \frac{y}{H} \right) + \sqrt{\frac{y}{H} \left(2 - \frac{y}{H} \right)} \right] \quad (26-3)$$

در رابطه فوق $C(Y)$ ضریب بدون بعدی است که بستگی به ارتفاع آب دارد و H ، حداکثر ارتفاع مخزن و A ، نسبت شتاب افقی زلزله به شتاب ثقل زمین (ضریب زلزله) و γ ، وزن مخصوص آب و y ، فاصله قائم از سطح مخزن تا نقطه موردنظر (عمق)



شکل ۳-۱- شکل جزئیات رابطه زنگار

حداکثر مقدار C می‌تواند C_m سبب زاویه شیب وجه بالادست می‌توان از این رابطه به دست آورد:

$$C_m = 0.735 \left(\frac{\theta'}{90} \right) \quad (27-3)$$

نیروی ناشی از اینرسی سازه سد در جهت قائم

برآورد نیروی زلزله در جهت قائم به روش شبه استاتیکی به صورت زیر است:

نیروی اینرسی - جرم \times شتاب زمین در جهت قائم (ضریب زلزله)

برای کنترل تنش‌های فشاری و کنترل تنش وارد بر پی، جهت نیرو در جهت وزن گرفته می‌شود.

برای کنترل پایداری در مقابل لغزش، واژگونی و تنش کششی، جهت نیرو در خلاف جهت وزن گرفته

می‌شود.

ضریب زلزله در جهت قائم - ضریب زلزله افقی $(0.75-0.5)$ \times

به‌هرحال روش شبه استاتیکی تقریبی است و اندرکنش آب - سازه و خاک - سازه در نظر گرفته

نمی‌شود یعنی سازه صلب در نظر گرفته می‌شود.

بر اساس مطالعات انجام شده ضریب زلزله در ارتفاع سد، متغیر و مقدار آن در کف حداقل و در قسمت

فوقانی حداکثر است.

۳-۳-۲- روش وسترگارد^۱

وسترگارد در سال ۱۹۳۳ میلادی در مقاله‌ای تحت عنوان «فشار آب بر سدها هنگام وقوع زلزله» برای

نخستین بار به‌طور تحلیلی فشار هیدرودینامیکی آب بر روی سدهای بتنی وزنی تحت اثر حرکت

هارمونیک پی سد محاسبه نمود. اما کار وی مربوط به تحقیقی است که در رابطه با سد قوسی

Hoover و تأثیر زلزله و فشارهای ناشی از آن توسط وی انجام گردید. این محقق حالت خاصی از

معادله هلمهولتز را در نظر گرفته و فشارهای هیدرودینامیک آب را برای این حالت محاسبه نمود

فرضیات وی به‌قرار زیرند. (Westergaard H.M ، ۱۹۳۳)

الف - سد صلب و به‌طور نامحدود طویل است و دیواره بالادست آن قائم است.

¹ Westergard

ب - کف مخزن افقی و صلب است و بی‌نهایت ادامه دارد.

پ - از تأثیر امواج سطحی صرف‌نظر می‌شود.

ت - سیستم تحت شتاب هارمونیک زمین قرار دارد.

ث - فرکانس بارگذاری کمتر از فرکانس طبیعی پایه مخزن است.

ه - سیال محیطی همگن، ایزوتروپ، غیر لزج، غیر چرخشی و با تراکم‌پذیری خطی در نظر گرفته می‌شود.

تحقیقاتی که توسط محققان دیگر صورت گرفت تأثیر فرضیات در نظر گرفته‌شده توسط وسترگارد را مورد ارزیابی بیشتر قرار داد.

بوستامنت در تحقیقاتی که انجام داد به این نتیجه رسید که فرض نامحدود بودن مخزن برای مخازنی که نسبت طول به عمق آن‌ها بیشتر از سه ($L > 3h$) است خطای کمتر از ۵٪ محاسبات ایجاد می‌کند که قابل صرف‌نظر کردن است. همچنین افقی بودن کف مخزن در بالادست سد تا فاصله‌ای حدود دو تا سه برابر ارتفاع سد فرضی نزدیک به واقعیت است.

همچنین وی تأثیر امواج سطحی بر فشار هیدرودینامیک پشت سد را به شکل تابعی از عمق مخزن و فرکانس ارتعاش زمین محاسبه نمود و نتایج این مطالعات نشان داد برای فرکانس‌هایی که در فرمول وسترگارد صادق است اثر امواج سطحی بر روی فشار هیدرودینامیک سد ناچیز است.

وجه بالادست همیشه قائم یا نزدیک به قائم است. مطالعات محققان دیگر نشان داده است که چنانچه وجه بالادست با سطح قائم زاویه‌ای کمتر از ۵٪ ساخته باشد فرض قائم بودن سد قابل قبول است ولی زاویه بیش از ۵٪ باعث کاهش فشار هیدرودینامیک فراوانی خواهد گردید که قابل اغماض نیست.

فرض صلب بودن سد نسبی است، دانشمندان دیگری همچون چوپرا تأثیر انعطاف‌پذیری را با روش‌های عددی مورد بررسی قرار دادند.

وسترگارد با تصحیحی در یکی از فرضیات زنگار (عدم تراکم‌پذیری آب) سعی در برآورد دقیق‌تر مقدار فشار هیدرودینامیکی نمود. وی با فرض تراکم‌پذیری آب، معادلات حاکم بر رفتار آب را حل و روابط زیر را به دست آورد:

$$a_g = a g e^{i\bar{\omega}t} \quad (28-3)$$

$$P = \frac{8\rho a g}{\pi} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{(-1)^{n+1}}{(2n-1)q_n} e^{(-q_n x)} \times \cos(K_n^r y) \times e^{i\bar{\omega}t} \quad (29-3)$$

ضمن آنکه:

$$C_n = \sqrt{1 - \left(\frac{\bar{\omega}}{\omega_n^r}\right)^2} \quad (30-3)$$

$$q_n = K_n^r C_n \quad (31-3)$$

$$K_n^r = \frac{\omega_n^r}{c} \quad (32-3)$$

$$\omega_n^r = \frac{(2n-1)\pi c}{2h} \quad (33-3)$$

اجزاء روابط بالا به شرح زیر است:

T: زمان

X: مختصات افقی

Y: مختصات قائم

C: سرعت انتشار امواج فشار هیدرودینامیک در محیط سیال

a_g: شتاب هارمونیک زمین

g: شتاب ثقل زمین

a: نسبت شتاب افقی زمین به شتاب ثقل است (ضریب زلزله)

$\bar{\omega}$: فرکانس بارگذاری

h : عمق مخزن

ρ : جرم حجمی سیال

p : پاسخ پایدار فشار هیدرودینامیک مخزن

Ω_n^f : فرکانس طبیعی ارتعاش مود n ام مخزن است.

رابطه (۲-۵) نشان می‌دهد که فشار هیدرودینامیک به‌طور خطی متناسب با جرم حجمی سیال، عمق مخزن و شتاب زلزله است. همچنین ضریب $e^{(-\eta x)}$ در این رابطه حاکی از این مطلب است که هرچه از بدنه سد به سمت بالادست مخزن دور شویم فشار هیدرودینامیک کوچک‌تر شده و مستهلک می‌گردد. توزیع فشار در عمق مخزن به شکل یک تابع کسینوسی بیان شده است.

۳-۳-۳-۳ روش جرم افزوده وسترگارد

رابطه (۲-۵) نشان می‌دهد که پاسخ فشار هیدرودینامیک هم‌فاز با شتاب اعمال شده است. وسترگارد از هم‌فاز بودن فشار هیدرودینامیک و شتاب سد نتیجه گرفت که می‌توان تصور کرد که قسمتی از آب مخزن به همراه سد به نوسان درمی‌آید، به‌طوری‌که نیروی اینرسی آب همراه، معادل با نیروی حاصل از فشار هیدرودینامیک بر وجه بالادست سد باشد که به آن جرم افزوده اطلاق می‌شود:

$$P_{max} = a \cdot g \cdot \bar{M} \quad (3-34)$$

در رابطه فوق \bar{M} جرم افزوده است که تابعی از نسبت فرکانس بارگذاری به فرکانس طبیعی پایه مخزن است. وی رابطه تقریبی زیر را برای محاسبه جرم افزوده ارائه کرد:

$$\bar{M} = \frac{7}{8} \rho \sqrt{h(h-y)} \quad (3-35)$$

در روابط فوق G شتاب ثقل، A نسبت شتاب افقی ماکزیمم زمین به شتاب ثقل (ضریب زلزله)، H عمق مخزن، P جرم حجمی سیال است. البته این رابطه در حالت کلی صادق نبوده و در صورتی که فرکانس بارگذاری نزدیک به فرکانس طبیعی پایه مخزن باشد فشار هیدرودینامیک بسیار بیش از

مقداری که رابطه فوق به دست می‌دهد، خواهد بود و یا به عبارت دیگر روش جرم افزوده در محدوده‌ای از فرکانس‌های بارگذاری کاربرد دارد که تأثیر تراکم‌پذیری سیال بر پاسخ هیدرودینامیک آن ناچیز باشد و سیال پاسخی همانند سیال تراکم‌پذیر با فرکانس طبیعی بی‌نهایت داشته باشد.

۳-۳-۳-۴- روش چوپرا^۱

مطالعات چوپرا نشان داد که حل وسترگارد تنها برای ارتعاشات با فرکانس کمتر از فرکانس طبیعی پایه مخزن صادق است و در صورتی که فرکانس بارگذاری بیش از فرکانس مود اول مخزن باشد پاسخ پایدار فشار هیدرودینامیک با دور شدن از سد به سمت بالادست مخزن مستهلک نشده و خاصیت انتشار پیدا می‌کند. او نشان داد که پدیده انتشار امواج ناشی از خاصیت تراکم‌پذیری سیال است، این پدیده انتشار امواج ناشی خاصیت تراکم‌پذیری سیال است، این پدیده نقش عمده‌ای در مستهلک کردن انرژی در محیط مخزن ایفا می‌کند.

چوپرا استدلال خود را با فرضیات زیر آغاز کرد :

۱- سد صلب و به‌طور نامحدودی طویل است و تا بی‌نهایت ادامه دارد.

۲- کف مخزن افقی و صلب است و تا بی‌نهایت ادامه دارد.

۳- از تأثیر امواج سطحی صرف‌نظر می‌شود.

۴- سیال محیطی همگن، ایزوتروپ، غیر لزج، غیر چرخشی و با تراکم‌پذیری خطی در نظر گرفته می‌شود.

چوپرا بر اساس فرضیات بالا و حل معادله دیفرانسیل و شرایط مرزی حاکم بر انتشار امواج فشار هیدرودینامیک در محیط مخزن، فرمول زیر را برای پاسخ پایدار فشار هیدرودینامیک مخزن تحت ارتعاشات هارمونیک زمین ارائه کرد :

$$a_g = a_g e^{i\bar{\omega}t} \quad (36-3)$$

¹ Chopra

$$P = \frac{8\rho ag}{\pi} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{(-1)^{n+1}}{(2n-1)q_n} e^{(-q_n x)} \times \cos(K_n^r y) \times e^{i\bar{\omega}t} \quad (37-3)$$

۳-۳-۵- اختلاف فرمول چوپرا و وسترگارد

رابطه (۲-۵) و (۲-۱۳) دقیقاً مشابه یکدیگرند با این تفاوت که رابطه (۲-۱۳) محدودیت کوچک تر بودن فرکانس بارگذاری نسبت به فرکانس طبیعی پایه مخزن از میان برداشته شده و q_n در حالت کلی یک عدد مختلف است. چوپرا با تعریف پارامتر جدید $\bar{q}_n = -iq_n$ رابطه (۲-۱۳) را به صورت زیر نمایش داد:

$$P = \frac{4\rho ag}{\pi} \left[\sum_{n=1}^{n_1-1} \frac{(-1)^{n+1} e^{(-\bar{q}_n x + i\bar{\omega}t)}}{(2n-1)q_n} \cos(K_n^r y) + \sum_{n=n_1}^{\infty} \frac{(-1)^{n+1} e^{(-q_n x + i\bar{\omega}t)}}{(2n-1)q_n} \cos(K_n^r y) \right] \quad (38-3)$$

کوچکترین عددی است که q_n را حقیقی می کند. به این ترتیب در رابطه فوق q_n و \bar{q}_n هر دو اعداد حقیقی بوده و لذا در رابطه (۲-۱۴) عبارت مجموع سمت راست که دارای ضریب $e^{-q_n x}$ است با دور شدن از سد مستهلک می شود، درحالی که عبارت سمت چپ ماهیت نوسانی داشته و بیانگر امواجی است که به سمت بالادست مخزن منتشر می شوند. تابع پاسخ مختلط فشار هیدرودینامیک بر بدنه سد در حوزه فرکانس به شکل زیر بیان می شود:

$$P_{(x=0)} = H^{P(y, \bar{\omega})} \times e^{i\bar{\omega}t} \quad (39-3)$$

$$H^{P(y, \bar{\omega})} = \frac{4\rho}{\pi} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{(-1)^{n+1}}{(2n-1)q_n} \cos(K_n^r y) \quad (40-3)$$

با انتگرال گیری از رابطه فوق، تابع پاسخ مختلط نیروی هیدرودینامیک بر بدنه سد در حوزه فرکانس به شکل زیر به دست می آید:

$$H_{(\Omega)}^f = \frac{16h^2}{\pi^3} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{(2n-1)^2 \sqrt{(2n-1)^2 - \Omega_1^2}} \quad (41-3)$$

در رابطه فوق پارامترهای زیر وجود دارند:

Ω_1 : نسبت فرکانس بارگذاری به فرکانس طبیعی پایه مخزن

H^P : تابع مختلط پاسخ فرکانسی فشار

H^f: تابع مختلط پاسخ فرکانسی نیرو (Ahmadi, 2003).

۳-۳-۳-۶- جمع بندی

از بین روش‌های مختلف جهت محاسبه فشار هیدرودینامیک، می‌توان به روش زنگار، وسترگارد، جرم افزوده وسترگارد و چوپرا اشاره کرد. مزایا و معایب روش‌های مذکور به‌قرار زیر است:

۳-۳-۳-۱- روش زنگار^۱

۳-۳-۳-۱-۱- مزایای روش زنگار

از آنکه این روش، یک روش آزمایشگاهی و تجربی است و از روابط پیچیده‌ای برخوردار نیست می‌توان سهولت دسترسی به جواب را از مزایای این روش است.

۳-۳-۳-۱-۲- معایب روش زنگار

برآورد نیروی زلزله در جهت قائم در این روش، شبه استاتیکی و تقریبی است و از آنجاکه سازه سد صلب در نظر گرفته شده است، اندرکنش آب-سازه و خاک-سازه در نظر گرفته نمی‌شود.

۳-۳-۳-۲- روش وسترگارد

۳-۳-۳-۲-۱- مزایای روش وسترگارد

در این روش فشار هیدرودینامیک به‌طور خطی متناسب با جرم حجمی سیال، عمق مخزن و شتاب زلزله است پس ارتباط بین فشار هیدرودینامیک و پارامترهای دیگر به شکلی ساده به‌دست آمده است. و نیز نشان داده شده است که هرچه از بدنه سد به سمت بالادست مخزن دور شویم فشار هیدرودینامیک کوچک‌تر شده و مستهلک می‌گردد و همچنین توزیع فشار در عمق مخزن به شکل یک تابع کسینوسی بیان شده است و پدید انتشار امواج، ناشی از خاصیت تراکم‌پذیری سیال بیان شده است که این پدیده نقش عمده‌ای در مستهلک کردن انرژی در محیط مخزن ایفا می‌کند که به واقعیت نزدیک است.

¹ Zangar

۳-۳-۳-۶-۲-۲- معایب روش وسترگارد

این روش تنها برای ارتعاشات با فرکانس کمتر از فرکانس طبیعی پایه مخزن صادق است و در صورتی که فرکانس بارگذاری بیش از فرکانس مود اول مخزن باشد پاسخ پایدار فشار هیدرودینامیک با دور شدن از سد به سمت بالادست مخزن مستهلک نشده و خاصیت انتشار پیدا می کند.

۳-۳-۳-۶-۳- روش جرم افزوده وسترگارد

۳-۳-۳-۶-۳-۱- مزایای روش جرم افزوده وسترگارد

از مزایای این روش می توان به فرض منطقی هم فاز بودن فشار هیدرودینامیک و شتاب سد اشاره کرد که به سهولت روابط می انجامد و می توان تصور کرد که قسمتی از آب مخزن به همراه سد به نوسان درمی آید، به طوری که نیروی اینرسی آب همراه، معادل با نیروی حاصل از فشار هیدرودینامیک بر وجه بالادست سد باشد.

۳-۳-۳-۶-۳-۲- معایب روش جرم افزوده وسترگارد

این روش در محدوده ای از فرکانس های بارگذاری کاربرد دارد که تأثیر تراکم پذیری سیال بر پاسخ هیدرودینامیک آن ناچیز باشد و سیال پاسخی همانند سیال تراکم ناپذیر با فرکانس طبیعی بی نهایت داشته باشد.

۳-۳-۳-۶-۴- روش چوپرا^۱

۳-۳-۳-۶-۴-۱- مزایای روش چوپرا

این روش برخلاف روش وسترگارد بر پایه ارتعاشات با فرکانس طبیعی پایه مخزن قرار دارد و در صورتی که فرکانس بارگذاری بیش از فرکانس مود اول مخزن باشد پاسخ پایدار فشار هیدرودینامیک با دور شدن از سد به سمت بالادست مخزن مستهلک می شود. در این روش پدیده انتشار امواج ناشی از خاصیت تراکم پذیری سیال است، این پدیده نقش عمده ای در مستهلک کردن انرژی در محیط

¹ Chopra

مخزن ایفا می‌کند. یا به عبارت دیگر، رابطه چوپرا و وسترگارد دقیقاً مشابه یکدیگرند با این تفاوت که در رابطه چوپرا محدودیت کوچک‌تر بودن فرکانس بارگذاری نسبت به فرکانس طبیعی پایه مخزن از میان برداشته شده است.

۳-۳-۳-۳-۲- معایب روش چوپرا

صلب بودن و عدم در نظر گرفتن اندرکنش سد و مخزن است که در مطالعات عددی اخیر خود انعطاف‌پذیری سد را وارد محاسبات کرده است.

۳-۴- نرم‌افزار مورد استفاده

۳-۴-۱- معرفی نرم‌افزار انسیس

نرم‌افزار ANSYS از دسته نرم‌افزارهای تحلیلی است که از روش اجزای محدود برای مدل‌سازی و تحلیل در آن استفاده می‌شود.

برتری تحلیل مسائل متنوع از یک طرف و ارتقاء تجهیزات کامپیوتری از طرف دیگر باعث شده است که کاربرد روش اجزای محدود و در نتیجه نرم‌افزارهای بر پایه آن رواج یابد.

ابزارهای پیش‌بینی شده در ANSYS امکان تحلیل انواع مختلف سازه‌ها مانند قاب، مخزن، سد، پل ... و اجزای سازه‌ای مانند اتصالات فولادی، اعضای فولادی یا بتنی... را به روش‌های مختلف فراهم ساخته است. از آن جمله می‌توان به تحلیل‌های استاتیکی، بارگذاری رفت و برگشتی، مودال و ... اشاره کرد. برای شبیه‌سازی شرایط مختلف تکیه‌گاهی گزینه‌های متعددی به صورت شتاب، جابجایی، نیرو و یا لنگر با الگوهای مختلف در دسترس هستند که به‌طور ثابت یا متغیر با زمان قابل استفاده‌اند. همچنین مدل‌های رفتاری مختلفی از مصالح شکل‌پذیر و ترد مانند مدل‌های دو و چندخطی فولاد و مدل شکست بتن در آن پیش‌بینی شده است که در حوزه رفتار غیرخطی بکار می‌روند.

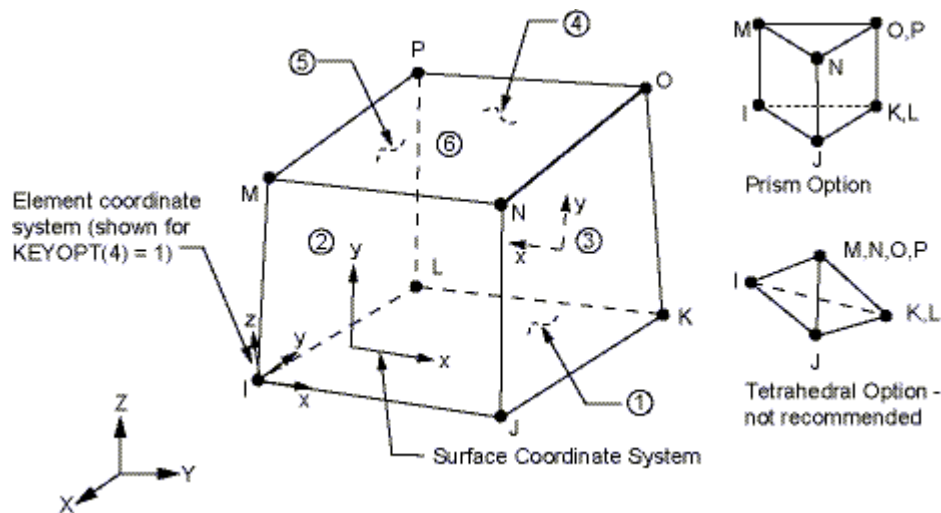
وجود المان‌های مختلف با قابلیت‌های خاص از ویژگی‌های ANSYS است. دسته‌های مختلف المان‌ها مانند المان‌های خطی Pipe، Link، Beam و به صورت دو و سه بعدی، المان‌های پوسته‌ای (انواع Shell، یک لایه، چند لایه، غشایی، خمشی)، المان‌های حجمی (انواع Solidها) با رفتار خطی و غیرخطی، المان‌های تماسی با فاصله اولیه و فاقد سختی کششی (Contact)، فنرهای غیرخطی (Combin)، کابل، المان کنترلی، المان صلب، جرم متمرکز و ... انعطاف‌پذیری ویژه‌ای برای مدل‌سازی حوزه وسیعی از سازه‌ها و اجزای سازه‌ای در این نرم‌افزار فراهم ساخته‌اند.

با وجود ویژگی‌های فراوان نرم‌افزار ANSYS و نرم‌افزارهای مشابه در مدل‌سازی و تحلیل، همواره باید به خاطر سپرد که در بررسی تحلیلی یک مدل، دیدگاه مهندسی و ذکاوت کاربر در فرآیند ساخت، تحلیل و کنترل نتایج، مهم‌ترین نقطه اتکا برای تأیید صحت نتایج است و به کارگیری چنین نرم‌افزارهایی صرفاً به عنوان ابزاری برای ساده‌تر کردن و سرعت بخشیدن به فرآیند طراحی است.

به همین دلیل قبل از به کارگیری هر ویژگی یا گزینه تحلیلی، مناسب است که مطالعات کافی درباره نحوه کارکرد و تئوری‌های وابسته به روش تحلیلی و نوع المان صورت گیرد.

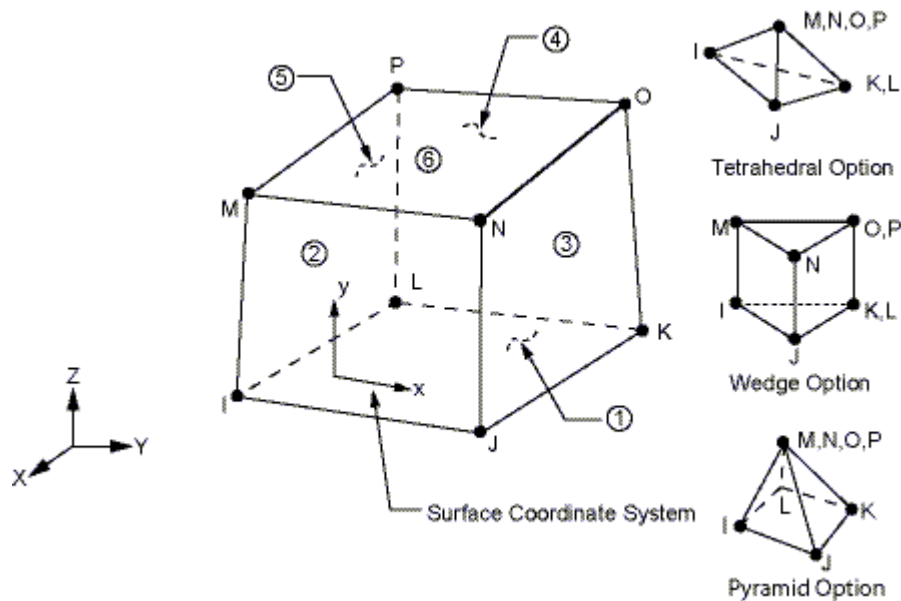
المان‌های مورد استفاده در مدل‌سازی سد، پی و دریاچه پشت سد Fluid30 و Solid45 می‌باشند.

جهت مدل‌کردن محیط سد و پی از المان Solid45 استفاده شده است. این المان که توسط ۸ گره مشخص می‌شود، برای مدل‌کردن محیط‌هایی که باید به شکل سه بعدی شبیه‌سازی شوند، مورد استفاده قرار می‌گیرد. هر کدام از گره‌های المان دارای سه درجه آزادی انتقالی در جهات x ، y و z می‌باشند. شکل کلی این المان در شکل ۲-۳ دیده می‌شود.



شکل ۳-۲- شکل کلی المان Solid45

المان مورد استفاده جهت مدل کردن محیط دریاچه سد، المان Fluid30 است. این المان جهت مدل کردن محیط‌های سیال در مجاورت سازه مورد استفاده قرار می‌گیرد. کاربرد نمونه این المان در مسائل اندرکنش آب و سازه نیز برای بررسی سازه‌های غوطه‌ور در سیال است. این المان دارای ۸ گره است. درجه آزادی برای همه گره‌ها، درجه آزادی فشار است. ضمن اینکه گره‌های مجاور سازه علاوه بر درجه آزادی فشار، دارای درجات آزادی انتقالی در سه جهت x ، y و z می‌باشند. این المان، توانایی جذب انرژی امواج فشار هیدرودینامیک را در مرزهای خود دارد و همین توانایی ما را قادر می‌سازد تا در مرزهای مخزن شرایط مرزی دلخواه جذب انرژی اعمال کنیم. شکل کلی این المان در شکل ۳-۳ دیده می‌شود.



شکل ۳-۳- شکل کلی المان Fluid30

۳-۴-۲- قابلیت‌های نرم‌افزار انسیس

StructuralMechanics: مجموعه تحلیل سازه‌ای را شامل می‌شود. انواع تحلیل‌های استاتیک، دینامیک، فرکانس، ضربه، برخورد، تغییر شکل‌های الاستیک و پلاستیک و ... در این بخش قابل دسترس هستند.

FluidDynamics: تحلیل دینامیک سیالات همراه با انتقال حرارت را در حالت‌های مختلف پایا و ناپایا، تراکم پذیر و غیر قابل تراکم، دو و سه بعدی، لایه ای و آشسته و ... را با روش حجم محدود انجام می‌دهد.

Meshing: برای انجام هر تحلیل و شبیه سازی عددی، احتیاج به ایجاد شبکه بر روی هندسه مورد بررسی می‌باشد.

Electromagnetic: حل عددی معادلات ماکسول در حوزه الکترومغناطیس را برعهده دارد.

Multiphysics: تحلیل‌های کوپله بین فیزیک‌های متفاوت (جامد و سیال / سیال و مغناطیس و ...) را انجام می‌دهد. در این روش ابتدا معادلات حاکم بر یک فیزیک به طور کامل حل شده و جواب‌های آن به صورت شرایط مرزی برای فیزیک دیگر مورد استفاده قرار می‌گیرد.

Explicit Dynamics: برای مسائل مختلف دینامیکی که دارای تغییر شکل‌های بزرگ بوده و اکثراً وارد فاز پلاستیک می‌شوند، حل دقیق و با جزئیات بیشتری از Structural Mechanics در اختیار قرار می‌دهد

Hydrodynamics: به شبیه‌سازی هیدرودینامیکی مسائل مهندسی دریایی از قبیل سکوهاى نفتی، سازه‌های دریایی، حرکت امواجو ... می‌پردازد.

Thermal radiation: برای شبیه‌سازی پدیده انتقال حرارت به صورت پایا و گذرا در قطعات و مجموعه‌های مونتاژ استفاده می‌شود که امکان تعریف انواع شرایط مرزی از قبیل دما، convection، radiation و fluxهای حرارتی را دارا می‌باشد.

3D Modeling: از آنجایی که شبیه‌سازی پدیده‌های فیزیکی بدون مدل‌سازی قطعات و مجموعه‌های تحت بررسی عملاً غیر ممکن است، در نرم افزار ANSYS، علاوه بر امکان وارد کردن هندسه از نرم افزارهای مطرح CAD از قبیل CATIA، Solidworks و ...

۳-۵- سد شهید رجایی

۳-۵-۱ موقعیت جغرافیایی سد شهید رجایی

سد شهید رجایی (تنگه سلیمان) بر روی رودخانه دودانگه از سرشاخه‌های رودخانه تجن مازندران و در دامنه‌های شمالی سلسله جبال البرز و در محل تنگه آهکی موسوم به سلیمان تنگه در میان روستاهای افراچال (در بالادست) و لولت (در پایین‌دست) احداث شده و فاصله این محل از دهانه تجن در کناره دریای خزر ۷۰ کیلومتر است. شاخه دودانگه رودخانه تجن مازندران از ارتفاعات کوه‌های سیاه کوه و تروا سرچشمه گرفته و پس از تلاقی با تعدادی از شاخه‌ها فرعی به نام سفیدرود، لنگر رود از جنوب شرقی به شمال غربی جریان و در نهایت پس از عبور از محل تنگه سلیمان و پیوستن شاخه‌های فرعی دیگر به نام لاجیم و چهاردانگه به دریای مازندران در محل کردخیل تخلیه می‌شود.

۳-۵-۲- مشخصات فنی سد شهید رجایی

اطلاعات و مشخصات فنی زیر از اداره آب منطقه‌ای شهرستان ساری و اداره بهره‌برداری سد شهید رجایی گرفته شده است.

جدول ۳-۱- مشخصات فنی سد شهید رجایی

نوع سد	بتنی دو قوسی با سرریز آزاد
طول تاج سد	۴۲۷ متر
ارتفاع سد از پی	۱۳۸ متر
ضخامت سد در پی	۲۷ متر
ضخامت سد در تاج	۷متر
سطح دریاچه سد	۵۲۰ هکتار
طول دریاچه	۸۵۰۰ متر
حجم مخزن	۱۶۲ میلیون مترمکعب
مدول الاستیسیته بدنه سد	۳ گیگا پاسکال
مدول الاستیسیته سنگ پی	۳ گیگا پاسکال
ضریب پواسون	۰/۲
چگالی جرم سد بتنی	۲۴۰۰ کیلوگرم بر مترمکعب
چگالی جرم سنگ پی	۲۸۰۰ کیلوگرم بر مترمکعب
ضریب میرایی	۰/۵

فصل ۲

نتیجہ و بحث

۴-۱- مقدمه

با توجه به پیچیدگی محاسبات سازه‌های عظیمی همانند سدهای بتنی قوسی، همان‌طور که در انتهای فصل قبل اشاره کردیم از نرم‌افزار محاسباتی قدرتمند همانند انسیس استفاده می‌کنیم. در این فصل در ادامه به بررسی فشار هیدرودینامیک وارد بر سد و مقایسه‌ی آن به روش‌های عددی و تجربی موجود و ارائه نحوه مدل‌سازی که در فصل سوم گفته شد و اثر بار زلزله بر سد شهید رجائی می‌پردازیم.

برای اعمال بار زلزله، مدل‌سازی سد در نرم‌افزار انسیس به صورت برنامه‌نویسی به زبان انسیس نوشته شده است، می‌توان هر زلزله دلخواهی را به سد اعمال نمود، اما با توجه به این که در بسیاری از پروژه‌های تحقیقاتی و مقالات مرتبط با اثرات زلزله بر سازه‌ها همچون از رکورد زلزله تفت استفاده می‌شود و با توجه به دسترس بودن مقادیر عددی مؤلفه‌های این رکورد، رکورد زلزله (شتاب‌نگاشت) اعمالی در این آنالیز، مؤلفه افقی شتاب زمین ناشی از زلزله تفت در جریان (Taft S69E)، است. طول رکورد زلزله برابر ۱۵ ثانیه در نظر گرفته شده است که با احتساب ۷۵۰ رکورد ثبت شده در زلزله تفت، تحریک مذکور در بازه‌های زمانی ۰/۰۲ ثانیه صورت گرفته است. لازم به ذکر است که زلزله مذکور در تونل موسسه Taft Lincoln در هنگام زلزله ۲۱ ژوئیه سال ۱۹۵۲ در کرن کانتی کالیفرنیا به ثبت رسیده است (Jansen, 1988).

۴-۲- مدل‌سازی

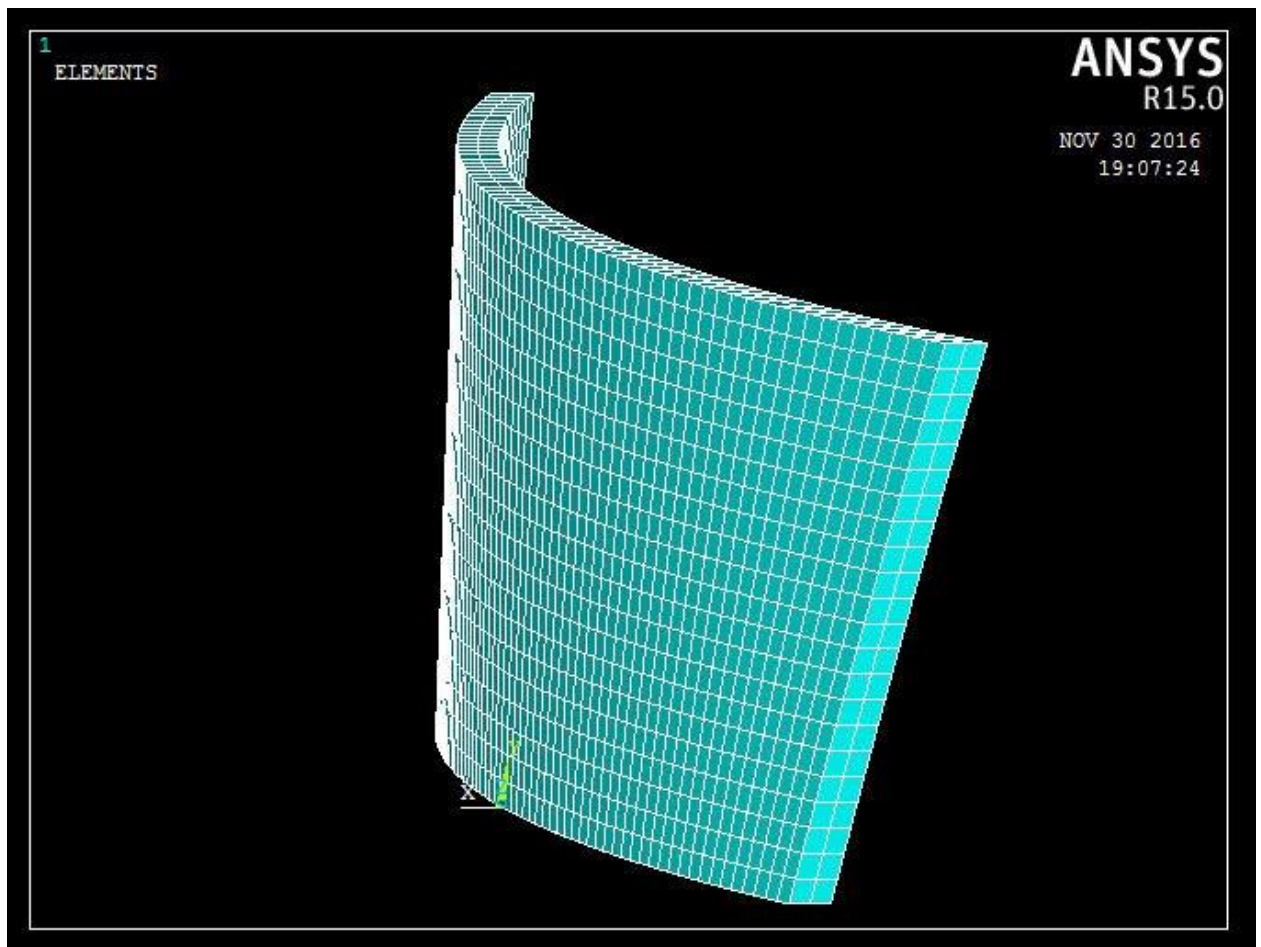
همان‌طور که در فصل سوم گفته شد برای مدل‌سازی قسمت‌های مختلف سد از المان‌های Fluid30 و Solid45 استفاده گردید. در این قسمت به تفصیل نحوه مدل‌سازی با شکل و نتایج حاصل نمایش داده می‌شود. و نیروی زلزله که در بالا به آن اشاره شد به بدنه سد و پی اعمال شده و نتایج مورد بررسی قرار می‌گیرد.

۴-۲-۱ بدنه سد

در شکل ۴-۱ نتایج حاصل از مدل‌سازی بدنه سد با المان Solid45 نشان داده شده است. اطلاعات ورودی لازم جهت تعریف این المان عبارت است از: مختصات گره‌ها، خواص مصالح که شامل مدول الاستیسیته، جرم واحد حجم (چگالی)، میرایی و ضریب پواسون. جهت مش‌بندی محیط نمونه‌های سد قوسی از دولایه المان Solid45 در جهت ضخامت سد استفاده شده است.

اندازه تمامی المان‌ها تابعی از مشخصات سد موردنظر (شهید رجائی) است و تا جایی که امکان دارد باید تعداد کافی از المان‌ها در مدل‌سازی استفاده نمود. دقت نتایج و زمان موردنیاز برای تحلیل به روش اجزای محدود، دو پارامتر اصلی حاکم در انتخاب نوع و تعداد المان‌ها است.

ابعاد المان‌ها در این پژوهش برای مدل‌سازی سد شهید رجائی ۷ متر است. همان‌طور که در قبل گفته شد با توجه به نحوه مدل‌سازی که به صورت برنامه‌نویسی است می‌توان ابعاد المان‌ها را نیز تغییر داد. ابعاد انتخاب شده در این پژوهش نیز به صورت فرضی بوده است که می‌توان آن را به دلخواه تغییر داد. تلاش بر این بوده در مش‌بندی محیط سد محورهای مختصات اصلی موازی وجوه المان‌ها در رویه بالادست و پایین‌دست قرار بگیرد. برای این منظور بدنه سد باید به حجم‌هایی با شکل مکعب که اضلاع این مکعب موازی محور مختصات باشند، تقسیم‌بندی می‌شود. نمایی از نتایج مش‌بندی و مدل بدنه سد را در شکل ۴-۱ نمایش داده شده است.



شکل ۴-۱- نتایج مدل سازی و مش بندی بدنه سد

۴-۲-۲- مدل فونداسیون سد

بررسی و در نظر گرفتن اندرکنش سد و پی آن اجتناب‌ناپذیر است زیرا اثرات قابل ملاحظه‌ای انتشار امواج فشاری در محدوده بستر سدهای قوسی روی پاسخ سد خواهند داشت.

مدل کردن محدوده پی به علت خصوصیات هندسی پیچیده آن و تغییرات زیاد مشخصات مکانیکی خاک و سنگ در محدوده پی، کاری دشوار و وقت‌گیر است و مانند مسائل اندرکنش خاک و سازه، می‌بایستی تأثیر تولید و انتشار امواج فشاری و استهلاک آن‌ها را با در نظر گرفتن یک محیط نیمه بی-نهایت بررسی کرد که این خود پدیده‌ای است که عمدتاً در آنالیزها در محدوده فرکانس کاربرد دارد.

مدل‌سازی پی سد با توجه به نسبت مدول الاستیسیته سنگ بستر به مدول الاستیسیته بتن بدنه سد می‌گیرد. برای مقادیر $\frac{E_f}{E_c}$ برابر یا بیشتر از ۱، شبکه‌ای به شعاع ارتفاع سد مطابق شکل کفایت می‌کند. برای مقادیر $\frac{E_f}{E_c}$ بین یک‌چهارم تا یک‌دوم، ۲ برابر ارتفاع سد در نظر گرفته می‌شود. مقادیری که در بالا گفته شد از بررسی نتایج تجربی حاصل شده‌اند، و هنوز معیار دقیقی برای انتخاب ابعاد مناسب پی ارائه نشده است. برای نسبت $\frac{E_f}{E_c}$ با مقدار ۲ و بیشتر و یا به‌منظور ساده‌سازی می‌توان بستر سد را صلب در نظر گرفت و از مدل‌سازی هندسه پی صرف‌نظر نمود (Engineering guidelines for the (evaluation of hydropower projects, chapter 11, 1999

۴-۲-۳ مدل مخزن سد

همان‌طور که در فصل سوم اشاره شد برای مدل‌سازی مخزن سد از المان Fluid30 استفاده شده است.

هندسه، موقعیت‌های گرهی و سیستم مختصات جهت تعریف المان در شکل (۳-۳) نشان داده شده است. در این المان علاوه بر مختصات گره‌های آن، چگالی سیال و سرعت صوت، برای اطلاعات ورودی

پارامتری به نام μ جهت میزان جذب انرژی گرفته شد. سرعت صوت در سیال توسط رابطه $\sqrt{k/\rho}$

تعیین شد. که k مدول بالک سیال و ρ جرم حجمی سیال است. مقدار μ بین صفر و ۱ می‌تواند تغییر کند، که مقدار صفر بیانگر عدم جذب انرژی و مقدار ۱ نشان‌دهنده جذب انرژی کامل است. هرگاه آنالیز دینامیکی در محدوده زمان انجام گیرد، طول معینی از مخزن که در بالادست سد امتداد می‌یابد، با توجه به هندسه سد و محیط اطراف (دریاچه پشت سد) در نظر گرفته می‌شود. به‌طور کلی می‌توان عوامل مؤثر زیر را در مدل‌سازی دریاچه پشت سد در نظر گرفت:

۱- تراکم‌پذیری آب

۲- شرایط مرزی مناسب برای جلوگیری از انعکاس امواج در انتهای مخزن

۳- اثرات جذب و انعکاس مرزی مخزن

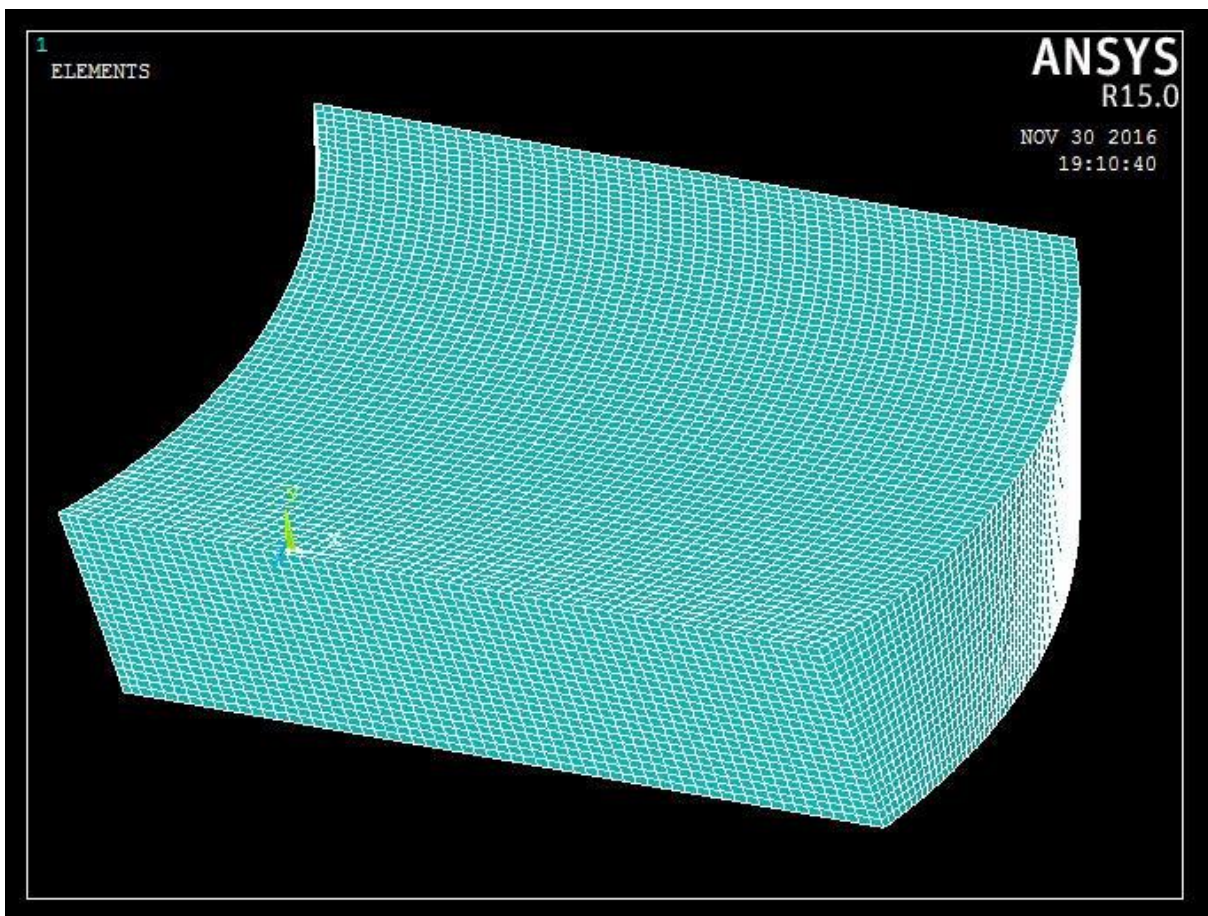
۴- تأثیر امواج سطحی

با توجه به نوع المان مورد استفاده در این پژوهش برای شبکه‌بندی دریاچه، به‌جز اثرات امواج سطحی، بقیه عوامل فوق در نظر گرفته شد.

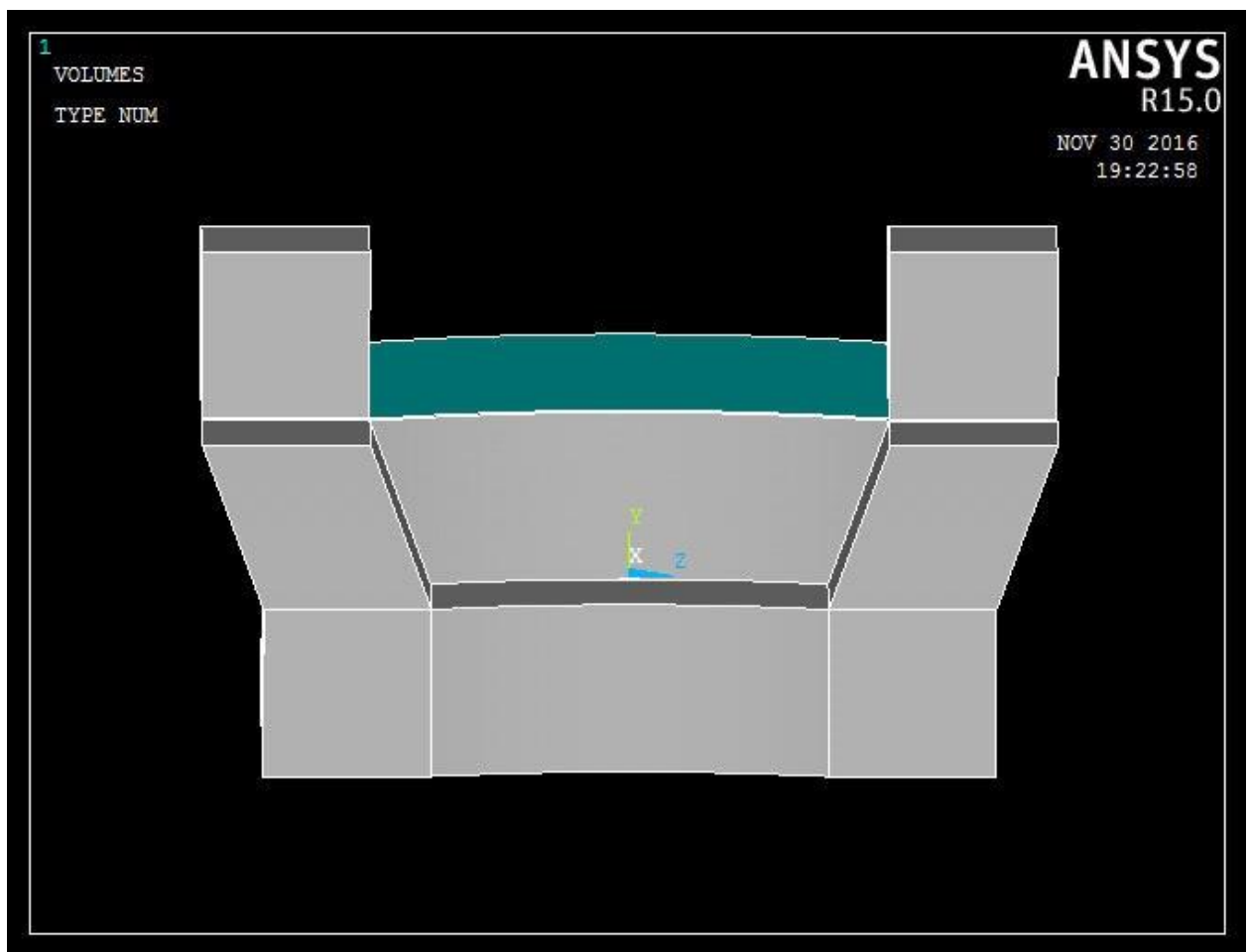
برای جلوگیری از انعکاس امواج فشاری از بالادست مخزن به‌طرف سد، طولی از مخزن که در مدل‌سازی استفاده شده در حدود سه برابر ارتفاع سد در نظر گرفته شد.

در شکل ۲-۴ نتایج مدل‌سازی و مش‌بندی دریاچه پشت سد دیده می‌شود، در شکل ۳-۴، ۴-۴ و ۴-۴-

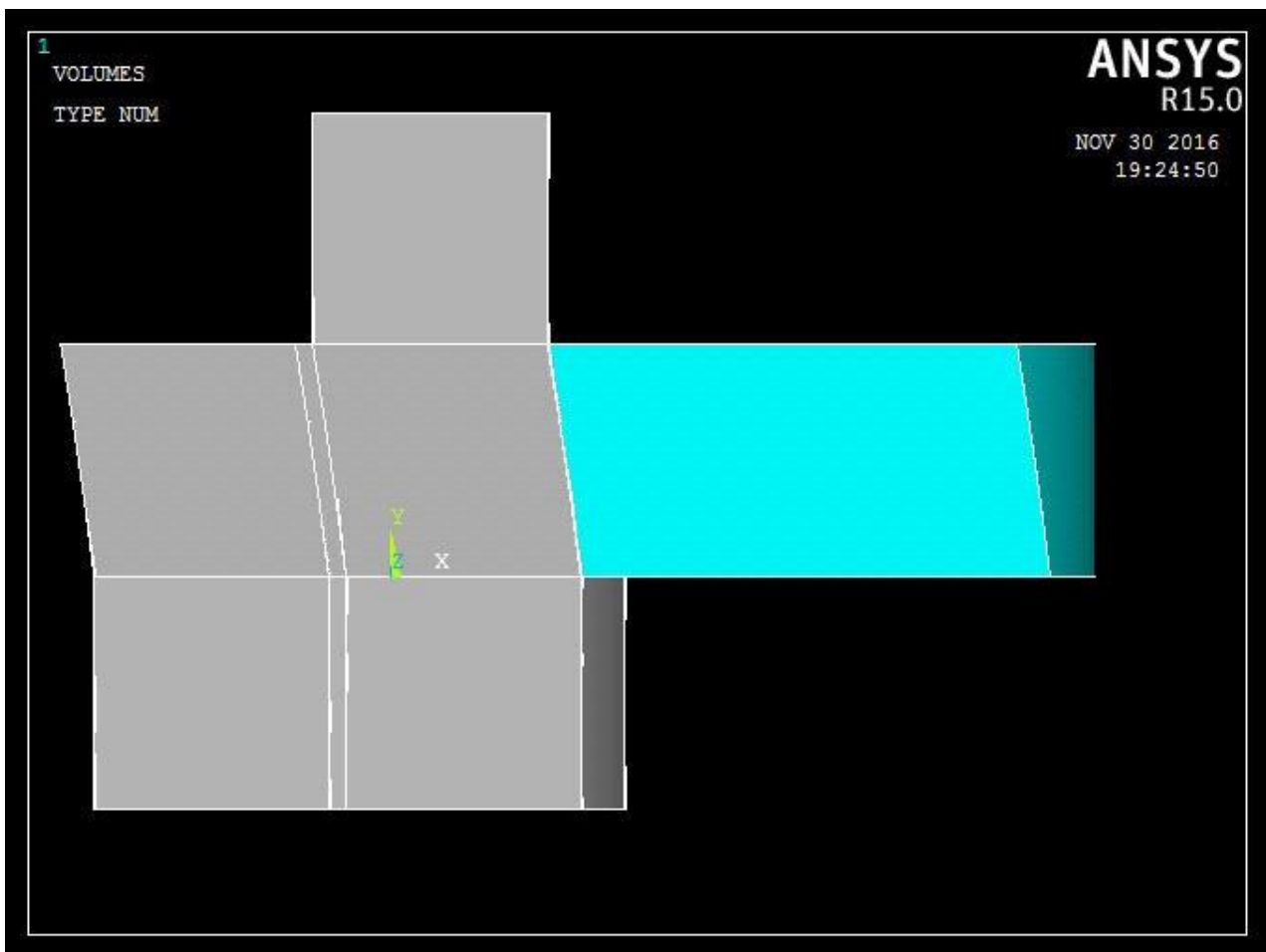
۵ نیز نتایج مدل‌سازی کل سد، مخزن و تکیه‌گاه که در برنامه ANSYS طراحی شد در نماهای مختلف مشاهده می‌شود. همان‌طور که شکل‌ها نشان می‌دهند، محور X در امتداد محور رودخانه که عمود بر محور سد است، محور Y در امتداد قائم و در جهت گرانش زمین و محور Z عمود بر دو محور دیگر است.



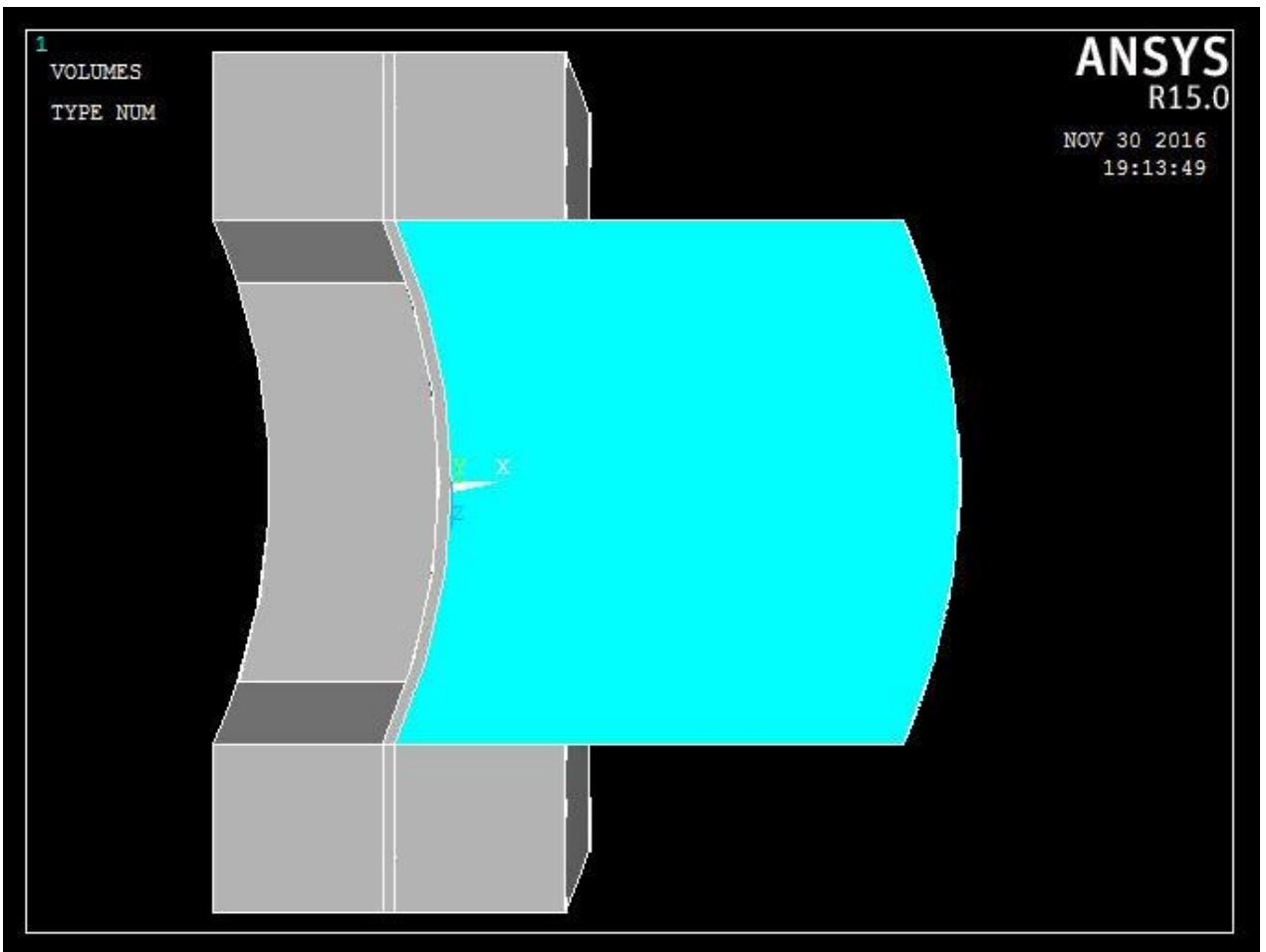
شکل ۴-۲- نتایج مدل سازی و مش بندی دریاچه پشت سد



شکل ۴-۳- نمای روبرو مدل کل سد، مخزن و تکیه‌گاه



شکل ۴-۴- نمای کناری از مدل کل سد، مخزن و تکیه‌گاه



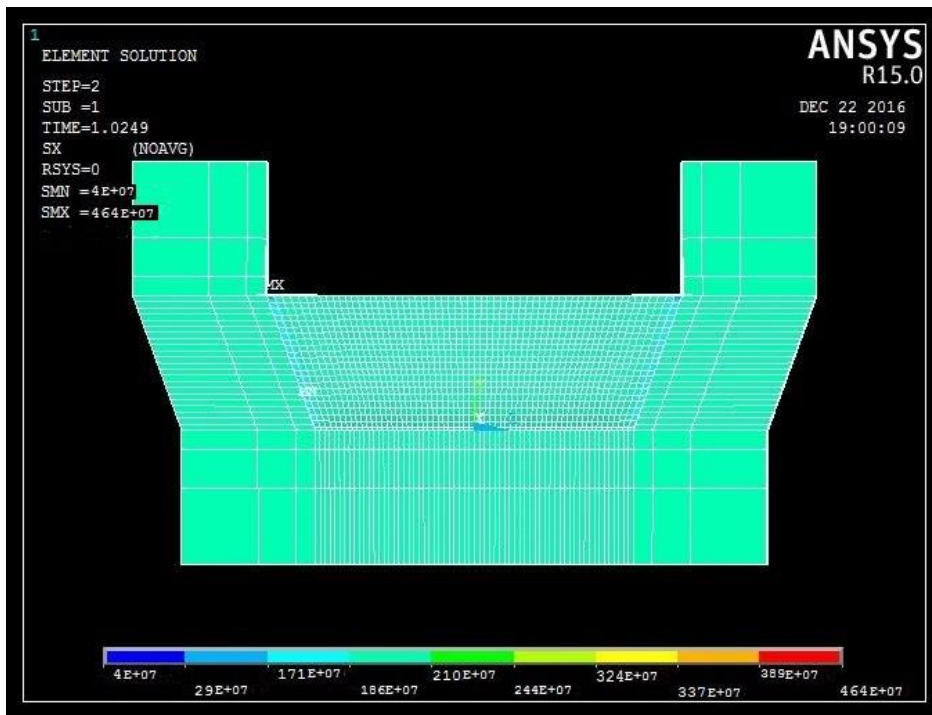
شکل ۴-۵- نمای بالا از مدل کل سد، مخزن و تکیه‌گاه

۳-۴- نتایج تحلیل عددی تنش و کرنش

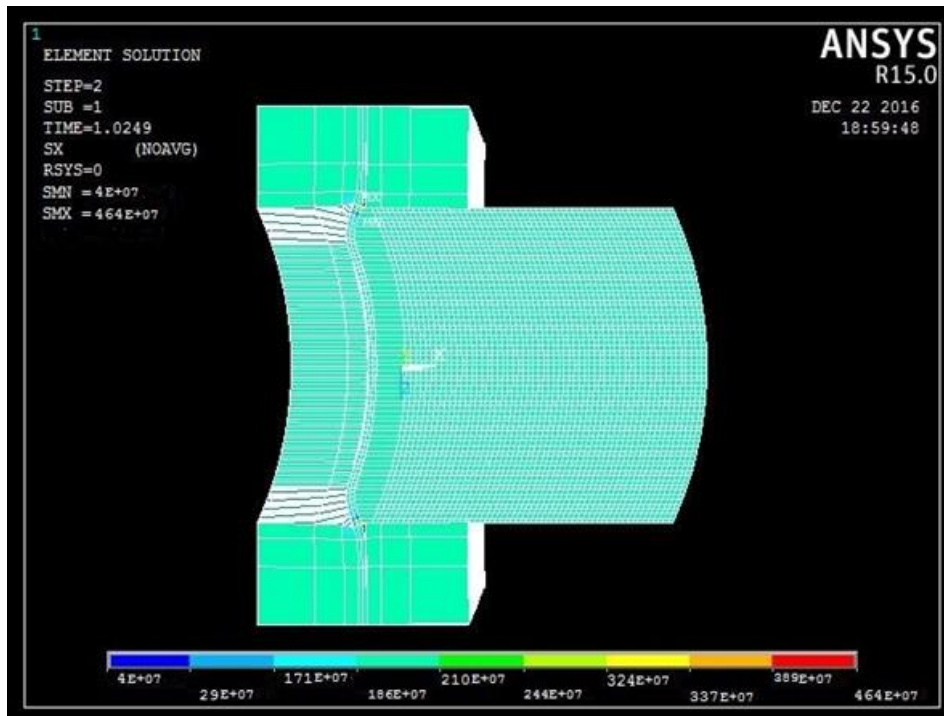
بر طبق تئوری مقاومت، خرابی یک سد قوسی به جهت ترک‌های قوسی ایجادشده بر اثر تنش‌های کششی اضافی، تسلیم شانه و یا بدنه‌ی سد بر اثر تنش‌های فشاری اضافی، لغزش بدنه‌ی صخره‌ای سد در امتداد سازه‌ی نرم و ضعیف بر اثر تنش‌های برشی اضافی و... به وقوع می‌پیوندد. با مقایسه‌ی مقاومت تحت شرایط محدود شده و اثر بار طراحی می‌توان مشخص نمود، که آیا سازه به مقاومت تخریبی (مقاومت نهایی) خود رسیده است یا خیر. در کشورهایی مانند ایالات متحده، ژاپن، چین و... رسم بر این است که ضریب اطمینان مقاومت کششی و فشاری از طریق آنالیز تنش - کرنش سد قوسی توسط فرایند تقسیم بار تیر قوسی به دست آمده و سپس ضریب اطمینان مقاومت برشی بر اساس اصل تعادل حد بدنه صلب محاسبه شود .

نتایج حاصل از این تحلیل برای تنش در جهت محورهای مختلف، که در شکل‌های ۴-۶، ۴-۷، ۴-۸، ۴-۹، ۴-۱۰، ۴-۱۱، ۴-۱۲ و ۴-۱۳ نمایش داده شده است.

نتایج حاصل از تنش در راستای محور Y در شکل‌های ۴-۶ و ۴-۷ نمایش داده شده است.



شکل ۴-۶- کانتور تنش عمودی در راستای محور X



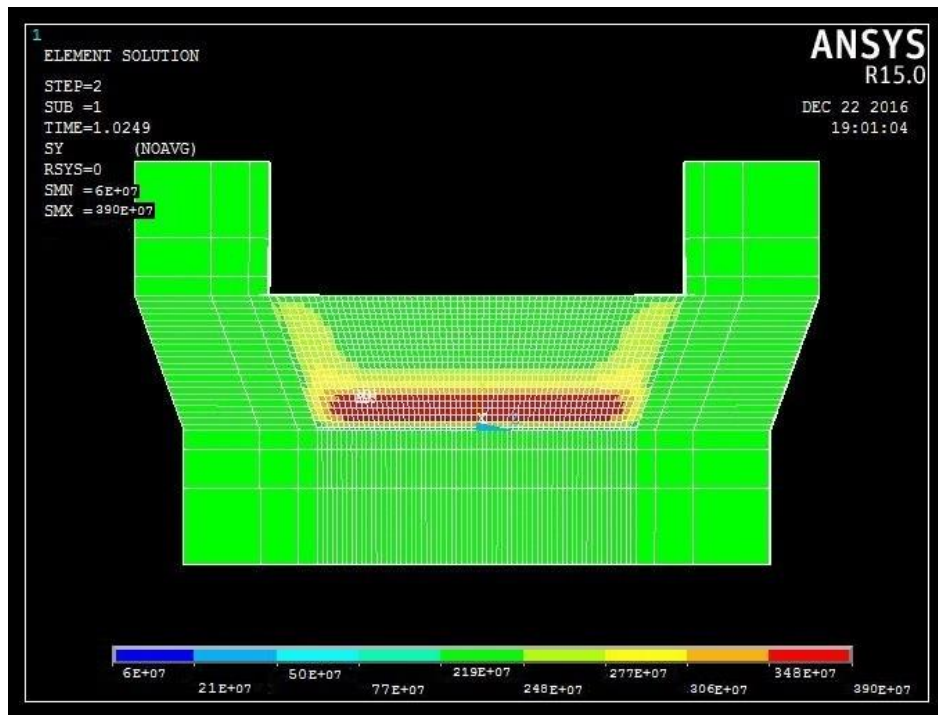
شکل ۴-۷- نمای بالایی کانتور تنش عمودی در راستای محور X

با توجه به شکل ۴-۶، ماکزیمم تنش عمودی σ_x در دو طرف بدنه سد قسمت بالایی وارد شده، البته سطحی که این تنش ماکزیمم به آن وارد می‌شود بسیار ناچیز و کوچک است. در شکل ۴-۷ نمای بالایی از این شکل که تغییر شکل در گوشه‌های سد کاملاً تحت بار وارده نمایان است. مقدار این تنش ماکزیمم تقریباً 46 MPa است.

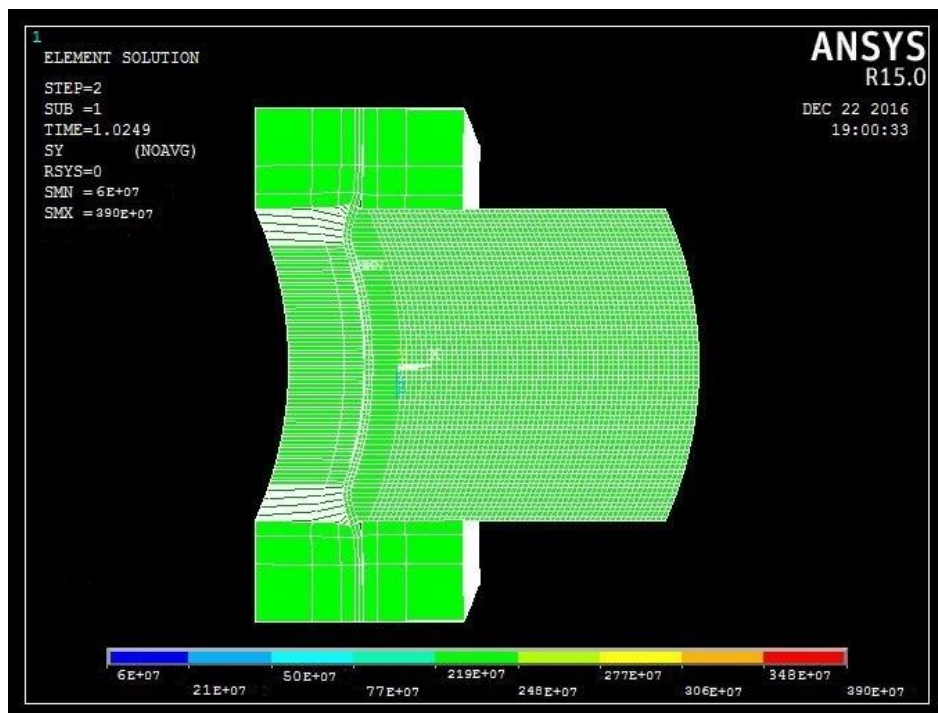
همچنین برای دیگر مناطق سد که بیشتر با رنگ سبز و آبی مشخص شده مشاهده می‌شود تنش ثابت است. که این مقدار از مقدار ماکزیمم تنشی که بتن می‌تواند تحمل کند کمتر است. مقدار تنشی که بتن می‌تواند تحمل کند 40 Mpa است و مقدار تنش وارده تقریباً $18-21 \text{ Mpa}$ است.

پس نتیجه می‌شود که در جهت X سد دچار شکست خاصی نمی‌شود، تنها تهدید به وجود آمده همان قسمت ناچیزی است که تنش ماکزیمم به آن وارد می‌شود که می‌توان با پیش‌بینی آن نقاط نیز از خطرهای احتمالی به وجود آمده جلوگیری نمود.

نتایج حاصل از تنش در راستای محور Y در شکل‌های ۴-۸، ۴-۹ و ۴-۱۰ نمایش داده شده است.

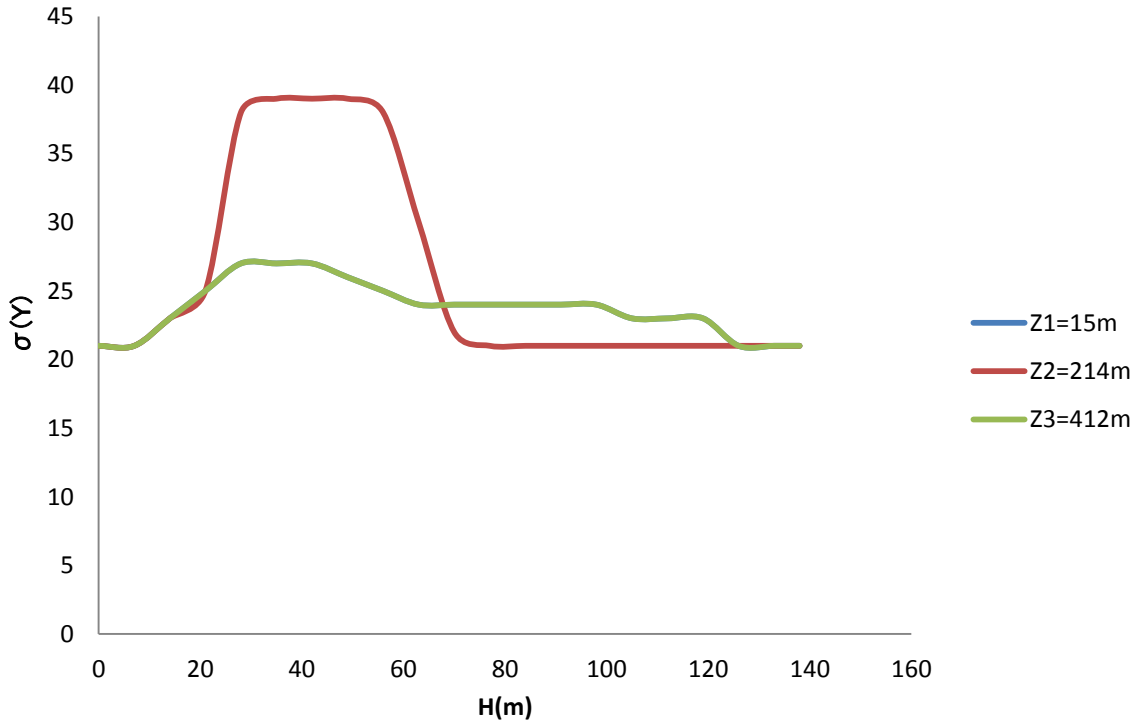


شکل ۴-۸- کانتور تنش عمودی در راستای محور Y

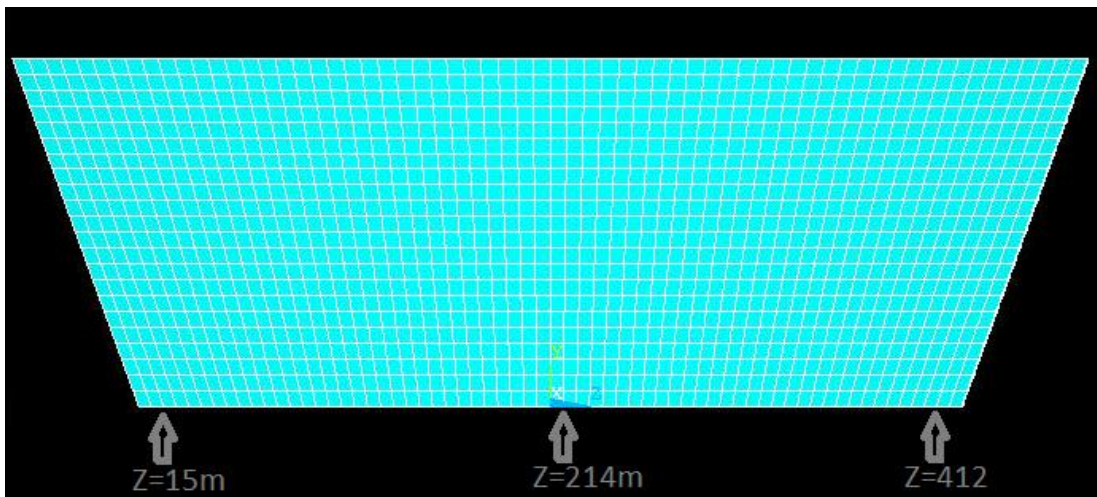


شکل ۴-۹- نمای بالایی کانتور تنش عمودی در راستای محور Y

در شکل ۴-۱۰، نتایج تحلیل عددی تنش در راستای محور Y در بدنه سد به صورت نمودار نشان داده شده است.



شکل ۴-۱۰ - نمودار تغییر تنش σ_y



با توجه به شکل ۴-۸، ماکزیمم تنش σ_y تقریباً در پایه سد رخ داده است و مقدار آن برابر 39 Mpa است. همان‌طور که مشاهده می‌شود در قسمت پی و دیواره‌ها تنش ثابت است، همچنین در دو طرف سد تغییرات کمی دارد. در شکل ۴-۹ نمای بالایی سد و تغییر شکل آن نشان داده شده است. همان‌طور که در شکل مشاهده می‌شود و با توجه به حداکثر توان تحمل تنش در بتن که 40 Mpa است نتیجه می‌شود که تحت بار این زلزله و تنش به وجود آمده در قسمت پایینی سد که ماکزیمم تنش رخ می‌دهد، بدنه سد و پی می‌تواند این تنش را تحمل و دچار خرابی نشود، البته این مسئله می‌تواند کمک شایانی به طراحی سدها بکند. با مقایسه تنش در جهت x و y (σ_x و σ_y) مشاهده می‌شود که تغییرات تنش در جهت y بیشتر از جهت x است و این به این دلیل است که در جهت y فشار آب یا همان فشار هیدرودینامیک ناشی از زلزله که در دریاچه پشت سد به وجود آمده است به بدنه سد در جهت y وارد می‌شود و بدیهی است که هرچه در عمق‌های پایین‌تر می‌رویم فشار آب بیشتر می‌شود. تمامی این نتایج‌ها به صورت نمودار در شکل ۴-۱۰ در سه نقطه از سد و در جهت محور y نمایش داده شده است. که ماکزیمم تنش با توجه به نمودار در فاصله ۲۸ تا ۵۶ متری ارتفاع سد رخ می‌دهد.

نتایج حاصل از تنش در راستای محور Z در شکل‌های ۴-۱۱، ۴-۱۲ و ۴-۱۳ نمایش داده شده است.

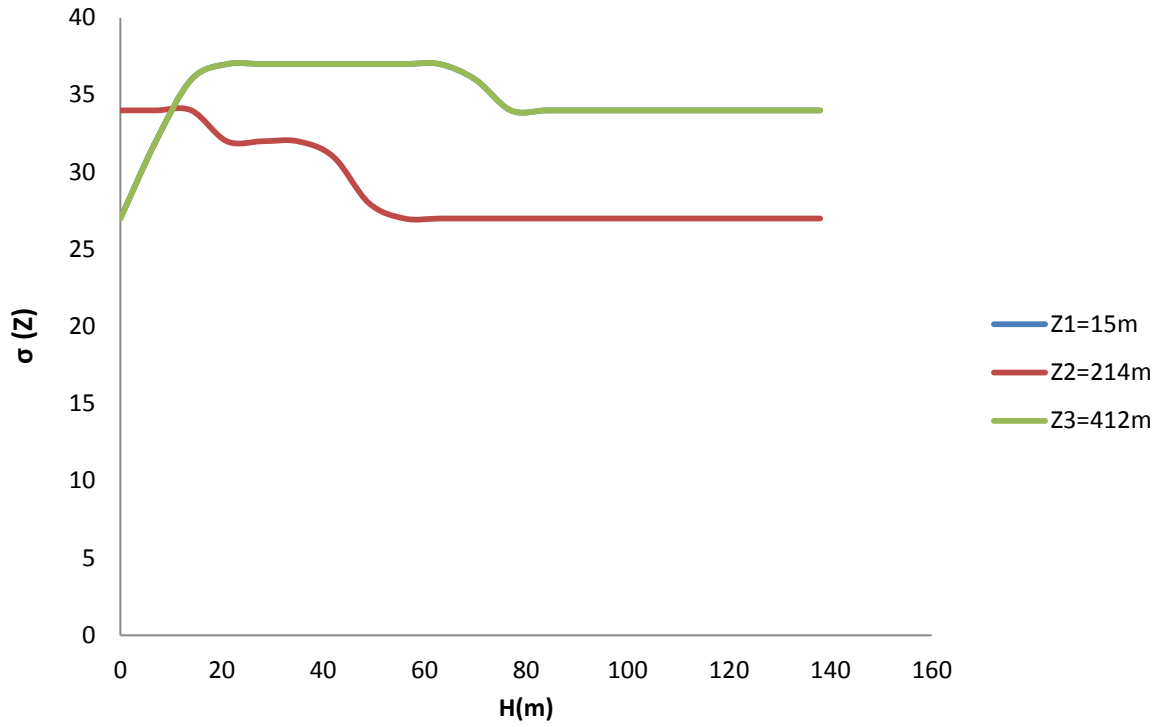


شکل ۴-۱۱- کانتور تنش عمودی در راستای محور Z

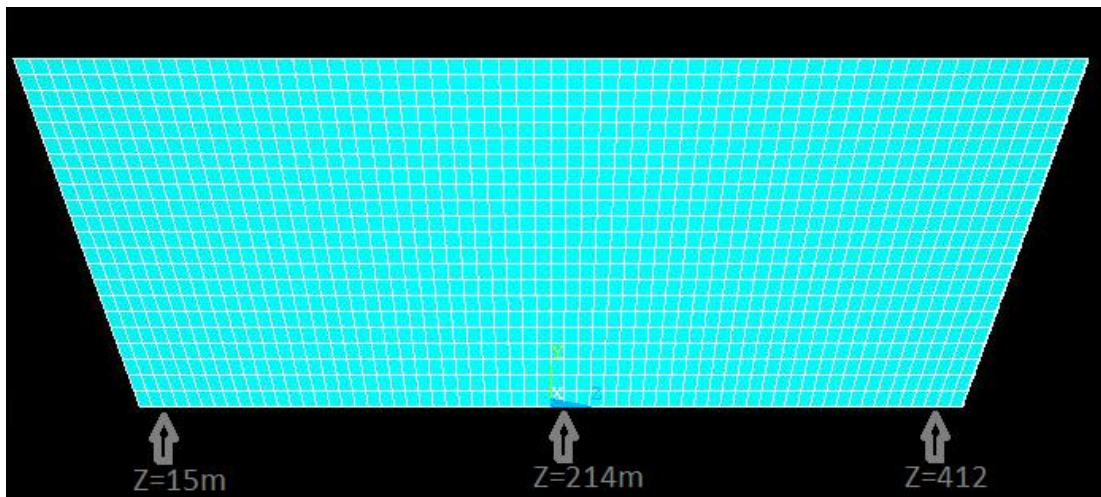


شکل ۴-۱۲- نمای بالایی کانتور تنش عمودی در راستای محور Z

در شکل ۴-۱۱، نتایج تحلیل عددی تنش در راستای محور Z در بدنه سد به صورت نمودار نشان داده شده است.



شکل ۴-۱۳- نمودار تغییر تنش σ_Z



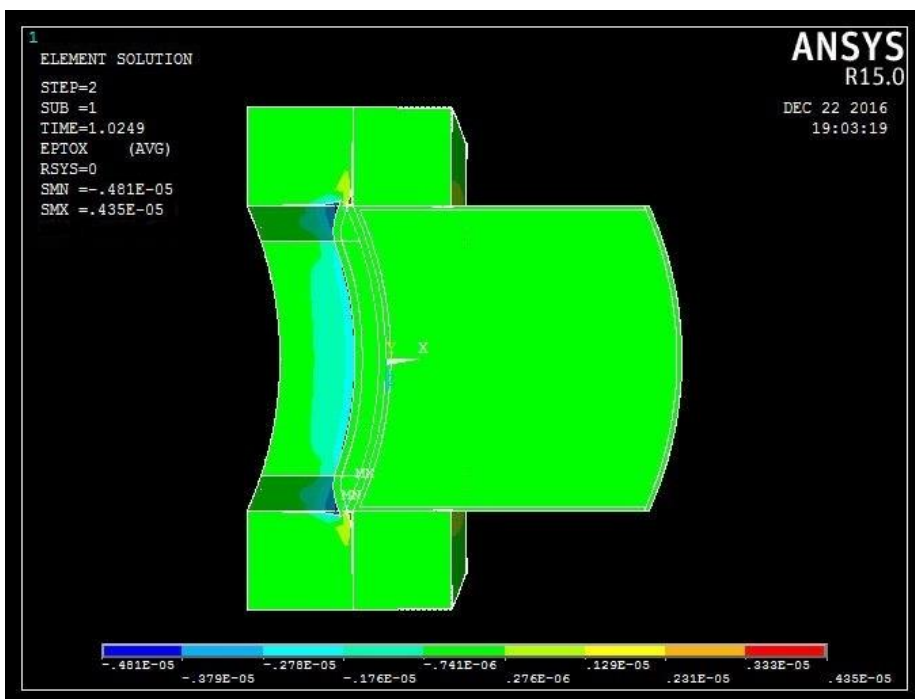
با توجه به شکل ۴-۱۱، ماکزیمم تنش σ_z در دو طرف سد چسبیده به دیواره‌ها وارد شده است. که مقدار آن تقریباً برابر ۳۷ MPa است. مقدار این تنش در دو طرف سد از بالا به پایین افزایش می‌یابد. و در دیگر قسمت‌های سد که با رنگ سبز و زرد مشخص شده است مقدار تنش تقریباً ثابت است. رنگ سبز که بیشتر سد و پی را دربر گرفته است دارای تنش ۲۷ Mpa و رنگ زرد که قسمت پایینی سد در پی بیشتر به آن رنگ در آمده است ۳۲ Mpa است که با توجه به حداکثر توان تحمل بتن که ۴۰ Mpa است، در این مناطق مشکلی به وجود نخواهد آمد، در دو گوشه‌ی سد که ماکزیمم تنش به آنجا وارد شده و مقدار آن برابر ۳۷ Mpa است نیز چون مقدار تنش ماکزیمم از ۴۰ کمتر است سد دچار شکست نمی‌شود. همچنین در مقایسه با σ_y و σ_x ، در راستای z تنش ماکزیمم کوچک‌تری را داریم، زیرا در طول بدنه سد نیروی کمتری نسبت به جهت‌های دیگری وارد می‌شود و چون سد قوسی است نیروهایی که به وسط سد هم وارد می‌شوند به دو طرف انتقال داده می‌شوند، به همین دلیل است ماکزیمم تنش در دو طرف سد رخ می‌دهد. در شکل ۴-۱۲ نمای بالایی از کانتور تنش عمودی در راستای محور Z نشان داده شده است. تمامی این نتایج‌ها به صورت نمودار در شکل ۴-۱۳ در سه نقطه از سد و در جهت محور y نمایش داده شده است. که ماکزیمم تنش با توجه به نمودار در فاصله ۲۱ تا ۶۳ متری ارتفاع سد در گوشه‌ها رخ می‌دهد.

نتایج تغییرات کرنش در شکل‌های ۴-۱۴، ۴-۱۵، ۴-۱۶، ۴-۱۷، ۴-۱۸، ۴-۱۹، ۴-۲۰ و ۴-۲۱ در جهت محورهای مختلف نمایش داده شده است.

همان‌طور که در شکل ۴-۱۴ مشاهده می‌شود، ماکزیمم کرنش و تغییر شکل در گوشه‌های بالایی سد در دو طرف رخ داده است. علت این امر هم دو قوسی بودن سد شهید رجایی است، چون بدنه سد دو قوسی است نیروها و تنش‌های وارد شده به دو طرف سد انتقال و ما بیشترین تغییر شکل و طول را در گوشه‌های سد مشاهده می‌کنیم. این مقدار باید از 0.035 / که مقدار کرنش نهایی ϵ_{cu} هست کمتر باشد، در غیر این صورت بتن گسیخته شده و دیگر قادر به تحمل تنش نیست. مقدار کرنش ماکزیمم در جهت محور $x \times 0.000435$ / که از حد مجاز کوچک‌تر است و بتن به گسیختگی نمی‌رسد. در شکل ۴-۱۵ نیز نمای بالایی کرنش مکانیکی در راستای x نمایش داده شده است.

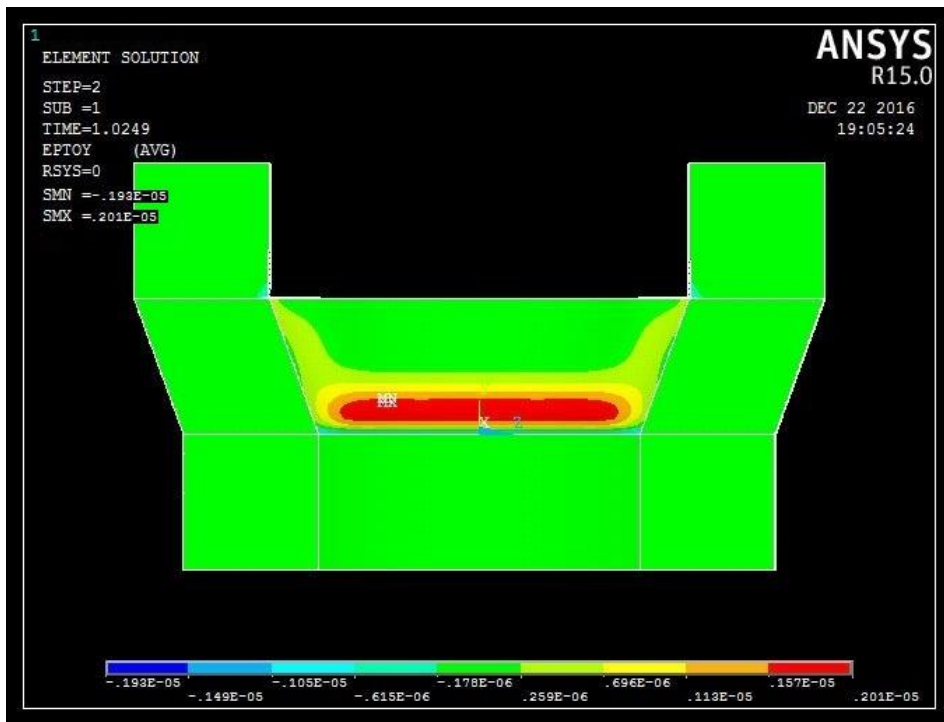


شکل ۴-۱۴- کرنش در راستای X

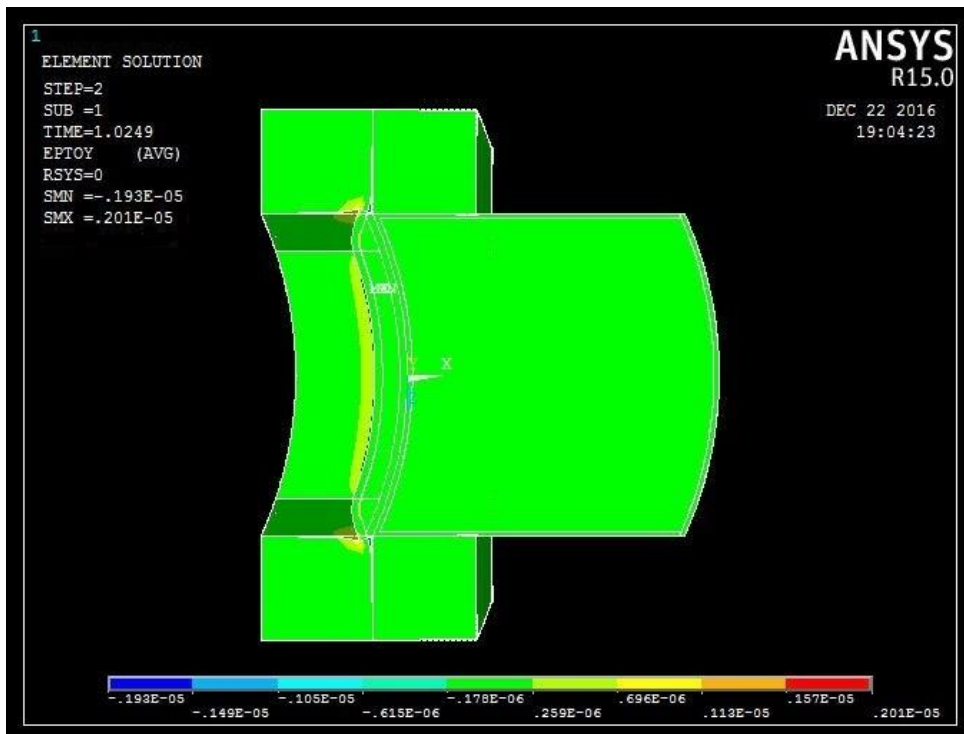


شکل ۴-۱۵- نمای بالایی کرنش در راستای X

نتایج حاصل از کرنش در راستای محور Y در شکل‌های ۴-۱۱، ۴-۱۲ و ۴-۱۳ نمایش داده شده است.

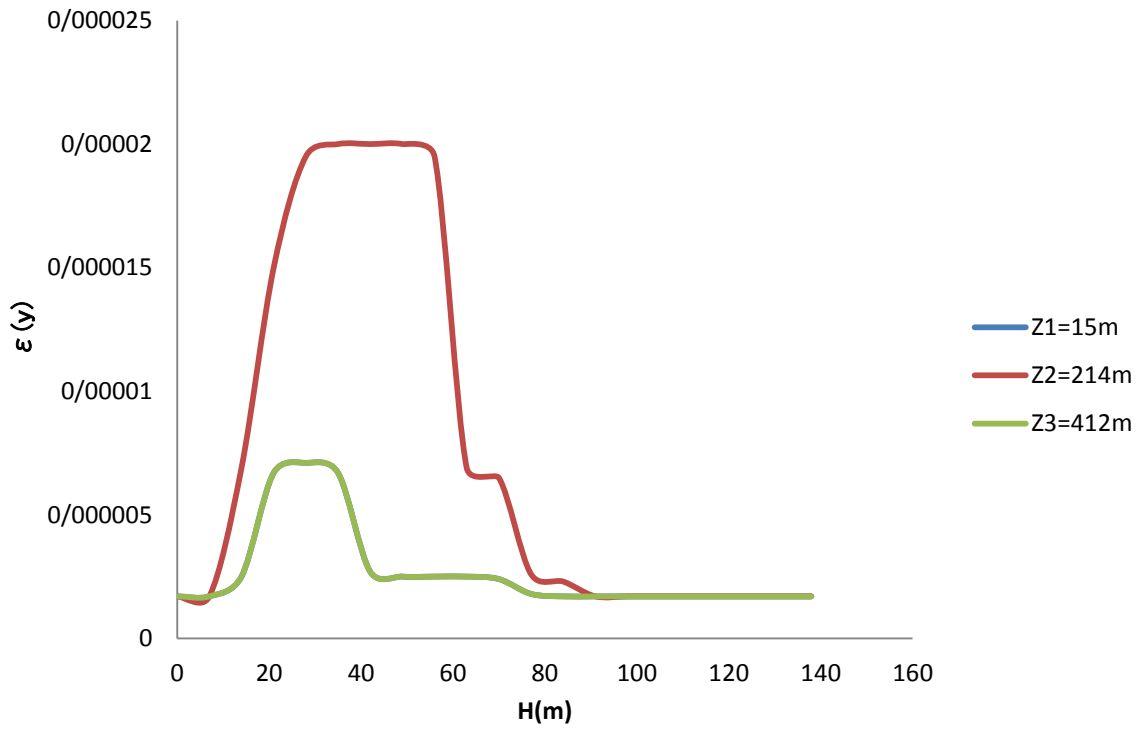


شکل ۴-۱۶- کرنش در راستای Y

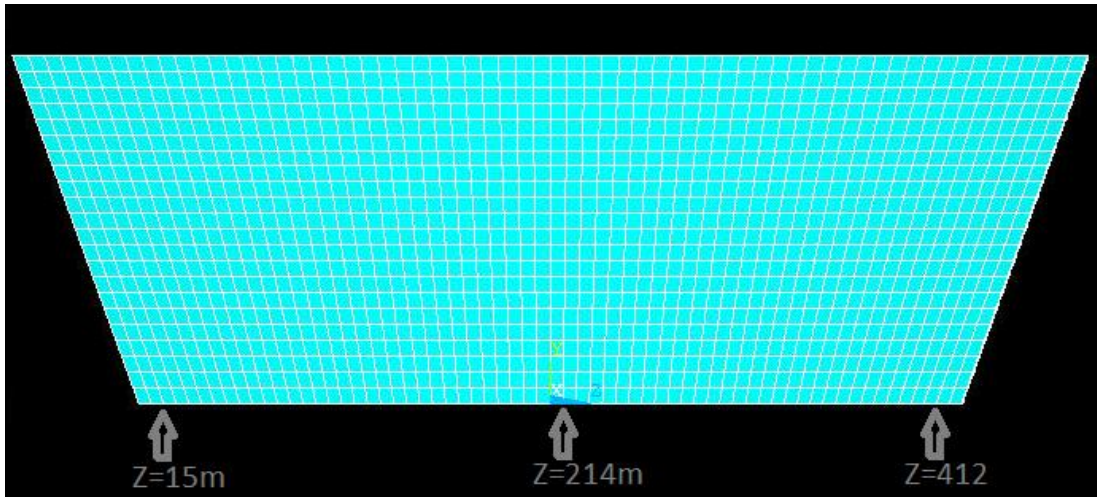


شکل ۴-۱۷- نمای بالایی کرنش در راستای Y

در شکل ۴-۱۸، نتایج تحلیل عددی کرنش در راستای محور y در بدنه سد به صورت نمودار نشان داده شده است.



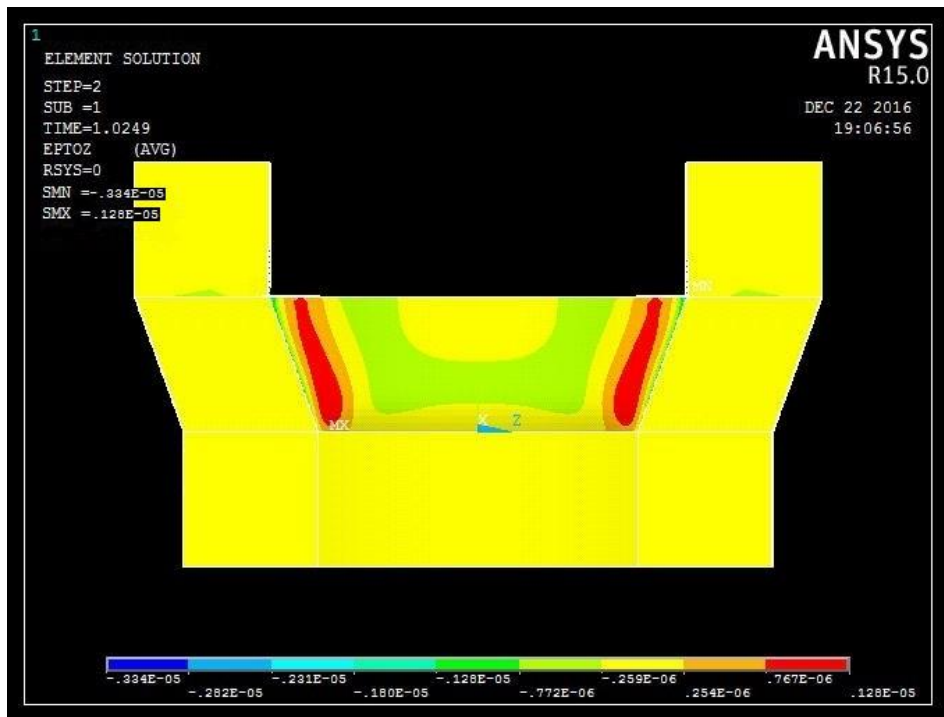
شکل ۴-۱۸ - نمودار تغییر کرنش $\epsilon(y)$



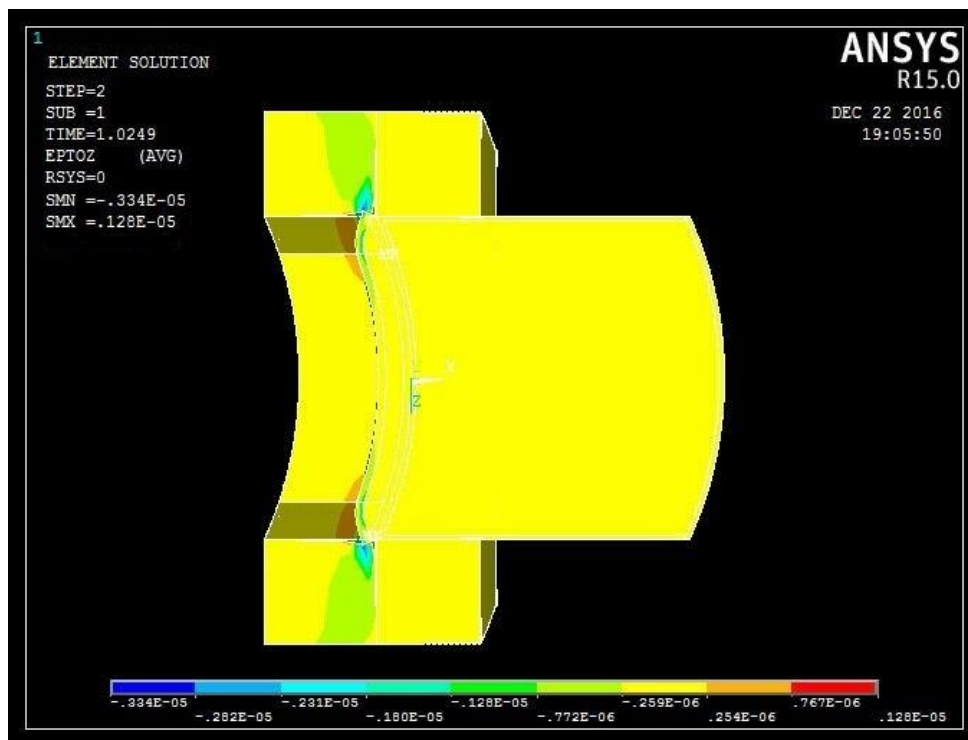
همانطور که برای دو شکل ۴-۱۴ و ۴-۱۵ در بالا گفته شد، تغییر طول و تغییر شکل در دو گوشه‌ی سد رخ می‌دهد و این قضیه در شکل ۴-۱۷ که نمای بالایی کرنش در راستای y می‌باشد کاملاً نشان داده شده است. در شکل ۴-۱۶ نتایج تغییرات کرنش در راستای محور y نشان داده شده است. ماکزیمم کرنش همانند ماکزیمم تنش در راستای y ، در فاصله تقریباً ۳۰ متری از دو طرف، ۱۵ متری از کف و ۱۱۲ متری از تاج سد به بدنه سد وارد می‌شود که مقدار آن 0.000002 می‌باشد که باتوجه به ϵ_{cu} که برابر 0.0035 است، بتن به گسیختگی نرسیده و سد پایدار می‌ماند.

همانطور که در شکل‌ها مشاهده می‌شود بیشترین تغییرات در پایه سد و طرفین می‌باشد و در اکثر نقاط سد و پی مقدار کرنش ثابت است. تمامی این نتایج‌ها به صورت نمودار در شکل ۴-۱۸ در سه نقطه از سد و در جهت محور y نمایش داده شده است. که ماکزیمم کرنش با توجه به نمودار در فاصله ۲۸ تا ۵۶ متری ارتفاع سد رخ می‌دهد.

نتایج حاصل از کرنش در راستای محور z در شکل‌های ۴-۱۹، ۴-۲۰ و ۴-۲۱ نمایش داده شده است.

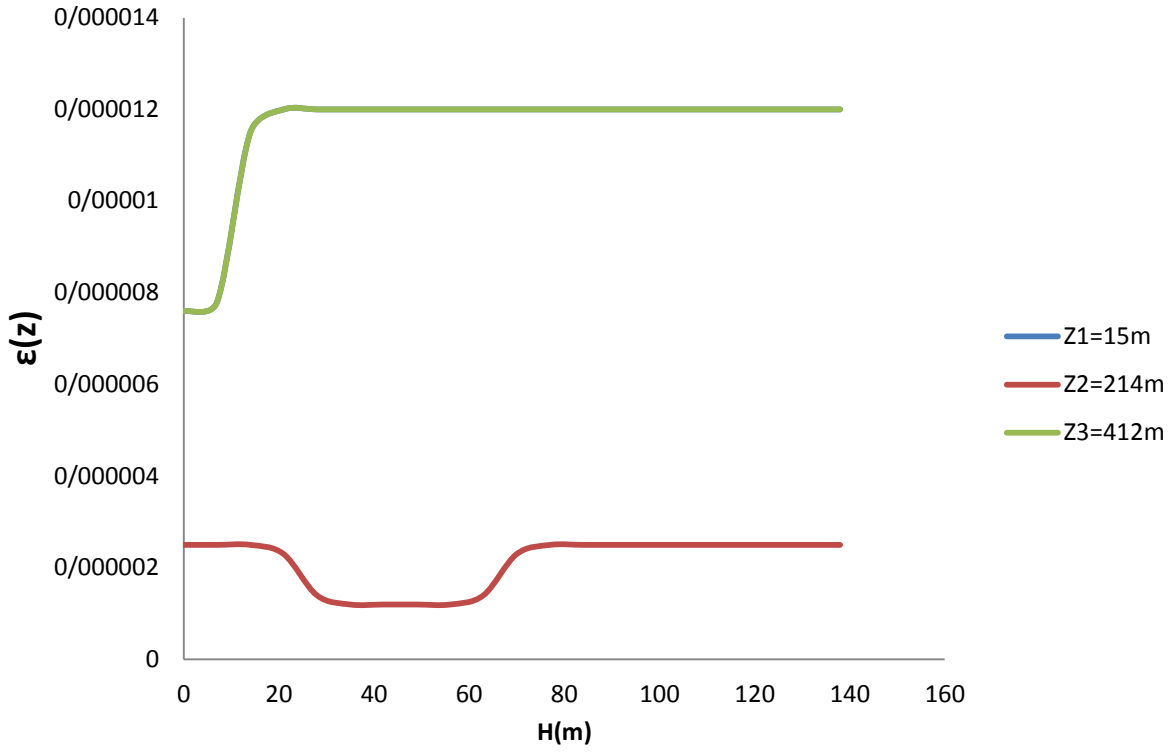


شکل ۴-۱۹- کرنش در راستای Z

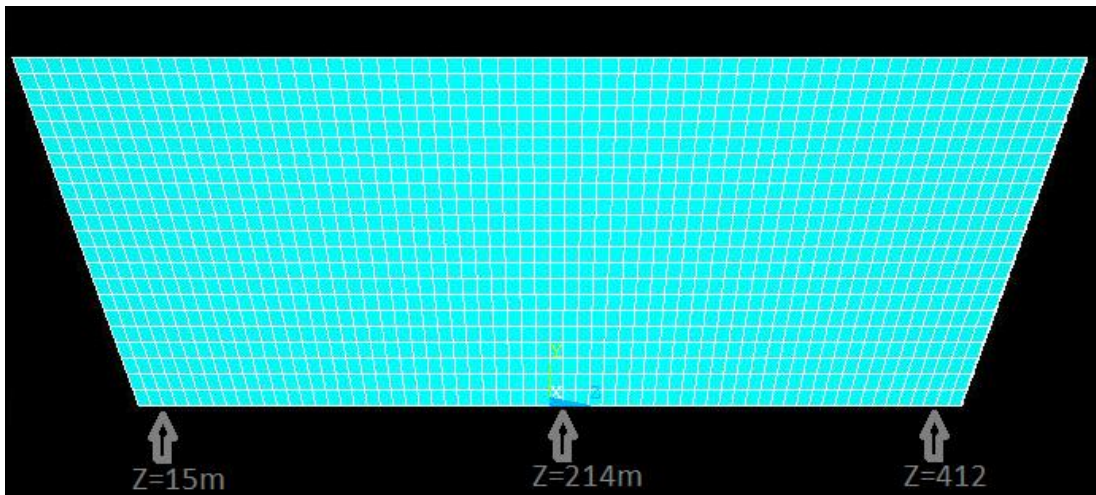


شکل ۴-۲۰- نمای بالایی کرنش در راستای Z

در شکل ۴-۲۱، نتایج تحلیل عددی تنش در راستای محور Z در بدنه سد به صورت نمودار نشان داده شده است.



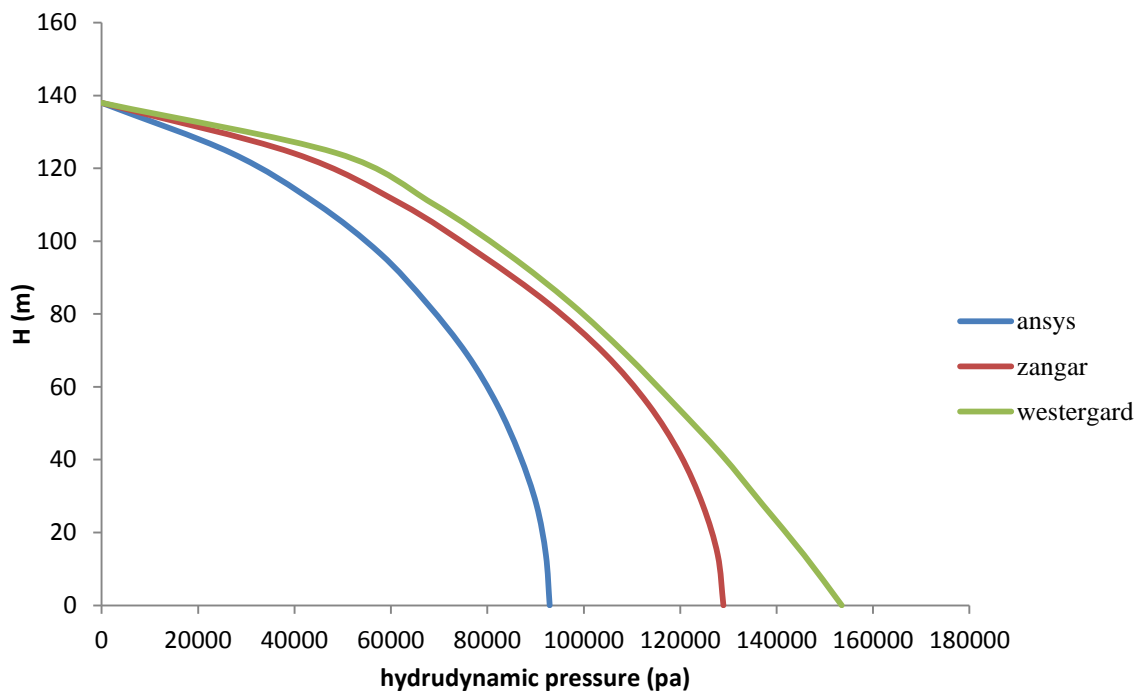
شکل ۴-۲۱- نمودار تغییر کرنش $\epsilon(z)$



در شکل‌های ۴-۱۹ و ۴-۲۰ به ترتیب نتایج تغییرات کرنش در راستای Z و نمای بالایی از تغییرات کرنش در راستای Z نشان داده شده است. ماکزیمم کرنش در گوشه‌های دوطرف سد وارد شده است؛ این کرنش ماکزیمم همانطور که در شکل ۴-۱۹ قابل مشاهده است از تاج تا پایین سد ادامه دارد، بیشترین تغییر طول نیز در همان مناطق اتفاق افتاده است. این تغییرات همانند شکل‌های قبل در نمای بالایی تغییرات کرنش در راستای Z (شکل ۴-۲۰) کاملاً نمایان است. در اکثر نقاط سد کرنش ثابت است. و مقادیر کرنش در تمامی نقاط سد و پی از مقدار کرنش بحرانی که در آن گسیختگی رخ داده و بتن دیگر نمی‌تواند تنش‌های وارده را تحمل کند کمتر است. مقدار ماکزیمم کرنش در راستای محور Z، $0/00000128$ می‌باشد، و مقدار کرنش بحرانی همانطور که در بخش‌های قبل گفته شد $0/0035$ است. نتایج مقایسه ماکزیمم تنش‌ها نشان می‌دهد که در محور X نسبت به دو محور دیگر کرنش بیشتری داریم اما سطحی که کرنش به آن وارد می‌شود بسیار ناچیز است، زیرا ما در جهت X تغییرات زیادی نداریم، اما در جهت Y و Z تغییرات بیشتر و سطح مقطعی که کرنش ماکزیمم به آن وارد می‌شود بزرگتر می‌باشد. تمامی این نتایج‌ها به صورت نمودار در شکل ۴-۲۱ در سه نقطه از سد و در جهت محور Y نمایش داده شده است. که ماکزیمم تنش با توجه به نمودار از تاج تا پایین سد در گوشه‌ها رخ می‌دهد.

۴-۴- بررسی فشار هیدرودینامیک

به منظور بررسی فشار هیدرودینامیک در سد شهید رجایی از دو روش عددی وسترگارد و زنگار و یک روش عددی (نرم افزار ANSYS) استفاده شد و فشار در این سه روش محاسبه و به صورت نمودار ترسیم و مقایسه شد، نتایج به صورت نمودار در شکل ۴-۲۲ نمایش داده شده است.



شکل ۴-۲۲- مقایسه عددی فشار هیدرودینامیک بر روی محور تقارن سد شهید رجایی با روش های تجربی موجود با توجه به قسمت های مطرح شده در این پژوهش و بر اساس تحلیل دینامیکی سد شهید رجایی و شکل ۴-۲۲ می توان نتیجه گرفت که :

- همان طور که در شکل ۴-۲۲ دیده می شود روند کلی تغییرات فشار هیدرودینامیک در روش های تجربی وسترگارد، زنگار و روش اجزای محدود از بالا به پایین یعنی از تاج سد تا پایه سد، کاهش می یابد.

- با توجه به نتایج به دست آمده از تحلیل دینامیکی در نرم افزار انسیس مشاهده می شود که فشار هیدرودینامیک در این روش کاهش قابل ملاحظه ای نسبت به دو روش تجربی دارد، پس نتیجه می شود عواملی همچون اندرکنش سد و مخزن و تراکم پذیری آب مخزن که در روش های تجربی و قدیمی در محاسبات لحاظ نمی شدند، تأثیر قابل ملاحظه ای در محاسبه فشار هیدرودینامیک دارند و باید در محاسبات امروزی برای انواع سدها لحاظ شوند و استفاده از روش های قدیمی صحیح نیست چون تفاوت قابل ملاحظه ای نسبت به روش اجزا محدود با توجه به نتایج به دست آمده (شکل ۴-۲۲) دارند

فصل ۵

نتیجہ گیری و ارائه مشہادہ

۵-۱- نتیجه‌گیری

با توجه به نتایج به‌دست‌آمده از مدل‌سازی و تحلیل عددی سد با کانتورهای تنش و کرنش می‌توان نتیجه گرفت که به سد شهید رجایی با وقوع این زلزله خسارت زیادی وارد نمی‌شود و بدنه و پی سد تحمل بار وارده توسط این زلزله خاص را دارند. همان‌طور که در کانتورها مشاهده شد، مقدار ماکزیمم تنش و کرنش وارده به قسمت‌های مختلف سد از مقدار تنش و کرنش بحرانی که سد می‌تواند تحمل کند کمتر است. این تنش‌ها باعث تغییر شکل در بدنه سد می‌شوند، همان‌طور که در نمای بالایی از کانتورها مشاهده شد بیشترین تغییر شکل در گوشه‌های سد و کنار پایه‌ی سد رخ داده است. علت این امر این است که چون سد قوسی است نیروهای وارده به وسط سد نیز به دو طرف، یعنی گوشه‌های سد منتقل می‌شوند. همان‌طور که مشاهده شد در کانتور تنش عمودی در راستای محور Z که در جهت طولی بدنه سد قرار دارد بیشترین تنش و نیروها به طرفین سد وارد می‌شود.

با توجه به اینکه مدل‌سازی سد و اعمال بار زلزله به‌صورت برنامه‌نویسی به زبان انسیس نوشته شده است، می‌توان نوع زلزله اعمال شده را تغییر داد و نتایج مختلفی برداشت کرد. در ضمن می‌توان این مدل‌سازی را برای سدهایی که در مناطق پرخطر ساخته شده‌اند انجام و برآورد تخریب و احتمال وقوع خطر را تشخیص داد و یا برای سدهایی که هنوز در مرحله مطالعات اولیه هستند مدل‌سازی انجام شده و ماکزیمم زلزله منطقه به آن اعمال شود تا در صورت نیاز قسمت‌های مختلف سد که تحت فشار نیروی بیشتری هستند و تنش بیشتری را تحمل می‌کنند با توجه به نتایجی که درباره سد شهید رجایی دیده شد، محل‌هایی که این ماکزیمم نیروها و تنش‌ها وارد می‌شوند را تقویت و خطر شکست و تخریب سد که پایین‌دست سد را بسیار تهدید می‌کند را کاهش داد.

۵-۲- پیشنهادات

- می‌توان این پژوهش را با نرم‌افزارهای دیگر همچون آباکوس انجام داد و نتایج را بررسی کرد.
- مدل‌سازی انجام شده در این پژوهش برای سد دو قوسی است که می‌توان برای سدهای خاکی، بتنی وزنی و ... انجام داد و نتایج را برای بهبود مطالعات و ساخت سد مورد استفاده قرار داد.
- مقایسه فشار هیدرودینامیک در این پژوهش با روش‌های تجربی و سترگاد و زنگار انجام گردید که می‌توان نتایج را با روش‌های تجربی دیگر همچون چوپرا و ... مورد بررسی قرار داد.
- در این پایان‌نامه از رکورد زلزله تفت در تحلیل دینامیکی سد بتنی قوسی استفاده شده است، می‌توان با رکورد زلزله‌های دیگر پایداری سد و نتایج را بررسی کرد.

منابع

- ۱- آفتابی‌ثانی. ا، ۱۳۸۸، تحلیل دینامیکی سد کارون ۳ با در نظر گرفتن اندرکنش آب و سازه و مقایسه آن با یک سد دیگر، مجله فنی مهندسی دانشگاه آزاد اسلامی، دوره سوم، شماره اول، زمستان ۱۳۸۸
- ۲- احمدی.م.ت، قره باغی.م، تحلیل اندرکنش دینامیکی سد و مخزن به روش اویلر-لاگرانژ، انتشارات موسسه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، شهریور ۱۳۷۲
- ۳- تاری‌نژاد، پیربودافی.س، تحلیل دینامیکی اندرکنش سد و مخزن به روش اویلر- لاگرانژی با در نظر گرفتن لایه کاملاً سازگار (Pml) در مرز انتشاری مخزن، نشریه مهندسی عمران و محیط زیست، جلد ۴۴، شماره ۱، بهار ۱۳۹۳
- ۴- خلیفه.س، بارانی.غ.ع، تحلیل نیروهای وارده بر سد بتنی با نرم افزار Ansys، اولین همایش سراسری کشاورزی و منابع طبیعی پایدار، دی ۹۲
- ۵- شمسی نژاد بابکی.ش، خانجانی.م.ج، فدایی.م.ج، بررسی تحلیل فشار هیدرودینامیک وارد بر سدهای قوسی تحت نیروی زلزله، چهارمین کنگره ملی مهندسی عمران، دانشگاه تهران، اردیبهشت ۱۳۸۷
- ۶- عظیمیان.ا، دینامیک سیالات محاسباتی برای مهندسان، جلد ۱ و ۲ ترجمه انتشارات دانشگاه صنعتی اصفهان، ۱۳۷۶.
- ۷- ۳-فرنو، م ، ۱۳۷۸ ، روش های محاسبه نیروهای هیدرودینامیکی وارد بر سدهای بتنی در هنگام وقوع زلزله، پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه صنعتی امیر کبیر ، تهران
- ۸- قدس.ا.ص، اصفهانی.م.ر، کیوانی.ا.ح، بررسی آزمایشگاهی و تحلیل عددی رفتار ارتعاشی مخازن مستطیلی بتنی ذخیره آب، مهندسی عمران شریف، دوره ۲-۲۸، شماره ۴، ص. ۱۰۵-۱۱۳، ۱۳۸۹
- ۹- منصوری.ع، سبحانی.ع، یک مرز انتقالی مناسب برای تحلیل دینامیکی سیستم سد وزنی-مخزن با بکارگیری نرم-افزار ANSYS، نشریه مهندسی عمران و نقشه برداری- دانشکده فنی، دوره ۴۳، شماره ۱، دی ماه ۱۳۸۸، ص. ۱۲۷-۱۳۳
- ۱۰- مهدی پور.ب، صباح، تحلیل دینامیکی اندرکنش سد بتنی و مخزن به کمک نرم افزار Ansys، هفتمین کنگره ملی مهندسی عمران، دانشکده مهندسی شهید نیکبخت، زاهدان، اردیبهشت ۹۲

- 11- Bouaanani.N,Paultre.P.Proulx.J,"A Closed Form Formulation For Earthquake-Induced Hydro Dynamic Pressure On Gravity Dams", Journal Of Sound And Vibration.261,P.573-582,2003.
- 12- Brahtz.H.A And Heiborn.C.H,Discussion Of, "Water Pressures On Dams During Earthquakes",By H.Westergaard. Transaction Asce Vol98 1933.
- 13- Bustamante.J.I. And Rosenblueth.E. And Herra.I. And Flores.A,"Presion Hidrodinamica En Presas Y Depositos",Boletin Sociedad Mexicana De Ingenieria Sismica Vol.1,No.2,Oct,1963.
- 14- Chwang.A.T,"Hydrodynamic Pressures On Sloping Dam During Earthquake. Part 2.Exact Theory",Journal Of Fluid Mechanics,87(Jul).343-348,1978.
- 15- Cheng.A.H-D,Yang.C.Y,Niu.T.P,"Earthquake Reliability Alalysis Of Dam -Reservoir-Foundation System Using Boundry Element Method" ,Proceedings Of The Us National Conference On Earthquake Engineering,P.85,1990.
- 16- Chopra A.K.,"Hydrodynamic Pressure On Dams During Earthquakes",Journal Of Engineering Mechanics.Asce.93(6), 205-223,1967.
- 17- Chopra A.K.,"Eartquake Behavior Of Reservoir-Dam System", Journal Of Engineering Mechanics Division Asce Vol.94.1475-1501,1968.
- 18- Chopra A.K.,Chakrabati.P," Hydrodynamic Effects In Earthquake Response Of Gravity Dams",Asce J Struc Div,V100,N St6.Jun.10616.P1211-1224,1974.
- 19- Chzhen-Chen.Chen,"The Effect Of Dynamic Fluid Pressure On A Dam During Earthquakes"J.Of Applied Mathematics And Mechanics Vol.25 No.1,1961.
- 20- Dominguez.Maseo," Earthquake Analysis Of Arch Dams",I,Dam Foundation Interaction,Journal Of Engineering Mechanics, .Asce.119 (3),P.496-512,1993.
- 21- Fenves.Gregory,Chopra.Anil.K",Simplified Earthquake Analysis Of Concrete Gravity Dams",Journal Of Structure Engineering, V.113,N.8,P1688-1708,Aug.1987.
- 22- Hall.J.F,Chopra.A.K,"Two-Dimensional Dynamic Analysis Of Concrete Gravity And Embankment Dams Including Hydrodynamic Effects",Earthquake Engineering & Structural Dynamics.10,P.305-332,1982.
- 23- Hanchen.Tan, Anil.K.Chopra," Earthquake Analysis Of Arch Dams Including Dam-Water-Foundation Rock Interaction",Department Of Civil Engineering,University Of California,Berkeley,California,94720,U.S.A,April.1995.
- 24- Haskins.L.M,Jacobsen.L.S,"Water Pressure In A Tank Caused By A Simulated Earthquake",Bulletin.Seismological Society Of America.Vol24.No 1 Jan1934.
- 25 - Hatano, T., 1965 , "An examination of the resonance of hydrodynamic pressure during earthquakes due to compressibility of water". Technical report C-65001 , Central research institute of electric power industry, Tokyo, Japan.

- 26- Humar.J.L,Jablonski.A.M,"Boundry Element Reservoir Model For Seismic Analysis Of Gravity Dams",Earthquake Engineering& Structural Dynamics,V.16,N.8,P1129-1156,Nov.1988.
- 27- Humar.J.L,Jablonski. A.M,"Three Dimentional Boundary Element Reservoir Model For Seismic Analysis Of Arch&Gravity Dams", Earthquake Engineerng&Strucural Dynamics,V.19,P.359-376,1990.
- 28- Ka-Lun Fok, Anil K. Chopra," Earthquake Analysis Of Arch Dams Including Dam-Water Interaction, Reservoir Boundary Absorption And Foundation Flexibility",Department Of Civil Engineering, University Of California, Berkeley,California,U.S.A. 26 February 1985.
- 29- Karman.T.Von.,,"Disussion Of Water Pressure On Dams During Earthquake",Trans.Asce.98 434-436 1933.
- 30- Kucukarslan. S,"Dynamic Analysis Of Dam-Reservoir-Foundation Interaction In Time Domain",Computational Mechanics.33,P.274-281,2004.
- 31- Kotsubo S.,,"Dynamic Water Pressure On Dam Due Irregular Earthquakes" Memoirs Faculty Of Engineering, Kyushu University Fukuoka,Japan Vol.18.No.4.1959.
- 32- Kotsubo S,"External Force On Arch Dams During Earthquakes", Memoirs Faculty Of Engineering,Kyushu University,Fukuoka,Japan Vol 20 No.4,1961.
- 33- Lee.G.S,Tsai.C.S,"Time Domain Analysis Of Dam-Reservoir System Part 1:Exact Solution",Journal Of Engineering Mechanics,1991.
- 34- Leger.Bhanocharjee.S.S,"Reduced Frequency Independent Models For Seismic Analysis Of Concrete Gravity Dams",Computers And Strucures, V.44,N.6,P.1381-1387,Sep.1992.
- 35- Liu.P.L.F,"Hydrodynamic Pressure On Rigid Dams During Earthquake",J.Fluid Mesh.165(Apr)131-145, Apr.1986.
- 36- Lotfi.V,Jose.M.Roesset,John.L.Tassoulas," A Technique For The Analysis Of The Response Of Dams To Earthquakes", Department Of Civil Engineering, The University Of Texas, Austin, Texas 78712,U.S.A.7feb,1986.
- 37- Lotfi.V,Roesset,Tassoulas,"Technique For The Analysis Of The Response Of Dams To Earthquake",Earthquake Engineering& Structural Dynamics,V.15,N.4,P.463-490,May.1987.
- 38- Lotfi.Vahid,"Frequency Domainof Concrete Arch Dams By Decoupled Model Approach",Structural Engineering And Mechanics,Vol.21,No.4,Pp.423-436,10nov.2005.
- 39- Lotfi.Vahid,"An Efficient Three-Dimensional Fluid Hyper-Element For Dynamic Analisys Of Concrete Arch Dams", Stracural Engineering And Mechanics.Vol.24,No.6,Pp.683-698,20dec.2006.
- 40- Lotfi.Vahid,"Direct Frequency Domain Analisys Of Concrete Arch Dams Based On Fe-Be Procedure", Stracural Engineering And Mechanics.Vol.26,No.4,Pp.363-376,10july. 2007.

- 41- Lotfi.V,"Effect Of Reservoir Length On Dynamic Analisis Of Concrete Gravity Dams",14th World Conference On Earthquake Engineering,Innovation Practice Safety,2008.
- 42- Maity.D,Bhattacharyya.S.K,"Time-Domain Analysis Of Infinte Reservoir By Finite Element Method Using A Novel Far-Boundry Condition",Finite Element In Analysis And Design 32,P.85-96,1999.
- 43- Mays.J.R,Roehm.L..H,"Hydrodynamic Pressure In A Dam-Reservoir System."Computers And,V40.N2,Nonlinear Finite Element Analysis And Adina,P281-291,1991.
- 44- Mansoori.A&Sobhani.A,"Dynamic Analysis Of Interaction In Frequency Domain Dam-Hyper Reservoir Concrete Gravity Dams With Ansys",Thesis Of Msc, South Open University Of Tehran,2005.
- 45- Mei.C.C,Foda. M.A ,Tong.P,"Exact And Hybrid Element Solution For The Vibration Of A Thin Elastic Structure Seated On The Sea Floor",Appl.Ocean Res.1(2),P.79-88,1979.
- 46- Moradloo.J,"Nonlinear Dynamic Analysis Of Arch Dams With Surface Slashing Of Reservoir", 4th National Conference Of Civil Engineering.Tehran University,2008.
- 47- Ohmachi.Touhi,"Fe-Be Method For Dynamic Analysis Of Dam Foundation-Reservoir Systems In The Time Domain", Earthquake Engineering&Structural Dynamics,V.22,N.3,P.195-209,Mar.1993.
- 48- Shamsai.A, Prof Of Civilengineering Sharif University Of Technology,"Design And Construction Of Storage Dams,Vol.3,Concrete Dams",2004.
- 49- Sun.K,Hadipriono. F.C,"Hydrodynamic Pressure Analysis Of Arch Dams With T-Complete Functions",Asce Journal Of Engineering Mechanics,P.2054-2069,Sept.1990.
- 50- Tsai.C.S,Chen.G.S,Kener.R.L,"A Semi-Analytical Method For Time-Domain Analysis Of Dam-Reservoir Interaction ",International J.For Numerical Methods In Engineering,29(5),P.913-933,1990.
- 51- Tsai.C.S,Lee.G.C,"Method For The Transient Analysis Of Three Dimentional Dam-Reservoir Interactions", Journal Of Engineering Mechanics,Asce,116(10),P. 2151-2172,1990.
- 52-] Tsai.C.S,Lee.G.C,Ketter.R.L,"Solution Of The Dam-Reservoir Interaction Problem Using A Combination Of Fem-Bem With Particular Integrals,Modal Analysis, And Substructuring", Engineering Analysis With Boundary Elemets,V.9,N.3,P.219-232,1992.
- 53- Tsai.C.S,Chen.G.S.,"Behavior Of Dam-Reservoir-Foundation During Earthquakes",Asme.Pressurie Vessels And Piping Division (Publication)Pvp,V.353,Advances In Analytical, Experimental And Computational Technologies In Fluids,Structures, Transient And Natural Hazards,P.185-190,1997.
- 54- Valliappan.S,Zhao.Chongbin,"Dynamic Response Of Concrete Gravity Dams Including Dam-Water-Foundation Interaction",International Journal For Numerical And Analytical Methods In Geomechanics,V.16,N.2,P.79-99,Feb.1992.

- 55- Viles.Javier,Li.Xiangvue,“Analytical-Numerical Solution For Hydrodynamic Pressure On Dams With Sloping Face Considering Compressibility And Viscosity Of Water”,Computers And Structures,V.66,N.4,P.481-488,Feb.1998.
- 56- Wepf. Dieter.H,Wolf.John.P,Bachmann.H, ”Hydrodynamic Stiffness Matrix Based On Boundry Elements For Time Domain Dam Reservoir- Soil Analysis”,Earthquake Engineering & Structural Dynamics,V.16,N.3,P.417-432,Apr.1988.
- 57- Werner.P.W,Sundquist.K.J,”On Hydrodynamic Earthquake Effects” Transactions.America Geophysical Union Vol.30,No 5 Oct.1949.
- 58- Westergaard H.M.,”Water Pressure On Dams During Earthquake”,Asce,1993.
- 59- Yerli.H.R,Kacin S.Kocak.S,”A Parallel Finite-Infinte Element Model For Two-Dimensional Soil-Structure Interaction Problems”,Soil Dynamics And Earthquake Engineering,P.05-715,2003.
- 60- Zahedi.H,” Seismic Investigation Of Reservoir Surface Of Interaction Dam-Reservoir Concrete Dams”, Thesis Of Msc,Tehran University,2004.
- 61- Zangar.C.N,Haefeli.R.J.”Electric Analog Indicates Effect Of Horizontal Earthquake Shock On Dams”,Civil Eng .22,278-279,1952.
- 62- Zangar.C.N,”Hydrodynamic Pressure On Dams Due To Horizontal Earthquakes” Proc.Soc Exp Stress Anal.10 93-102 1953.
- 63- Zhao.Chngbin,Xu.T.P,Valliappan.Sm,”Seismic Response Of Concrete Gravity Dams Including Water-Dam-Sediment-Foundation Interaction“,Computers & Strucnires,V.54,N.4, P05-715,Feb.17.1995.

Abstract

Water is one of the most important vital material that the human try to save it with different procedures from the first day of creation, and wherever that the water was sufficient there were start point of the new culture. Dam is the one of the facilities that human built it to save this vital material and in the fallowing of the building dam human able to use water in other ways like energy generation. Firstly, dam building started with building the small dams, and then with progress technology the bigger dams built. Destroying the huge dams furthermore financial damages, if a village and residential area exist in the lower part it can have irreparable damage to human life. For this result engineers and researches are always searching for more certain analysis for these huge factors. Earthquake is one of the reasons of breaking and destroying of these dams that the pressure of the Reservoir's water in result of earthquake to dam's body must be exactly determine. For the aim of exact calculating of existing water pressure to the body of the dam it needs to calculate the effects of hydrodynamic pressure in while of earthquake and in addition the pressure hydrostatic must calculate exactly. Dynamic analysis for earthquake of the concrete arc dams are more complicated than buildings. This complication is the result of inner competence of Reservoir's water and factors. In result of earthquake, pressure alternation and hydrodynamic effects resulting from earthquake on the dam and foundation, is necessary and important factor that must be consider in dynamic analysis. In the past, many ways were exist for determine hydrodynamic pressure that divided in two main ways, analytical and experimental, that they were accompanied with simplifying hypothesis and the reason of this was they hadn't an exact recognition from this phenomenon and they consider this ineffective. Today with technology progress, old ways replaced with modern ways. In modern ways it is necessary that limitation and simplifying hypothesis as could as possible don't delete and consider in calculations to gain exact and more realistic. in this research with using the ANSYS15 dynamic analyzing software on Sari-Shahid-Rejaei dams and the result that gain in field of hydrodynamic pressure with experimental procedure and at last the results show that the general trend over older methods have relatively good conformity with the numerical methods and with considering the result in the field of consistency and resistance of the dam modeling and numeral analyzing of the dam can be effective with stress and strain contours and it can be resulted that Shahid-Rejaei dam with the occurrence of the earthquake damage is not too much and the body and the foundation can tolerate the pressure from the earthquake.

Keywords: Shahid Rajaii dam, tension, strain, earthquake, dynamic Analysis, hydrodynamic pressure, ANSYS



Shahrood University of Technology

faculty of Agriculture

M.Sc. Thesis in Water Structures Engineering

Dynamic analysis of Rajai Dam using ANSYS software

Alireza Razavizadeh

Supervisors:

Dr. Samad Emamgholizadeh

Co-Supervisors:

Dr. Ramin Amini

Advisor:

Dr. Esmail mahmudi

January2017