

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



دانشکده عمران و معماری

پایان نامه دوره کارشناسی ارشد

(گرایش سازه)

عنوان:

تحلیل دینامیکی سدهای دو قوسی با درزهای انقباضی

با استفاده از المانهای آکوستیک آب

دانشجو: فرید کاظمی راد

اساتید راهنما:

دکتر احمد احمدی

دکتر رامین امینی

تابستان ۱۳۸۸

دانشگاه صنعتی شاهرود

دانشکده عمران و معماری

گروه مهندسی عمران

پایان نامه کارشناسی ارشد آقای فرید کاظمی راد

تحت عنوان:

تحلیل دینامیکی سدهای دو قوسی با درزهای انقباضی با استفاده از المانهای آکوستیک آب

در تاریخ ۸۸/۴/۲۷ توسط کمیته تخصصی زیر جهت اخذ مدرک کارشناسی ارشد مورد ارزیابی و با

درجه خیلی خوب مورد پذیرش قرار گرفت.

امضاء	اساتید مشاور	امضاء	اساتید راهنما
	نام و نام خانوادگی :		نام و نام خانوادگی: دکتر احمد احمدی
	نام و نام خانوادگی :		نام و نام خانوادگی : دکتر رامین امینی

امضاء	نماینده تحصیلات تکمیلی	امضاء	اساتید داور
	نام و نام خانوادگی : مهندس عباس محمدی		نام و نام خانوادگی: دکتر وحید رضا کلاتجاری
			نام و نام خانوادگی : دکتر علی کیهانی

تقدیم به

پدر و مادرم

که تمام هستی ام از آنهاست

تقدیر و تشکر

بدینوسیله از استاد ارجمند جناب آقای دکتر رامین امینی که در طول انجام پروژه با راهنمایی های ارزنده و مشوقانه خود اینجانب را در مسیر دستیابی به اهداف مورد نظر هدایت کردند تشکر و قدردانی می کنم و نیز از راهنمائی های جناب آقای دکتر احمد احمدی بسیار سپاسگزارم و از ایشان نهایت تشکر را دارم.

از دوستانی که در انجام این پروژه مرا یاری دادند، خصوصاً آقای مهندس علیرضا کرامت و آقای مهندس محمد شکر الهی که زحمات بسیاری در طی این مدت متحمل شدند نهایت تشکر را دارم.

تعهد نامه

اینجانب **فرید کاظمی راد** دانشجوی دوره کارشناسی ارشد رشته عمران- سازه دانشکده عمران و معماری دانشگاه صنعتی شاهرود نویسنده پایان نامه تحلیل دینامیکی سدهای دو قوسی با درزهای انقباضی با استفاده از المانهای آکوستیک آب تحت راهنمایی دکتر احمد احمدی و دکتر رامین امینی متعهد می شوم:

- تحقیقات در این پایان نامه توسط اینجانب انجام شده 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 تا کنون توسط خود یا فرد دیگری برای دریافت هیچ نوع مدرکی 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 افراد که در به دست آوردن نتایج اصلی پایان نامه تاثیر گذار بوده اند در مقالات مستخرج از پایان نامه رعایت شده است.
- در کلیه مراحل انجام این پایان نامه ، در مواردی که از موجود زنده (یا بافتهای 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 اخلاقی انسانی رعایت شده است.

تاریخ:
امضای دانشجو

مالکیت نتایج و حق و نشر

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

چکیده

تحلیل دینامیکی سدهای بتنی قوسی با این فرض که این سدها سازه هایی یکپارچه هستند تنش های کششی بزرگی را در راستای قوس بخصوص در تراز تاج سد نشان می دهد. این تنشهای کششی بزرگ معمولاً بسیار فراتر از حد قابل تحمل بتن بوده و باعث ایجاد ترک هایی در بدنه سد می شوند. علاوه بر این، سدهای بتنی قوسی ذاتاً سازه های پوسته ای یکپارچه نیستند، بلکه از یک سری طره های قائم تشکیل شده اند که توسط درزهای انقباض از یکدیگر جدا شده اند. این درزهای انقباض جهت کنترل حرارت ناشی از واکنش هیدراتاسیون سیمان و نیز مشکلات اجرایی در بدنه سد تعیین می شوند. درزهای فوق قادر به انتقال تنشهای کششی بدست آمده از تحلیلهای خطی نیستند. بنابراین در عمل انتظار می رود که این درزها در طی زلزله باز و بسته شده و نسبت به یکدیگر بلغزند و باعث آزاد شدن تنشهای کششی و باز توزیع نیروهای داخلی سد شوند.

اندرکنش سد و مخزن، اندرکنش سد و پی، تراکم پذیری آب مخزن و باز و بسته شدن درزهای انقباضی سد از جمله عوامل مهم تاثیر گذار بر پاسخ لرزهای این سازه ها می باشد. بهنگام وقوع زلزله مجموعه عوامل فوق، سیستم پیچیده و وابسته ای را تشکیل می دهند که معمولاً به منظور اجتناب از این پیچیدگی ها، تحلیل دینامیکی این سازه ها با فرض های ساده کننده ای همراه بوده است. در این تحقیق سعی شده است با احتساب عوامل تاثیر گذار فوق در حد قابل قبول، رفتار لرزه ای این سازه ها و اثر هر یک از این عوامل را با تحلیل رفتار یک سد قوسی نمونه مورد ارزیابی قرار داده و سپس مقایسه ای میان نتایج این مدل های واقع بینانه با مدل های شامل فرض های ساده کننده صورت پذیرد. جهت انجام تحلیلهای عددی، نرم افزار المان محدود ANSYS 11 بدلیل قابلیت های آن و برخورداری از المانهای مناسب جهت مدلسازی تراکم پذیری آب مخزن و درزها و ناپیوستگیها در بدنه سد، مورد

استفاده قرار گرفته است. سد قوسی نمونه در این تحقیق سد بتنی قوسی ماروپوینت بوده و شتابنگاشت زلزله تفت و زلزله ناغان به منظور انجام تحلیلهای تاریخچه زمانی مورد استفاده قرار گرفته است.

فهرست مطالب

فصل اول : کلیات

- ۱-۱- مقدمه ۱
- ۲-۱- تحلیل سازه ای سدهای قوسی، پیچیدگی ها و عوامل موثر ۲
 - ۱-۲-۱- رفتار غیر خطی سدهای بتنی قوسی ۲
 - ۱-۱-۲-۱- رفتار غیر خطی ناشی از عملکرد بتن ۳
 - ۲-۱-۲-۱- رفتار غیر خطی ناشی از ترک خوردگی بدنه ۳
 - ۲-۲-۱- اندر کنش سد و آب مخزن ۵
 - ۳-۲-۱- اندر کنش سد و پی ۶
- ۳-۱- اهداف و روش پژوهش ۶
- ۴-۱- ساختار پایان نامه ۷

فصل دوم : پیشینه موضوع

- ۱-۲- مقدمه ۹
- ۲-۲- اندرکنش سد و آب مخزن ۱۰
- ۳-۲- اندرکنش سد و پی ۱۳
- ۴-۲- مدلسازی بدنه سدهای بتنی قوسی ۱۴
 - ۱-۴-۲- آنالیز سه بعدی با بهره گیری از المان های پوسته ۱۴
 - ۲-۴-۲- آنالیز سه بعدی با بهره گیری از المان های جامد ۱۵

فصل سوم : روشهای تحلیل دینامیکی سدها و الگوریتم تحلیلهای خطی به روش المان محدود

- ۱-۳-۱- مقدمه..... ۱۶
- ۲-۳-۲- تحلیل در محدوده زمان و فرکانس..... ۱۶
- ۳-۳-۳- الگوریتم تحلیلهای خطی به روش المانهای محدود..... ۱۸
- ۱-۳-۳-۱- تحلیل استاتیکی خطی..... ۱۸
- ۱-۳-۳-۱-۱- معادله تعادل استاتیکی..... ۱۸
- ۲-۳-۳-۱-۲- فرمولاسیون المانهای جامد خطی..... ۱۹
- ۲-۳-۳-۲- تحلیل دینامیکی خطی..... ۲۱

فصل چهارم : معادلات اندرکنش سد و آب مخزن و روشهای تحلیل آن

- ۱-۴-۱- مقدمه..... ۲۵
- ۲-۴-۲- معادلات حاکم بر سیستم سد و آب مخزن..... ۲۵
- ۱-۴-۲-۱- معادله حرکت سد (سد با مخزن خالی)..... ۲۵
- ۲-۴-۲-۲- معادله حرکت آب مخزن..... ۲۶
- ۱-۴-۲-۲-۱- شرایط مرزی مخزن..... ۲۸
- ۲-۴-۲-۲-۲- معادله تعادل دینامیکی مخزن..... ۳۰
- ۳-۴-۲-۳- معادله وابسته سد و آب مخزن..... ۳۱
- ۳-۴-۳- روشهای تحلیل سیستم سد و آب مخزن..... ۳۱
- ۱-۴-۳-۱- روش جرم افزوده اصلاح شده وسترگارد..... ۳۲
- ۲-۴-۳-۲- روش مستقیم..... ۳۵
- ۱-۴-۳-۳- روش تحلیل..... ۳۶

۳۷.....	۲-۲-۳-۴- روش متقارن بر اساس فشارهای گرهی
۳۹.....	۳-۲-۳-۴- روش شبه متقارن
۴۱.....	۳-۳-۴- روش مودال
۴۲.....	۱-۳-۳-۴- مسئله مقدار ویژه
۴۳.....	۲-۳-۳-۴- تحلیل مودال سد با مخزن خالی
۴۴.....	۳-۳-۳-۴- روش مودال غیر وابسته
۴۸.....	۴-۳-۳-۴- روش مودال وابسته

فصل پنجم : رفتار غیر خطی ناشی از وجود ناپیوستگیها در بدنه سد

۵۱.....	۱-۵- مقدمه
۵۱.....	۲-۵- کلیدهای برشی و تزریق درزها
۵۲.....	۳-۵- عوامل موثر در انتخاب مدل خواص المان درز
۵۳.....	۴-۵- مدل‌های گوناگون المان درز
۵۴.....	۱-۴-۵- مدل انفصالات گسسته
۵۷.....	۲-۴-۵- مقایسه المانهای با ضخامت محدود و ضخامت صفر
۵۸.....	۳-۴-۵- سابقه استفاده از المان های درز گسسته در آنالیز سدهای بتنی قوسی
۶۵.....	۵-۵- انتخاب المان درز
۶۶.....	۱-۵-۵- مدل رفتاری المان درز
۷۰.....	۲-۵-۵- روش حل مسأله تماسی مقید
۷۱.....	۱-۲-۵-۵- نحوه تعیین مقادیر سختی درز

فصل ششم : بررسی رویه انجام تحلیلهای و مدل‌های تحلیل شده

۶-۱- مقدمه.....	۷۳
۶-۲- رویه انجام تحلیلهای.....	۷۳
۶-۲-۱- ساخت مدل‌های المان محدود.....	۷۴
۶-۲-۱-۱- مدل بدنه سد.....	۷۵
۶-۲-۱-۲- مدل فونداسیون سد.....	۷۶
۶-۲-۱-۳- مدل مخزن سد.....	۷۷
۶-۲-۱-۴- شرایط مرزی اعمال شده.....	۷۸
۶-۲-۲- خصوصیات مصالح و پارامترهای بکار رفته در تحلیلهای.....	۸۱
۶-۳- معرفی مدل‌های تحلیل شده و مشخصات هندسی سد ماروپوینت.....	۸۳
۶-۴- بررسی نتایج تحلیلهای.....	۸۶
۶-۴-۱- پاسخ دینامیکی سد تحت مولفه افقی زلزله تفت.....	۸۸
۶-۴-۲- نتایج تحلیل استاتیکی مدل‌ها.....	۸۹
۶-۴-۳- نتایج تحلیل دینامیکی مدل‌ها.....	۹۰
۶-۴-۴- بررسی اثر تراکم پذیری آب مخزن.....	۹۳
۶-۴-۵- بررسی اثر درزها.....	۹۷
۶-۴-۶- بررسی اثر سختی پی.....	۱۰۳

فصل هفتم : نتیجه گیری و ارائه پیشنهادات

۱-۷- مقدمه..... ۱۰۷

۲-۷- خلاصه نتایج..... ۱۰۷

۳-۷- ارائه پیشنهادات..... ۱۰۸

منابع و مراجع..... ۱۰۹

فهرست اشکال

- شکل (۴-۱) شماره گذاری شرایط مرزی دریاچه سد ۲۸
- شکل (۴-۲) تعریف پارامترهای معادله (۴-۲۶) ۳۳
- شکل (۵-۱) المان CONTACT هشت گره ای (چهار گره ای مضاعف) ۶۷
- شکل (۶-۱) شکل کلی المان Solid 45 ۷۵
- شکل (۶-۲) شکل کلی المان Fluid 30 ۷۷
- شکل (۶-۳) مدل المان محدود سد ماروپوینت با مخزن ۷۹
- شکل (۶-۴) نمای بالادست سد ماروپوینت ۷۹
- شکل (۶-۵) نمای پایین دست سد ماروپوینت ۷۹
- شکل (۶-۶) پلان سد ماروپوینت ۷۹
- شکل (۶-۷) نمای کناری سد ماروپوینت ۷۹
- شکل (۶-۸) مدل المان محدود سد، مخزن و پی ۸۰
- شکل (۶-۹) هندسه و مختصات سد ماروپوینت ۸۴
- شکل (۶-۱۰) شتابنگاشت مؤلفه افقی (در امتداد رودخانه) زلزله تفت ۸۵
- شکل (۶-۱۱) شتابنگاشت مؤلفه افقی (در امتداد رودخانه) زلزله ناغان ۸۶
- شکل (۶-۱۲) طیف دامنه فوریه شتابنگاشت زلزله ناغان ۸۶
- شکل (۶-۱۳) تعریف نقاط مورد بررسی ۸۸
- شکل (۶-۱۴) فشار هیدرواستاتیک و حداکثر فشار هیدرودینامیک بر روی طره مرکزی سد ۹۲

- شکل (۶-۱۵) تغییر شکل سد در لحظه وقوع حداکثر تنش کششی در نقطه 1 ۹۶
- شکل (۶-۱۶) مقایسه تاریخچه زمانی تنش اصلی کششی نقطه 1 در مدل‌های A2,A1 ۹۶
- شکل (۶-۱۷) مقایسه تاریخچه زمانی تغییر مکان نقطه 1 در مدل‌های A2,A1 ۹۷
- شکل (۶-۱۸) تغییر شکل سد در لحظه رسیدن نقطه 1 به حداکثر تنش کششی ۹۸
- شکل (۶-۱۹) مقایسه تاریخچه زمانی تنش اصلی کششی نقطه 1 در مدل‌های 5,1 ۹۸
- شکل (۶-۲۰) مقایسه تاریخچه زمانی تغییر مکان نقطه 1 در مدل‌های 5,1 ۹۹
- شکل (۶-۲۱) مقایسه تاریخچه زمانی تنش اصلی کششی نقطه 2 در مدل‌های 5,1 ۱۰۰
- شکل (۶-۲۲) تغییر شکل سد در لحظه رسیدن نقطه 3 به حداکثر تنش کششی ۱۰۱
- شکل (۶-۲۳) مقایسه تاریخچه زمانی تنش اصلی کششی نقطه 3 در مدل‌های 5,1 ۱۰۲
- شکل (۶-۲۴) تغییر شکل سد در لحظه وقوع حداکثر تنش فشاری ۱۰۲
- شکل (۶-۲۵) مقایسه تاریخچه زمانی تغییر مکان نقطه 1 در مدل‌های 3,1 ۱۰۳
- شکل (۶-۲۶) مقایسه تاریخچه زمانی تنش اصلی کششی نقطه 1 در مدل‌های 3,1 ۱۰۴
- شکل (۶-۲۷) مقایسه تاریخچه زمانی تنش اصلی کششی نقطه 2 در مدل‌های 3,1 ۱۰۴
- شکل (۶-۲۸) مقایسه تاریخچه زمانی تغییر مکان نقطه 1 در مدل‌های 7,5 ۱۰۵
- شکل (۶-۲۹) مقایسه تاریخچه زمانی تنش اصلی کششی نقطه 1 در مدل‌های 7,5 ۱۰۵
- شکل (۶-۳۰) مقایسه تاریخچه زمانی تنش اصلی کششی نقطه 2 در مدل‌های 7,5 ۱۰۶

فهرست جداول

جدول (۱-۵) مدل‌های مختلف ارائه شده برای المانهای درز	۵۶
جدول (۲-۵) وضعیت المانهای تماس در ANSYS	۶۶
جدول (۱-۶) المانهای بکار رفته در مدلها	۷۵
جدول (۲-۶) تعداد المانهای بکار رفته در اجزای مدلها	۸۰
جدول (۳-۶) مشخصات آب مخزن و خصوصیات الاستیک مصالح	۸۱
جدول (۴-۶) ضرایب میرایی رایلی	۸۲
جدول (۵-۶) مشخصات هندسی سد ماروپوینت	۸۴
جدول (۶-۶) معرفی مدل‌های تحلیل شده	۸۵
جدول (۷-۶) نواحی مهم مورد بررسی بر روی بدنه سد	۸۷
جدول (۸-۶) نتایج حداکثر جابجایی در نقطه 1 تحت اثر مؤلفه افقی زلزله تفت	۸۹
جدول (۹-۶) ارائه نتایج بیشینه در تحلیل‌های استاتیکی	۹۰
جدول (۱۰-۶) ارائه نتایج بیشینه در نقاط 2,1	۹۱
جدول (۱۱-۶) نتایج حداکثر تنش اصلی فشاری	۹۱
جدول (۱۲-۶) حداکثر تنش اصلی کششی در نقطه 3	۹۲
جدول (۱۳-۶) مشخصات هندسی نمونه های سد بتنی قوسی (مقادیر بر حسب متر)	۹۳
جدول (۱۴-۶) ارائه نتایج بیشینه در نقاط 2,1	۹۳
جدول (۱۵-۶) نتایج حداکثر تنش اصلی فشاری	۹۴

فصل اول

کلیات

۱-۱ مقدمه

هم اکنون به دلیل افزایش روز افزون احتیاجات بشر به فرآورده های کشاورزی و نیاز جامعه به منافع حاصل از انرژی، تأمین هرچه بیشتر آب و استفاده صحیح از آن بیش از پیش ضروری به نظر می رسد. یکی از بهترین راههای ذخیره آب، مهار آبهای سطحی و ذخیره سازی آن در مواقعی است که مصرف نسبی آب کمتر است. شواهد تاریخی بدست آمده نشان می دهد که بشر از دیرباز به این موضوع واقف بوده و برای نگهداری آب از مخازن طبیعی و یا مصنوعی استفاده می کرده و بر روی بعضی رودها، سدها و بندهایی برای استفاده از آب آنها احداث نموده است. یونانیان، مصریان، چینیان و ایرانیان باستان هرکدام به تنهایی دانش ایجاد سدها و بندها را بنا نهاده اند. در ایران امروز نیز، با توجه به کمبود آب و احتیاج شدید بخش های مختلف اقتصادی و اجتماعی جامعه به آن، لزوم ساختن سدها، امری مسلم است. یکی از انواع سدهای بتنی، سد قوسی می باشد. شکل هندسی خاص این نوع سد باعث می شود تا مقدار زیادی از نیروهایی که از طرف آب مخزن به آن وارد می شود، توسط عملکرد قوسی سازه به تکیه گاه های کناری آن انتقال یابد. لذا می توان دو مزیت عمده را نسبت به سدهای بتنی وزنی برای آن شمرد؛ اول اینکه به دلیل نازک بودن بدنه ی سد، حجم بتن ریزی کمتری برای احداث آن ها لازم است. این موضوع، موجب اقتصادی شدن چنین سازه ای می شود. مزیت دوم آن که به دلیل عملکرد قوسی، نیروهای کششی موجود در بدنه، کاهش می یابد. در این فصل خلاصه ای از آنچه که در یک تحلیل دقیق سیستم سد، مخزن و پی باید در نظر داشت بیان می گردد. در ادامه به منظور دست یابی به یک نگاه اجمالی نسبت به این تحقیق، اهداف و روش پژوهش همچنین ساختار رساله به اختصار بیان شده است.

۲-۱- تحلیل سازه ای سدهای قوسی، پیچیدگی ها و عوامل موثر

سدها از جمله سازه هایی هستند که باید در تحلیل، طراحی و ساخت آنها دقت مضاعفی جهت ایمن بودن هرچه بیشتر طرح به کار برده شود. از سوی دیگر، با توجه به حجم عملیات اینگونه سازه ها، چنانچه فقط ایمنی مد نظر قرار گیرد، طرح غیر اقتصادی و در مواردی غیر عملی خواهد شد. بنابراین به منظور تأمین هر دو مسئله ایمنی و اقتصاد بطور همزمان، باید مبادرت به انتخاب مدل هرچه دقیق تر برای تحلیل و طراحی کرد. سدهای قوسی بدلیل نوع هندسه آنها تنها با مدل‌های سه بعدی قابل تحلیل بوده و استفاده از مدل‌های دو بعدی نظیر آنچه در سدهای وزنی متداول است مقدور نمی باشد. رفتار این نوع سدها به ویژه در حالات بارگذاری دینامیکی (مانند زلزله) بسیار پیچیده خواهد بود.

برخی از عوامل موثر که لحاظ کردن اثر آنها در درک بهتر رفتار لرزه ای این سازه ها ضروری است عبارتند از:

۱- رفتار غیر خطی سدهای بتنی قوسی

۲- اندرکنش سد و آب مخزن

۳- اندرکنش سد و پی

در ادامه هریک از این موارد بطور اجمالی توضیح داده می شوند.

۲-۱-۱ رفتار غیر خطی سدهای بتنی قوسی

باید در نظر داشت که عوامل مختلفی در رفتار غیر خطی سدهای بتنی قوسی تأثیر گذارند که در ادامه به بررسی آنها پرداخته می شود.

۱-۲-۱- رفتار غیر خطی ناشی از عملکرد بتن

بتن حجیم که در ساخت سدهای بتنی قوسی بکار می رود، ماده ای است غیر همگن که دارای رفتار متفاوتی در فشار و کشش می باشد. همچنین رابطه تنش و کرنش در آن دارای پیچیدگی های خاصی است. عواملی مانند مسیر بارگذاری، سرعت بارگذاری، درجه حرارت، میزان رطوبت، بارگذاریهای دراز مدت و... می توانند باعث تغییر در رابطه تنش- کرنش بتن شوند. برای مطالعه بیشتر در این زمینه می توان به پژوهشهای صورت گرفته از سوی لطفی، اسپندار و Noruziaan مراجعه کرد [40,1,6].

۱-۲-۲- رفتار غیر خطی ناشی از ترک خوردگی بدنه

از دیگر عوامل بروز رفتار غیر خطی در سدهای بتنی، ایجاد ترک در بدنه آنهاست. به طور کلی، ایجاد دو نوع ترک در بدنه ی سدهای قوسی امکان پذیر است. دسته ی نخست، ترکهایی هستند که به دلیل شیوه اجرای سدهای قوسی در بدنه آنها به وجود می آیند. این ترکها در واقع نوعی گسستگی هندسی یا درز هستند که ویژگی بارزشان، قابل پیش بینی بودن محل ایجادشان است.

این نوع درزها خود به سه دسته تقسیم می شوند:

۱- درزهای انقباضی (قائم)، که بین دو بلوک مجاور هم به وجود می آیند.

۲- درزهای پیرامونی (محیطی)، که در محل اتصال بدنه سد به سنگ پی ایجاد می گردند.

۳- درزهای اجرایی (افقی)، که به علت فاصله زمانی میان بتن ریزی دو لیفت متوالی ایجاد می

شوند.

مدل سازی این گونه درزها، با بهره گیری از مدل‌های موسوم به ترک گسسته^۱ امکان پذیر است. از آنجایی که بتن یک ماده ترد^۲ می باشد لذا در اثر تنش های کششی مستعد ترک برداشتن است. برای جلوگیری از ایجاد و توسعه تنشهای کششی در اثر انقباض و کاهش دما در توده بتن، سدهای قوسی به صورت مجموعه ای از بلوکهای یکپارچه قائم که توسط درزهای انقباضی از یکدیگر جدا می گردند ساخته می شوند. در یک سد قوسی احداث شده در منطقه ای با لرزه خیزی زیاد، این بلوکهای قائم یکپارچه در خلال زلزله در اثر باز شدن و بسته شدن و یا لغزش برشی سطوح درزها نسبت به هم دچار جابه جایی می شوند. در شرایط استاتیکی، درزها در نتیجه فشار هیدرواستاتیکی آب مخزن تحت نیروهای فشاری قرار دارند و این نیروهای فشاری در امتداد محور قوسها به تکیه گاههای جناحین سد منتقل می گردند. اما در شرایط دینامیکی (مانند وقوع زلزله یا انفجار) نیروهای فشاری و کششی توانان به درزها وارد می گردند که اگر نیروهای کششی به وجود آمده در محل درزها از نیروهای فشار هیدرواستاتیک وارده توسط آب مخزن تجاوز کند درزها شروع به باز شدن می نمایند. بعد از وقوع این پدیده سهم بزرگی از تنشهای کششی در امتداد قوسها آزاد شده و سبب انعطاف پذیری سازه سد می شوند و نهایتاً ممکن است که در نتیجه باز توزیع نیروها از جهت قوسی به جهت طره، تنشهایی بزرگتر از محدوده مجاز بتن در جهت طره ها در بلوکهای قائم یکپارچه ایجاد گردند. از سوی دیگر در محل درزهایی که به صورت جزئی باز شده اند ممکن است که در نتیجه کاهش سطح باربر درز، بتن مجاور آن در اثر ازدیاد تنشهای فشاری تخریب گردد.

دسته دوم ترکها، ترکهایی هستند که در قسمتهای پیوسته بدنه ی سد در حد فاصل میان درزهای آن ایجاد می گردند. نشانه ی بارز این گونه ترکها، مشخص نبودن محل دقیق ایجاد آنهاست، به گونه ای که در هر نقطه در بدنه ی سد که تنشهای کششی بیش از مقاومت بتن باشند امکان وقوع این نوع

1- Discrete crack

2- Brittle

ترک خوردگی وجود دارد. در زمین لرزه های شدید ممکن است ترک های کششی رشد کرده و کل ضخامت سد را در بر گیرند و یا با پیوستن به درزهای انقباضی و اجرایی، مقدمات ناپایداری سازه را فراهم آورند. برای بررسی رفتار این گونه ترکها، پژوهشگرانی همچون لطفی، اسپندار و Noruziaan از مدل های ترک گسترده¹ بهره گرفته اند [40,1,6].

۱-۲-۲- اندر کنش سد و آب مخزن

اندر کنش بین سد و آب مخزن نقش بسیار مهمی در پاسخ سیستم دارد. از آنجا که آب نمی تواند تنش برشی را منتقل کند، لذا در طی حرکات ناشی از زلزله، به طور مستقیم تحت تأثیر قرار نمی گیرد. اما آب انباشته شده در پشت سد از اطراف با محیط های جامدی مانند بدنه ی سد، کف مخزن و کوه های پیرامونی در ارتباط است. این محیط های جامد در اثر زلزله به حرکت در آمده و انرژی حاصل را به صورت امواج فشاری به آب منتقل می کنند. در اثر انرژی جذب شده، آب موجود در مخزن به تلاطم در آمده و سبب به وجود آمدن فشارهای دینامیکی بر محیط جامد اطراف می گردد. از آنجا که کوه های اطراف از سختی قابل توجهی برخوردارند، لذا این فشارها اثر چندانی بر آنها ندارد، ولی بدنه ی سد به عنوان یک پوسته ی نازک، تحت تأثیر این فشارها واقع می شود. در نتیجه، این فشارهای هیدرودینامیکی، بر پاسخ سیستم اثر زیادی خواهد داشت و بالعکس، انعطاف پذیری بدنه ی سد، باعث ایجاد تغییراتی در فشارهای هیدرودینامیکی خواهد گردید. این تأثیر متقابل، به مسئله ی اندر کنش سد و آب مخزن معروف است [3]. در نظر گرفتن اندر کنش بین سد و آب مخزن، منجر به ادغام دو سیستم مجزای سازه و آب شده و باعث کاهش فرکانس های طبیعی سد می شود [4].

1- Smeared crack

۱-۲-۳- اندر کنش سد و پی

از آنجا که سدهای قوسی فشارهای وارده از سوی آب مخزن و همچنین سایر بارگذاری ها را از طریق انتقال این فشارها به تکیه گاههای جناحین سد و دیواره دره تحمل می کنند لذا اثر متقابل سد و پی در این گونه سدها نسبت به سدهای وزنی دارای اهمیت بیشتری است. با توجه به این که در تحلیل نمی توان به صورت منطقی و واقعی حرکت آزادانه زمین را در طول ناحیه اتصال بدنه به پی مدل کرد لذا معمولاً از یک فرض ساده کننده برای پی استفاده می شود. این فرض مبتنی بر در نظر گرفتن اثر انعطاف پذیری شالوده و صرفنظر کردن از خواص اینرسی و استهلاکی آن است.

۱-۳- اهداف و روش پژوهش

بررسی رفتار سدهای بتنی قوسی همواره مورد توجه پژوهشگران بوده و محققان مختلف در پی آن بوده اند که برداشت واقعی تری از رفتار سدهای قوسی داشته باشند. به همین دلیل به مطالعه دقیق رفتار بدنه سد، آب مخزن و سنگ پی پرداخته اند. با این وجود، در بسیاری از پژوهش هایی که هدف اصلی آنها، بررسی رفتار درزهای انقباضی بدنه سد بوده، از مطالعه دقیق و واقعی اثرات مخزن و سنگ پی بر روی پاسخ لرزه ای سد، صرف نظر شده و برای بررسی این اثرات از روش های تقریبی بهره گرفته شده است. پاره ای از فرض های ساده کننده ای که در بسیاری از پژوهشهای صورت گرفته پیشین یک یا چند مورد از آنها مورد استفاده قرار گرفته اند عبارتند از صرف نظر کردن از اثرات تراکم پذیری سیال، یکپارچه در نظر گرفتن بدنه سد و لحاظ نکردن تاثیر درزهای موجود در آن. مطالعات انجام شده بر روی رفتار خطی سدهای بتنی قوسی بیانگر این واقعیت است که در نظر گرفتن اندر کنش سد و آب مخزن، اثر قابل ملاحظه ای بر پاسخ لرزه ای سد می گذارد. لذا می توان انتظار داشت در مدل های غیر خطی هندسی بدنه نیز، در نظر گرفتن تراکم پذیری آب و تاثیر شالوده سد باعث

ایجاد تغییرات محسوسی در پاسخ دینامیکی سد گردد. در این پژوهش تلاش شده تا رفتار لرزه ای سد های بتنی قوسی و تاثیر فشارهای هیدرودینامیکی مخزن بر روی آن بررسی گردد و بر اساس امکانات سخت افزاری و نرم افزاری موجود رفتار سد های قوسی را مورد بررسی قرار داده و اثرات مخزن و پی را به شکلی قابل قبول به احتساب بیاوریم، تا بتوان به برداشت واقعی تری نسبت به رفتار دینامیکی این گونه سازه ها دست یافت. لذا اهداف این رساله را می توان در موارد زیر خلاصه کرد:

- ۱- مدل سازی سه بعدی مجموعه سد، مخزن، پی و بررسی رفتار لرزه ای آن
 - ۲- مدلسازی آب مخزن با المان های آکوستیک سیال و بررسی اندر کنش سد و مخزن
 - ۳- مدل کردن درزهای موجود در بدنه سد با بهره گیری از المانهای تماسی
 - ۴- ارزیابی تاثیر درزها، پی و فشارهای هیدرودینامیکی مخزن بر روی پاسخ لرزه ای سد به کمک آنالیز یک سد بتنی قوسی نمونه و بررسی و تفسیر نتایج آن
- برای انجام تحلیل های عددی نرم افزار المان محدود ANSYS 11 مورد استفاده قرار گرفته است.

۴-۱- ساختار پایان نامه

این رساله شامل هفت فصل بوده که مطالب هر فصل به شرح زیر می باشند:

در فصل اول، مطالبی به منظور آشنایی خواننده با فضای مسئله ارائه شده و سپس موضوع اصلی رساله تعریف می گردد. در ادامه اهداف و روش انجام تحقیق شرح داده شده است.

در فصل دوم، مروری بر مطالعات صورت گرفته پیشین در زمینه تحلیل دینامیکی سیستم سد، مخزن و پی ارائه شده است.

برای تحلیل دینامیکی سدها، روش های مختلفی وجود دارد. در فصل سوم، تحلیل دینامیکی در محدوده فرکانس و در محدوده زمان بحث می شوند. همچنین در این فصل الگوریتم تحلیلهای سازه

ای بر اساس روش المانهای محدود شامل تحلیلهای استاتیکی و دینامیکی در حالت خطی بیان شده اند.

در فصل چهارم، به تشریح معادلات حاکم بر سیستم های سد و آب مخزن به طور مجزا پرداخته شده است. همچنین در این فصل روشهای تحلیل سیستم سد و آب مخزن مورد بررسی قرار گرفته است.

در فصل پنجم، رفتار غیر خطی ناشی از وجود درزها و انفصالات گسسته مورد بحث قرار گرفته است.

در فصل ششم، نحوه پیاده سازی مسئله تحلیل سیستم وابسته سد، مخزن و پی در هر دو حالت خطی و غیر خطی هندسی در نرم افزار ANSYS ارائه شده است. سپس به معرفی مدل های تحلیل شده، و تفاوت هایی که با یکدیگر دارند پرداخته شده است. و در ادامه نتایج تحلیل هر یک از مدل ها مورد بررسی قرار گرفته است.

در فصل هفتم، نتایج حاصل از این تحقیق، همچنین پیشنهاداتی جهت مطالعات آینده ارائه گردیده است.

فصل دوم

پیشینه موضوع

۲-۱- مقدمه

آنالیز سدهای بتنی قوسی همواره از جمله مسائل پیچیده در مهندسی سازه بوده است. این پیچیدگی از آنجا ناشی می شود که مدل سازی بدنه ی سد، پی و آب مخزن هر یک به تنهایی مشکلاتی را به همراه دارد. در زمان وقوع زلزله، اندر کنش این سه سیستم، به همراه غیر یکنواخت بودن موج ورودی زمین لرزه، تشکیل چنان سیستم به هم پیوسته و پیچیده ای را می دهد که حل کامل آن تا کنون برای پژوهشگران فراهم نشده است. لذا هر یک از آنها کار تحقیقاتی خود را بر روی بخشی خاص از این سیستم متمرکز نموده اند. با بررسی مطالعات و تحقیقاتی که در زمینه رفتار سدهای قوسی صورت گرفته این واقعیت مشهود است که حجم و تعدد مطالعاتی که هدف از آنها بررسی رفتار دینامیکی سدهای بتنی و به ویژه سدهای بتنی قوسی بوده است، بسیار کمتر از مطالعات انجام شده بر روی رفتار استاتیکی این سازه ها می باشد. از جمله دلایل مهم این امر می توان به حجم بالای محاسبات در یک تحلیل دینامیکی در قیاس با یک تحلیل استاتیکی اشاره کرد. همانطور که پیشتر نیز بر لزوم تحلیل سه بعدی سدهای قوسی اشاره شد و با عنایت به این مهم که برای دستیابی به تصویری دقیق از رفتار دینامیکی این سازه ها، احتساب مخزن، پی، رفتار غیرخطی که بدنه ی سد بروز می دهد، و آثار متقابلی که بر یکدیگر می گذارند از ملزومات است، می توان به تصویری از مسئله، حجم و پیچیدگی محاسبات آن دست یافت. بدیهی است این حجم از محاسبات، امکانات سخت افزاری خاصی را می طلبد که تنها در چند دهه ی اخیر در اختیار محققان قرار گرفته است. در این فصل پیشینه مطالعاتی را که هدف از آنها کمک به درک بهتر رفتار دینامیکی سدهای قوسی بوده است را به سه بخش مطالعات انجام شده با هدف بررسی مسئله اندر کنش سد و آب مخزن، بخش مطالعات انجام شده در خصوص مسئله اندر کنش سد و پی و بخش مطالعات صورت گرفته در مورد مدل سازی بدنه ی سدهای قوسی تقسیم کرده و به هر یک به طور جداگانه پرداخته می شود.

۲-۲- اندرکنش سد و آب مخزن

در مورد مسئله ی اندر کنش آب- سازه در تحلیل دینامیکی سدها، تحقیقات زیادی انجام شده است. وسترگارد اولین کسی بود که فشار هیدرودینامیکی آب را بر روی بالا دست سد در اثر حرکت افقی زمین محاسبه کرد. وی فرض کرد که سد و پی آن صلب باشد و سیال تراکم ناپذیر، کف مخزن افقی، وجه بالا دست سد قائم و طول مخزن بینهایت باشد [48].

ایجاد و تکامل ابزارهای محاسباتی قوی و تکامل روش های عددی، تحول عظیمی در نحوه ی بررسی موضوعات مختلف ایجاد کرد که مسئله ی آنالیز لرزه ای سد نیز از این مورد تبعیت می کند. با تکامل روش های عددی مانند اجزا محدود، این امکان برای محققین فراهم شد که پارامترهای گسترده تری را بررسی کنند و این امر به بررسی همه جانبه ی مسئله و مشخص شدن اثر پارامترهای مختلف و در نهایت ایجاد تئوری های جامع تر منجر شد. از طرف دیگر، با ایجاد و گسترش کامپیوتر ها دانشمندان توانستند حجم زیادی از محاسبات را در زمان کوتاهی انجام دهند که جهش بزرگی را در علوم ایجاد کرد. مطالعات عددی زیادی بر روی رفتار دینامیکی سدهای بتنی قوسی انجام گرفته است که بسیاری از آن ها به تأثیر فشار هیدرودینامیک بر روی سد با استفاده از المان محدود [29]، المان های مرزی [46,32] و یا تفاضلات محدود [47] می پردازند. چوپرا با استفاده از آنالیز مختلط و با لحاظ فرضیات وسترگارد اقدام به حل تحلیلی معادله هلمهولتز نمود. وی مولفه افقی و قائم زلزله را محسوب نمود. چوپرا نشان داد که اگر سیال تراکم ناپذیر فرض شود می توان از ایده جرم افزوده استفاده کرد. نتایج محاسبه شده از زلزله السنترو نشان می دهد که صرف نظر کردن از تراکم پذیری در حالت تحریک افقی می تواند منجر به خطایی در حدود ۵۱٪ در محاسبه نیروی جانبی زلزله گردد، همچنین خطای صرف نظر کردن از امواج سطحی در حالت تحریک افقی حدود ۵۵٪ می باشد و اینکه عدم لحاظ مولفه قائم زلزله منجر به خطای قابل توجهی نخواهد شد [17].

چوپرا و کلاف، ابتدا روش المان های محدود را برای آنالیز رفتار سد تحت بار زلزله بدون در نظر گرفتن اثر اندرکنش سد و مخزن به کار بردند [19]. بعدها روش المان های محدود برای تحلیل سیستم سد و مخزن مورد استفاده قرار گرفت. یکی از روش هایی که چوپرا و همکارانش برای این منظور به کار بردند به این شکل است که با استفاده از المان های محدود مناسب، بدنه ی سد را مدل کرده و تغییر شکل سد را با استفاده از روش ترکیب مدهای ارتعاشی بدست می آورند، مخزن سد نیز به صورت محیط پیوسته و نیمه بینهایت و پی نیز به صورت محیط نیمه بینهایت همگن مدل می شوند.

زینکویچ با طبقه بندی مسائل اندرکنشی اقدام به معرفی دیدگاه های اوپلری و لاگرانژی در حل مسائل اندرکنش آب و سازه نمودند. او و همکاران گزینه های مختلف دیدگاه های اوپلری (گسسته سازی فشار یا پتانسیل سرعت) را هم مطرح کردند [50].

حمدی و همکاران نوشتار لاگرانژی را برای حل مسائل اندرکنش سازه و سیال بکار بردند. آنها یک اصل تغییرات در ترم های جابه جایی برای سازه و سیال برای آنالیز ارتعاشی هارمونیک سیال تراکم پذیر ارائه کردند. قید چرخشی به صورت تابع جریمه در نوشتار ایشان اعمال شد [30].

ویلسون چند المان محدود جدید برای شبیه سازی مسائل دو بعدی و سه بعدی سیستمهای دارای اثر متقابل سازه و سیال ارائه کرد. این المان ها بر اساس نوشتار لاگرانژی بنیان نهاده شده است [49].

شاران مدلی برای لحاظ کردن میرایی انتشاری امواج هیدرودینامیک در سدها تحت اثر زلزله افقی ارائه کرد. نشان داده شده که شرط مرزی سومرفلد و مشابه آن برای فرکانس های تحریک بزرگ تر از فرکانس طبیعی اول مخزن مناسب هستند و برای فرکانس های پایین تر که در پاسخ سازه مهم تر می باشند، مناسب نمی باشند. از این رو مرز قطع شده بالادست بایستی در فاصله بزرگی از سد (حدوداً ۲ برابر ارتفاع سد) قرار گیرد. مزیت مدل ارائه شده در این تحقیق در این است که مرز قطع

شده در فاصله خیلی کوچکی از سد (تا $0.1H$) قرار می گیرد، که منجر به مزیت محاسباتی عمده ای خواهد شد [42].

کامارا نتایج حاصله از آزمایش ارتعاش اجباری یک سد واقع در پرتقال را با نتایج عددی حاصله از روش المان های محدود مقایسه کرد. برای مخزن و شرایط انتشاری امواج فشاری سه فرض مختلف در نظر گرفته شد. الف- سیال تراکم پذیر با انعکاس پاره ای امواج فشاری در مرز مخزن با پی. ب- سیال تراکم پذیر با انعکاس کلی امواج فشاری در مرز مخزن با پی و ج- سیال تراکم ناپذیر. مقایسه نتایج عددی با نتایج حاصله از آزمایش ارتعاش اجباری نشان می دهد که نتایج عددی حاصله از تحلیل با فرضیه دوم، سازگاری بیشتری با نتایج آزمایش دارد [15].

چاکر اندرکنش سد وزنی و مخزن را با روش لاگرانژی حل کرد. سیال تراکم ناپذیر، غیر لزج و با جابه جایی های کوچک فرض شده است. از المان های خربایی با سختی بزرگ برای برقراری تساوی جابجایی های گرهی نرمال در مرز سازه و سیال (روش پنالتی) استفاده شد [16].

قائمیان الگوهای مختلف حل نوسانی مسأله اندرکنش آب و سازه را با هم مقایسه کرده است. در این تحقیق دو روش جابه جایی نوسانی و فشار نوسانی برای حل مسأله اندرکنش آب و سازه پیشنهاد شده و نشان داده می شود که هر دو روش با اضافه شدن میرایی به صورت نامشروط پایدار می باشند. وی نتیجه گیری می کند که روش جابه جایی نوسانی حتی برای گام های زمانی بزرگ پایدار است اما روش فشار نوسانی چون ماتریس جرم را غیرقطری می کند توصیه نمی شود. نسخه اصلاح شده این مدل نیز برخی ناپایداری ها را نشان می دهد [28].

جذب امواج فشاری در کف مخزن، فاکتور مهمی است که ممکن است در بزرگی نیروی هیدرودینامیکی وارد بر سد، اثر مهمی داشته باشد. چوپرا و فنوس^۱ در سال 1985 جذب امواج هیدرودینامیکی توسط رسوبات کف مخزن را مدل کردند. این امواج در اثر برخورد با رسوبات کف

مخزن، مقدار زیادی از انرژی خود را از دست می دهند و لذا اثر آن ها بر روی بدنه ی سد کاهش می یابد [23]. لطفی^۱ و تسولاس^۲ در سال 1986 رسوبات را به صورت ماده ی ویسکوالاستیک خطی مدل کردند. تحلیل بر مبنای روش اجزای محدود و المان نیمه بینهایت بود که تمام اثرات اندرکنش در محاسبات در نظر گرفته شد [38].

۲-۳- اندرکنش سد و پی

چوپرا در ادامه کارهای قبلی خود که یک روش زیر سازه ای برای آنالیز خطی سدهای وزنی با لحاظ داشتن تأثیرات مخزن و انعطاف پذیری پی ارائه کرده بود، این روش را برای در نظر گرفتن رسوبات و نهشته های موجود در کف مخزن گسترش داد. در این تحقیق سد، مخزن و پی به صورت دو بعدی مدل شده و تحلیل با فرض رفتار خطی سازه و سیال در قلمرو فرکانس صورت گرفته است. در این تحلیل پی سد به صورت یک نیم فضای ویسکوالاستیک مدل شده و تأثیرات اندرکنش پی و سد به صورت تحلیلی در مدل لحاظ شده است. رویه فوق در نرم افزار EAGD-84 اعمال شده است [22].

چوپرا روش زیر سازه ای و برنامه کامپیوتری موجود برای آنالیز پاسخ حالت ماندگار سدهای قوسی را که پیشتر برای احتساب تأثیرات هیدرودینامیکی مخزن توسعه یافته بود، برای لحاظ کردن انعطاف پذیری پی گسترش داد. این روش از ترکیب پاسخ های هارمونیک برای بدست آوردن پاسخ لرزه ای سدهای قوسی استفاده می کند. در تحقیق ایشان رفتار سد خطی فرض شده است. سد با المان های پوسته ضخیم به همراه المان های انتقالی در مجاورت پی برای اتصال سازه به پی گسسته شده است.

1- Lotfi

2- Tassoulas

تنها انعطاف پذیری پی در تحلیل لحاظ شده و از تأثیرات میرایی و اینرسی آن صرف نظر شده است. در این تحلیل حرکت میدان آزاد به عنوان حرکت ورودی در نظر گرفته شده است [26].

عطاریان مدل دو بعدی سد وزنی کیلیرون^۱ واقع بر یک پی انعطاف پذیر همراه با مخزن را ارائه کرد. مخزن در جهت بالا دست دارای طول بینهایت بوده و وجه بالادست سد قائم فرض شده است [12].

۲-۴- مدل سازی بدنه سدهای بتنی قوسی

به طور کلی تکنیک های عددی و تحلیلی مرسوم برای مدل سازی بدنه ی سدهای قوسی را می توان به دو دسته ی عمده ی زیر تقسیم بندی نمود:

۱- آنالیز سه بعدی با بهره گیری از المان های پوسته^۲

۲- آنالیز سه بعدی با بهره گیری از المان های جامد^۳

در ادامه توضیحاتی در ارتباط با هریک از این روش ها ارائه می گردد.

۲-۴-۱- آنالیز سه بعدی با بهره گیری از المان های پوسته

استفاده از المان های پوسته، با طبیعت سدهای قوسی سازگاری زیادی دارد، زیرا از دیدگاه سازه ای، در واقع سد قوسی، پوسته ای است با ضخامت متغیر که در آن نیروهای غشایی و خمشی از اهمیت بالاتری برخوردار هستند. علاوه بر این، تعداد معادلات حاکم بر المان های پوسته نسبت به

1- Clearwen

2- Shell elements

3- Solid elements

المان های حجمی کمتر است. لذا این امر سبب شده، محققانی نظیر Fenves [24] و Dowling [21] از این نوع المان ها برای مدلسازی بدنه ی سدهای قوسی استفاده کنند.

با توجه به تغییرات قابل ملاحظه ضخامت سدهای قوسی در نزدیکی نشیمن گاه نسبت به بخشهای میانی آن، بعضاً از المان های مختلف برای مدلسازی هندسه ی سد استفاده شده است. بعنوان مثال Fenves از المان های پوسته ای سه بعدی برای مدل نمودن بخشهای نزدیک تکیه گاه، و از المان های پوسته ای ضخیم برای مدلسازی قسمتهای میانی بدنه، که از نشیمن گاه سد فاصله دارند، استفاده کرده اند [24]. لازم به ذکر است که المان های پوسته ای سه بعدی، المان هایی 16 گره ای، ایزوپارامتریک، با تغییر مکان و توابع انترپولاسیون درجه دوم در دو وجه سد و درون یابی خطی در ضخامت سد می باشد که توسط Ghaboussi ارائه شده اند [27]. افراد دیگری نظیر Dowling فقط از یک المان پوسته 4 گره ای برای مدلسازی کل بدنه سد استفاده کرده اند [21]. استفاده از المان های پوسته ای مشکلاتی را به همراه دارد. رابطه سازی دشوارتر المان پوسته ای نسبت به المان حجمی، مشخص نبودن فرمولاسیون المان درز مرتبط با المان پوسته بطور کامل، خطی فرض نمودن توزیع تنش ها در ضخامت المان که با واقعیت همخوانی ندارد و صرف نظر کردن از تنش های لایه میانی سد از جمله این مشکلات می باشند [1].

۲-۴-۲- آنالیز سه بعدی با بهره گیری از المان های جامد

قابلیت این نوع المان های سه بعدی در مدلسازی اجسام با هندسه پیچیده و همچنین سادگی توابع تغییر مکان آنها سبب کاربرد فراوان المان های حجمی در کلیه مسائل مهندسی و از جمله در آنالیز سدهای بتنی شده است. دو نوع از این المان ها، یعنی المان های حجمی 8 گره ای و 20 گره ای کاربرد بیشتری در مسائل سازه ای دارند.

فصل سوم

روشهای تحلیل دینامیکی سدها

و الگوریتم تحلیل‌های خطی به

روش المان محدود

۳-۱- مقدمه

برای تحلیل دینامیکی سدها، روش های مختلفی وجود دارد. در یک تقسیم بندی کلی، تحلیلهای دینامیکی، در محدوده فرکانس و یا در محدوده زمان انجام می شود. برای تحلیل سد در هنگام زلزله، روش های مختلفی نیز، توسط محققانی مانند چوپرا، فنوس، فوک و ... ارائه شده است. در این فصل به الگوریتم تحلیلهای استاتیکی و دینامیکی در حالت خطی که در مسائل مورد بحث در این رساله نیز مورد نیاز می باشند اشاره خواهد شد. این الگوریتمها بر اساس روش المانهای محدود به عنوان ابزار عددی حل معادلات مربوط به آنها بیان می گردند.

۳-۲- 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 بدست 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 بوسیله 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 میتوان کل بازه زمانی را به فواصل زمانی کوچکتری 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، درابتدای هر بازه زمانی ایجاد می کند. همین خواص در انتهای گام زمانی نیز ایجاد میشود. از این طریق با فرض جابجایی، سرعت و شتاب اولیه و انتگرالگیری 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 که کاربرد بیشتری دارد، در بخش (۳-۴) شرح داده خواهد شد. تحلیل در محدوده فرکانس، در مفهوم شبیه تحلیل دینامیکی تحت تاثیر بار نوسانی می باشد. در این روش، بار بر حسب مولفه های هارمونیک نوشته شده و عکس العمل سازه نسبت به هر مولفه تعیین گشته و در نهایت با استفاده از اصل انطباق مودها، عکس العمل های نهایی سازه، تحت تاثیر بار دینامیکی وارده بدست می آید. لذا جهت استفاده از این روش، سری فوریه برای توابع غیر نوسانی باید بسط داده شود [18].

تحلیل عکس العمل سازه در محدوده زمان، می تواند جهت ارزیابی عکس العمل سازه تحت هر بار دلخواه مورد استفاده قرار گیرد. اگر تابع تحریک دارای شکل دلخواه باشد، نمی توان از روش های دیگر استفاده کرد. اما بعضی اوقات بسیار ساده تر است که تحلیل در محدوده فرکانس انجام گیرد. این روش بدلیل سازگاریش با توابع امیدانس پی، به راحتی برای درنظر گرفتن اندرکنش پی- سازه پیاده سازی می شود. 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 در حالی که تحلیل در محدوده زمان برای تحلیلهای غیر خطی هم مناسب می باشد. دومین محدودیت اینکه تعیین پاسخ در محدوده فرکانس، برای طراح مد نظر نیست و روش پاسخ فرکانسی برای بدست آوردن پاسخ در محدوده زمان است که با استفاده از تکنیک تبدیل فوریه سریع حاصل می گردد. بنابراین محاسبات مستقیم در محدوده زمان 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 [3].

۳-۳- الگوریتم تحلیلهای خطی به روش المانهای محدود

امروزه روش المانهای محدود با توجه به سادگی، انعطاف پذیری و قابلیت مدل سازی هر گونه هندسه و شرایط مرزی به یکی از قوی ترین و مقبول ترین ابزارهای محققان در حل مسائل پیچیده تبدیل شده است. با توجه به اینکه آنچه در این بخش بیان می شود در تحلیل هر نوع سازه ای مشترک می باشد لذا برای آشنایی بیشتر خواننده با انواع تحلیلهای سازه ای، تفاوت آنها و چگونگی فرمولاسیون آنها به روش المانهای محدود، این بخش قبل از فصولی که بطور خاص به مسئله تحلیل سازه سد می پردازد آورده شده است.

۳-۳-۱- تحلیل استاتیکی خطی

باتوجه به اینکه تحلیلهای خطی استاتیکی به عنوان مبنای اولیه طراحی سدهای بتنی مطرح می باشند، لذا این تحلیلها به سهم خود از اهمیت ویژه ای برخوردارند. از سوی دیگر، رابطه سازی چنین تحلیلهایی در بسیاری از مراجع مربوط به روش المانهای محدود یافت می شود، لذا در اینجا فقط رئوس مطالب، به طور خلاصه ذکر می گردد.

۳-۳-۱-۱- معادله تعادل استاتیکی

معادله تعادل استاتیکی یک سیستم سازه ای به صورت زیر نوشته می شود

$$[K]\{U\} = \{R\} \quad (۱-۳)$$

که در این معادله: $[K]$ نشان دهنده ماتریس سختی سیستم، $\{U\}$ بردار جابجایی گره ای و $\{R\}$ بردار نیروی گره ای خارجی است که در ادامه به تشریح کامل تر آنها پرداخته می شود.

۳-۱-۲- فرمولاسیون المانهای جامد خطی

باتوجه به توانایی بالایی که المانهای جامد در مدل سازی سازه ها با هندسه پیچیده دارند، به همین دلیل برای مدل سازی بدنه سد، از المانهای جامد هشت گره ای ایزوپارامتریک استفاده شده است. ماتریس سختی این المانها از رابطه زیر بدست می آید :

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

دراین رابطه : $[B]$ ماتریس تبدیل جابجایی به کرنش و $[D]$ ماتریس صلبیت المان جامد می باشد

که به صورت زیر تعریف می شوند :

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

$$[B_i] = \begin{bmatrix} f_{ix} & 0 & 0 \\ 0 & f_{iy} & 0 \\ 0 & 0 & f_{iz} \\ f_{iy} & f_{ix} & 0 \\ 0 & f_{iz} & f_{iy} \\ f_{iz} & 0 & f_{ix} \end{bmatrix} \quad (۴-۳)$$

در رابطه (۴-۳)، تابع شکل گره i ام و اندیس دوم به معنی مشتق تابع شکل، نسبت به جهت های

x ، y یا z می باشد. ماتریس صلبیت نیز به صورت زیر نوشته می شود :

$$[D] = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} \end{bmatrix} \quad (۵-۳)$$

در رابطه فوق E و V به ترتیب بیانگر مدول الاستیسیته و ضریب پواسون مصالح می باشند. ماتریس $[D]$ ارتباط میان بردارهای تنش و کرنش را برقرار می کند. با بهره گیری از روش انتگرال گیری گاوس، هر انتگرال را می توان به صورت مجموع حاصلضرب مقادیر زیر انتگرال در ضرایب وزن گاوس در نقاط انتگرال گیری نوشت. لذا رابطه (۳-۲) به شکل زیر در می آید :

$$[K^e] = \sum_{k=1}^{nint} \sum_{j=1}^{nint} \sum_{i=1}^{nint} \left([B]^T [D] [B] |DJ| \right)_{ij,k} \cdot w_i w_j w_k \quad (۳-۶)$$

در این معادله $|DJ|$ دترمینان ژاکوبین، $nint$ تعداد نقاط انتگرال گیری هر راستا و w_i ضریب وزن روش انتگرال گیری گاوس در جهت i را تعریف می کند.

نیروهای حجمی (شامل نیروی وزن) در عمل تبدیل به نیروهای گره ای معادل می شوند. اگر شدت نیروهای حجمی در جهات x ، y و z به ترتیب با b_x ، b_y و b_z نشان داده شود، بردار نیروهای گره ای معادل برای المان حجمی از رابطه زیر بدست می آید :

$$\{R_B\} = \int_v [N] \begin{Bmatrix} b_x \\ b_y \\ b_z \end{Bmatrix} dv \quad (۳-۷)$$

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

$$[N] = \begin{bmatrix} [N_1] \\ \vdots \\ [N_i] \\ \vdots \\ [N_{nnode}] \end{bmatrix}, \quad [N_i] = \begin{bmatrix} f_i & 0 & 0 \\ 0 & f_i & 0 \\ 0 & 0 & f_i \end{bmatrix} \quad (۳-۸)$$

حال با بهره گیری از روش انتگرال گیری گاوس، رابطه (۳-۷) به صورت زیر نوشته خواهد شد :

$$\{R_B\} = \sum_{k=1}^{nint} \sum_{j=1}^{nint} \sum_{i=1}^{nint} \left([N] \begin{Bmatrix} b_x \\ b_y \\ b_z \end{Bmatrix} dv \right)_{ij,k} \cdot w_i w_j w_k \quad (۳-۹)$$

همچنین بردار نیروهای گره ای معادل، ناشی از فشار هیدروستاتیک وارد بر یک وجه المان، از رابطه ذیل حاصل می گردد :

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

در رابطه (۱۰-۳)، n_x ، n_y و n_z مولفه های بردار عمود بر سطح (به طرف داخل المان) در سه جهت x ، y و z می باشند. علاوه بر این، P فشار وارد بر هر وجه المان است که بصورت زیر تعریف می شود :

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

در معادله (۱۱-۳)، γ_w و h به ترتیب وزن مخصوص و حداکثر عمق آب مخزن می باشند. باید توجه داشت که در این رابطه، z بر حسب مختصات Z_k مربوط به گره های المان درونیابی شده است. با بهره گیری از روش انتگرال گیری گاوس، رابطه (۱۰-۳) به شکل زیر در می آید :

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

که در آن $|DJ|_{SURF}$ نشان دهنده دترمینان ماتریس ژاکوبین در سطح انتگرال گیری است. [5]

۳-۲- تحلیل دینامیکی خطی

در این بخش به بررسی معادلات تعادل و روش حل آنها در تحلیلهای دینامیکی خطی می پردازیم. معادله تعادل دینامیکی یک سیستم سازه ای به صورت زیر نوشته می شود :

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

در رابطه فوق، عبارات $[M]$ ، $[C]$ و $[K]$ به ترتیب ماتریس های جرم، میرایی و سختی سیستم می باشند و $\{R\}$ بردار نیروهای گره ای خارجی است. در روش نیومارک که از جمله روش های معمول در

حل معادله فوق می باشد بردارهای سرعت و جابجایی در لحظه $(n+1)$ بر حسب بردارهای سرعت و جابجایی لحظه ای n و بردارهای شتاب لحظات n و $(n+1)$ به شکل زیر نوشته می شوند :

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

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

در این معادلات δ و a ضرایب ثابتی بوده که باید از پیش تعیین شوند (به عنوان نمونه 0.25, 0.5).

$\{U\}$ ، $\{\dot{U}\}$ و $\{\ddot{U}\}$ نیز به ترتیب بیانگر بردارهای جابجایی، سرعت و شتاب می باشند.

از رابطه (15-3)، می توان 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 $(n+1)$ می باشد. از جایگزینی

رابطه (15-3) در (14-3) معادله زیر حاصل می شود :

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

به منظور سهولت روابط (16-3) و (17-3) را می توان 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 :

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

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

در معادلات فوق : $[\hat{K}]$ و $\{\hat{R}\}_{n+1}$ به ترتیب بیانگر ماتریس سختی موثر و بردار نیروی گره ای موثر 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 ماتریس های سختی، جرم و میرایی تشکیل شده اند. برای بدست آوردن ماتریس جرم، کافی است که کار مجازی نیروهای اینرسی محاسبه گردد. برای این منظور با بدست آوردن بردار جابجایی در هر نقطه (با استفاده از درونیایی مقادیر جابجایی در محل گره های المان به کمک توابع شکل) و نهایتاً مشتق گیری 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 $(8-3)$ و $[M^e]$ ماتریس جرم المان می باشد. از ترکیب ماتریسهای جرم المانهای مختلف، ماتریس جرم کل بدست می آید.

در صورت استفاده از روش انتگرال گیری مستقیم در محدوده زمان برای تحلیل دینامیکی، لازم است ماتریس میرایی به شکل صریح تعریف گردد. بدین منظور، معمولاً از روش میرایی رایلی کمک گرفته می شود که در آن ماتریس میرایی متناسب با ماتریس های جرم و سختی مشخص می گردد :

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

مقادیر و ضرایب اختیاری می باشند؛ معمولاً در تحلیل ها این ضرایب طوری انتخاب می شوند که میرایی معادل برای فرکانس های نزدیک مودهای اولیه سیستم برابر مقدار معینی (مثلاً 5%) گردد. [5]

فصل چهارم

معادلات اندرکنش سد و آب مخزن

و روش های تحلیل آن

۴-۱- مقدمه

پیش از آن که بتوان روش های تحلیل دینامیکی سیستم سد و آب مخزن را بیان کرد، باید معادلات حاکم بر سیستم های سد و آب مخزن به طور مجزا ارائه شود. در این فصل ابتدا ماتریس های سختی، جرم و میرایی برای سد و آب مخزن معرفی می شوند. در ادامه، معادله وابسته سد و آب مخزن می آید. مسئله دیگری که در مدل سازی مهم می باشد، شرایط مرزی اطراف مخزن است. معادلات مربوط به آن ها نیز بحث می شود. در نهایت روش های تحلیل سیستم سد و آب مخزن ارائه می گردد.

۴-۲- معادلات حاکم بر سیستم سد و آب مخزن

۴-۲-۱- معادله حرکت سد (سد با مخزن خالی)

سد به کمک المان های محدود مدل سازی می شود. با المان بندی سد، معادله حرکت به صورت زیر بیان می شود :

$$M\ddot{U} + C\dot{r} + Kr = 0 \quad (4-1)$$

$\dot{r}$ و $\ddot{u}$ بردارهای جابجایی و سرعت نسبی هستند و بردار شتاب مطلق است. M ، C و K به ترتیب ماتریس های جرم، میرایی و سختی می باشند. برای یک المان این ماتریس ها به صورت زیر تعریف می شوند :

$$M^e = \int \rho N N^T dv \quad (4-2)$$

$$K^e = \int B^T D B dv \quad (4-3)$$

$$C^e = \alpha M^e + \beta K^e \quad (4-4)$$

N ماتریس توابع شکل، ρ چگالی بتن، B ماتریس تبدیل جابجایی به کرنش و D ماتریس تبدیل کرنش به تنش است. رابطه (4-4) میرایی رایی می باشد. مقادیر α و β از روابط زیر بدست می آیند :

$$\begin{pmatrix} \alpha \\ \beta \end{pmatrix} = 2 \begin{pmatrix} \omega_j & \omega_i \\ -\frac{1}{\omega_j} & \frac{1}{\omega_i} \end{pmatrix} \frac{\omega_i \omega_j}{\omega_j^2 - \omega_i^2} \begin{pmatrix} \zeta_i \\ \zeta_j \end{pmatrix} \quad (5-4)$$

ζ_i و ζ_j به ترتیب درصد میرایی بحرانی در فرکانس مورد نظر ω_i و ω_j می باشند. در رابطه (4-1) بردار شتاب، مطلق است و به صورت زیر بامقادیر نسبی ارتباط دارد :

$$\ddot{U} = \ddot{r} + J \ddot{u}_g \quad (6-4)$$

در رابطه (6-4)، $\ddot{r}$ بردار شتاب نسبی است و $\ddot{U}_g$ نیز بردار شتاب زمین می باشد. همچنین داریم :

$$J = \begin{bmatrix} I_{3 \times 3} \\ I_{3 \times 3} \\ I_{3 \times 3} \\ \vdots \end{bmatrix} \quad (7-4)$$

با جایگذاری رابطه (6-4) در رابطه (4-1)، معادله تعادل دینامیکی حاکم بر سد با مخزن خالی به صورت زیر بدست می آید [14] :

$$M \ddot{r} + C \dot{r} + K r = -M J \ddot{u}_g \quad (8-4)$$

۴-۲-۲- معادله حرکت آب مخزن

اگر فرض شود که آب مخزن سیالی غیر چسبنده، تراکم پذیر و غیر چرخشی است، معادله دیفرانسیل حاکم بر سیال، معادله موج خواهد بود [51] :

$$\nabla^2 p - \frac{1}{c^2} \frac{\partial^2 p}{\partial t^2} = 0 \quad (9-4)$$

در رابطه بالا، p فشار هیدرودینامیک و c سرعت امواج فشاری در سیال می باشد. اگر δp به عنوان تابع وزن معرفی شود، به کمک روشهای تغییراتی برای حل عددی معادلات دیفرانسیل می توان نوشت :

$$\int_v \delta p \left(\nabla^2 p - \frac{1}{c^2} \frac{\partial^2 p}{\partial t^2} \right) dv = 0 \quad (10-4)$$

با استفاده از روش گالرکین، می توان رابطه (10-4) را به صورت زیر بیان نمود :

$$\int_v (N_x N_x^T + N_y N_y^T + N_z N_z^T) dv P^e + \frac{1}{c^2} \int_v N N^T dv \ddot{P}^e = \int_A N \frac{\partial p}{\partial n} dA \quad (11-4)$$

در رابطه بالا، n بردار واحد عمود بر مرز به طرف بیرون، N ماتریس توابع شکل و N_x و N_y و N_z نشان دهنده مشتق های آن نسبت به x ، y و z می باشند. با معرفی ماتریس های کمکی زیر می توان به فرم ساده تری از معادله بالا دست یافت :

$$\frac{1}{c^2} G^e \ddot{P}^e + H^e P^e = R^e \quad (12-4)$$

با استفاده از تعاریف ماتریس زیر :

$$H^e = \int_v (N_x N_x^T + N_y N_y^T + N_z N_z^T) dv \quad (13-4)$$

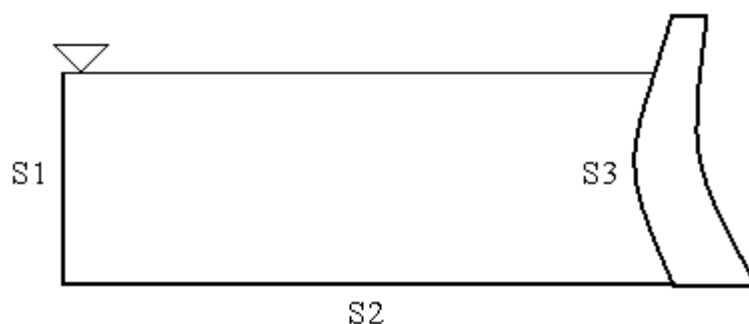
$$G^e = \int_v N N^T dv \quad (14-4)$$

$$R^e = \int_A N \frac{\partial p}{\partial n} dA \quad (15-4)$$

رابطه (15-4) مربوط به شرایط مرزی اطراف مخزن می باشد. با اعمال شرایط مرزی بر رابطه بالا، معادله تعادل دینامیکی آب مخزن بدست می آید. در ادامه به این مطلب می پردازیم.

۴-۲-۱- شرایط مرزی مخزن

جدای از سطح آب که شرط مرزی آن به راحتی اعمال می گردد، دریاچه سد دارای سه نوع شرط مرزی است (شکل ۴-۱). در این قسمت این شرایط بررسی می شود.



شکل (۴-۱) شماره گذاری شرایط مرزی دریاچه سد

- شرایط مرزی انتهای مخزن

این شرط مرزی در شکل (۴-۱)، با S1 مشخص شده است. در یک مخزن با انتهای نامحدود به یک مرز غیر انعکاسی نیازمندیم که در یک فاصله خاص از بالادست قرار گیرد تا امواج فشاری را که خارج می شوند، جذب کند. برای در نظر گرفتن این مرز، روش های مختلفی وجود دارد که از جمله روشهای متداول در این زمینه شرط مرزی سامرفیلد است :

$$\frac{\partial p}{\partial n} = -\frac{1}{c} \frac{\partial p}{\partial t} \quad (۴-۱۶)$$

C سرعت امواج فشاری در آب است.

برای در نظر گرفتن این مرز در نرم افزار ANSYS می توان از دوروش استفاده کرد، در روش اول میتوان با تعریف impedance بر روی سطوح انتهای مخزن آن سطوح را بعنوان سطوح جاذب موج فشاری تعریف کرد و در روش دوم میتوان با استفاده از المان خاصی به نام Fluid 129 در حالت دو

بعدی و Fluid 130 در حالت سه بعدی مرزهای غیر انعکاسی و اثرات جذب امواج در مرزها را مدل کرد.

- شرط مرزی کف مخزن

این شرط مرزی در شکل (۴-۱)، با S2 مشخص شده است. در گذشته، در سیستم سد-آب مخزن، معمولاً کف مخزن صلب فرض می شد. وجود لایه هایی از مواد رسوبی که به مرور زمان در کف مخزن انباشته شده باشند، می تواند نقش مهمی در کاهش انرژی سیستم از طریق انکسار امواج فشاری داشته باشد. در این مرز داریم :

$$\frac{\partial p}{\partial n} = -\rho a_g^n - q \frac{\partial p}{\partial t} \quad (4-17)$$

در این رابطه، ρ چگالی آب است و q ، مشخص کننده میزان جذب امواج هیدرودینامیکی فشاری در کف و اطراف مخزن در تماس با سنگ پی می باشد که ضریب استهلاک نامیده می شود. در ضمن نسبت ضریب انعکاس موج که برابر دامنه موج هیدرودینامیکی فشاری انعکاس یافته، به دامنه موج فشاری عمودی برخوردی در کف مخزن می باشد، با ضریب q به صورت زیر مرتبط می باشد [3]:

$$\alpha = \frac{1-qc}{1+qc}$$

در این رابطه c ، سرعت امواج در آب می باشد. ضریب انعکاس موج تعریف واضح تری از رفتار موج هیدرودینامیکی فشاری را در کف مخزن به نسبت ضریب استهلاکی q در اختیار می گذارد. ضریب انعکاس می تواند به طور تئوری در محدوده -1 تا 1 تغییر کند. برای یک پی صلب $q = 0$ بوده و در نتیجه $\alpha = 1$ می باشد. برای یک پی بسیار نرم $q = \infty$ است ($\alpha = -1$). اما معمول است که مقدار α را در محدوده 0 تا 1 در نظر بگیرند. این محدوده، می تواند بخش عظیمی از مصالحی را که به طور عملی در کف مخزن یافت می شود را پوشش دهد [3].

- شرایط مرزی سد با آب مخزن

این شرط مرزی در شکل (۴-۱)، با S_3 مشخص شده است. به طور کلی این شرط، در هنگام تماس سیال با المان های جامد انعطاف پذیر، نظیر تماس سیال با بدنه سد و یا حتی تماس سیال با سنگ پی هنگامی که اندرکنش آب مخزن و سنگ پی، دقیق مدل می شود، به کار می رود. در این حالت داریم :

$$\frac{\partial p}{\partial n} = -\rho \ddot{u}_n \quad (4-18)$$

۴-۲-۲-۲- معادله تعادل دینامیکی مخزن

با جایگذاری روابط (۴-۱۶) تا (۴-۱۸)، روابط شرایط مرزی آب مخزن، که در قسمت قبل اشاره شده) به ترتیب در (۴-۱۵) خواهیم داشت :

$$R^e = -L^e \dot{P}^e \quad (4-19) \text{ الف}$$

$$R^e = -\rho B^e J^e a_g - L^e \dot{P}^e \quad (4-19) \text{ ب}$$

$$R^e = -\rho B^e (\ddot{r}^e + J^e a_g) \quad (4-19) \text{ ج}$$

که ماتریس های B^e و L^e به فرم زیر بیان می شوند:

$$B^e = \int_A N n^T Q^T dA \quad (4-20)$$

$$L^e = q \int_A N N^T dA \quad (4-21)$$

Q در رابطه (۴-۲۰)، ماتریس توابع شکل المان جامد است که در مجاورت المان سیال می باشد و

n برداری است که مولفه های یک بردار واحد عمود بر مرز به طرف بیرون المان را در بر می گیرد.

با استفاده از روابط (۴-۱۹) و جایگزین کردن آن ها در معادله (۴-۱۲)، معادله تعادل دینامیکی

مخزن به صورت زیر به دست می آید :

$$\frac{1}{c^2} G \ddot{P} + L \dot{P} + H P = -\rho B \ddot{r} - \rho B J a_g \quad (22-4)$$

۴-۲-۳- معادله وابسته سد و آب مخزن

در روابط (۴-۸) و (۴-۲۲)، معادلات حاکم بر سیستم سد و آب مخزن به صورت مجزا بیان شد. برای ترکیب این معادلات، لازم است در معادله سد، اثر نیروی آب به صورت زیر اعمال شود :

$$M \ddot{r} + C \dot{r} + K r = -M J a_g + F_w \quad (23-4)$$

F_w بردار نیرویی است که به دلیل فشار آب، از طرف آب مخزن بر بدنه سد وارد می شود :

$$F_w = B^T P \quad (24-4)$$

از ترکیب معادلات (۴-۲۲)، (۴-۲۳) و (۴-۲۴) خواهیم داشت :

$$\begin{bmatrix} M & 0 \\ \rho B & \frac{1}{c^2} G \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{r} \\ \ddot{p} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} C & 0 \\ 0 & L \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{r} \\ \dot{p} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K & -B^T \\ 0 & H \end{bmatrix} \begin{bmatrix} r \\ p \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -M J a_g \\ -\rho B J a_g \end{bmatrix} \quad (25-4)$$

رابطه بالا، معادله وابسته سد و آب مخزن می باشد که در قسمت های بعدی روش حل آن ارائه می شود.

۴-۳- روشهای تحلیل سیستم سد و آب مخزن

پژوهش های انجام گرفته در زمینه رفتار دینامیکی سدهای قوسی بیانگر این واقعیت هستند که اندر کنش سد و آب مخزن نقش موثری در پاسخ لرزه ای سد خواهد داشت. تا به امروز، پژوهشگران از روش های گوناگونی برای در نظر گرفتن فشارهای هیدرو دینامیکی ناشی از اندرکنش بهره گرفته اند، که از آن جمله می توان به روندهای متکی بر تئوری های آب تراکم پذیر و آب تراکم ناپذیر در دامنه زمان یا فرکانس اشاره نمود. در بیشتر بررسی های انجام شده بر روی رفتار بدنه سد در محدوده زمان، به منظور ساده سازی، از تراکم پذیری آب مخزن صرف نظر شده و اندر کنش سد و آب مخزن توسط

ماتریس جرم افزوده وارد معادلات گردیده است. در این بخش سه روش جرم افزوده، مستقیم و مودال را که معمولاً در مواجهه با مسئله اندرکنش سد و مخزن بکار برده می شوند مورد بررسی قرار می دهیم.

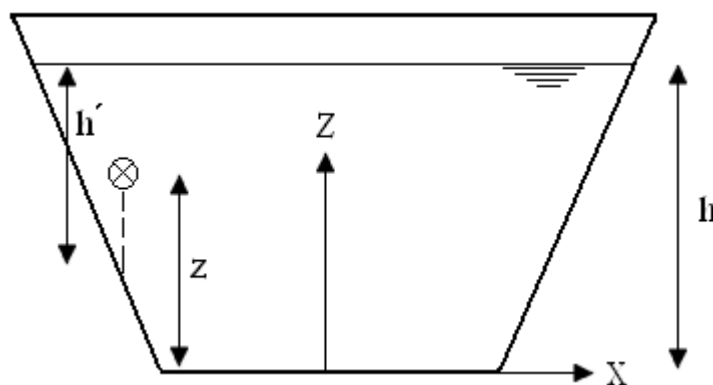
۴-۳-۱- روش جرم افزوده اصلاح شده وسترگارد

به صورت سنتی، اثرات دینامیکی آب مخزن در یک سیستم سد و آب مخزن به کمک روش جرم افزوده تخمین زده می شود. در این روش سیال تراکم ناپذیر فرض شده و اثر آن بر ویژگی های دینامیکی سازه، به صورت جرم ظاهری سیال که به جرم سازه اضافه می شود، مدل می گردد. با این کار سازه بدون سیال، ولی با جرمی که بدلیل وجود سیال به آن اضافه شده، تحلیل می شود. محققان مختلف مفهوم جرم افزوده را به دو شکل به کار برده اند : ۱- جرمی از سیال که باعث کاهش در فرکانس طبیعی یک سازه مرتعش می شود. میتوان نشان داد که کاهش فرکانس طبیعی یک سیستم چند درجه آزادی در تماس با مایع، تنها بدلیل افزایش جرم موثر می باشد. ۲- جرمی از سیال که نیروی هیدرودینامیک را بر سازه مرتعش اعمال می کند. شتاب یک سیستم مرتعش در برابر حجم یک سیال، باعث ایجاد فشارهای هیدرودینامیک یا نیروهایی در سیال می شود که ماکزیمم آنها در سطح واسط رخ می دهد. بزرگی نیروی هیدرودینامیک در یک نقطه خاص از سطح واسط، وابسته به شتاب سازه در آن نقطه است. بنابراین، نسبت بین دو پارامتر (یعنی نیروی هیدرودینامیک بر شتاب) جرم مشخصی از سیال است که در ارتعاش سیستم شرکت دارد و اگر به جرم سازه اضافه شود، نیروی اینرسی، معادل نیروی هیدرودینامیک ایجاد می کند. مفهوم جرم افزوده اولین بار توسط وسترگارد و سپس به وسیله سایر محققان، برای مدل کردن نیروی هیدرودینامیک روی سازه ها در ارتعاش صلب بکار گرفته شد [39].

در این روش فرض می گردد که فشارهای هیدرودینامیکی در هر نقطه از وجه بالادست سد که زیر سطح آب قرار گرفته، متناسب با مولفه ی عمودی شتاب بدنه سد تغییر میکند [48]:

$$P = -\alpha \cdot a_n = -\frac{7}{8} \rho \sqrt{h'(h-z)} \cdot a_n \quad (26-4)$$

در این رابطه h حداکثر عمق آب مخزن و h' و z به ترتیب پارامترهای مربوط به عمق آب و مختصات قائم در هر نقطه می باشند (شکل ۲-۴)



شکل (۲-۴): تعریف پارامترهای معادله (۲۶-۴)

باید توجه داشت ماتریس جرم افزوده برای هر المان بالادست (که تماماً یا بعضی از گره های آن زیر سطح آب قرار می گیرد) محاسبه می شود. با برابر قرار دادن کار مجازی فشارهای وارد بر چنین المانی با کار مجازی نیروهای گره ای آن خواهیم داشت:

$$\{\delta U^e\}^T \{F^e\} = \int_A \delta u_n P \, dA = \int_A \delta u_n (-\alpha \cdot a_n) \, dA \quad (27-4)$$

در ضمن، مولفه عمودی شتاب در هر نقطه از وجه بالادست سد را می توان بر حسب مولفه های شتاب آن نقطه در مختصات کارتزین نوشت:

$$a_n = \begin{Bmatrix} n_x & n_y & n_z \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u} \\ \ddot{v} \\ \ddot{w} \end{Bmatrix} \quad (28-4)$$

مولفه های شتاب در هر نقطه نیز بر حسب شتاب های گره ای المان، با کمک توابع شکل المان

جامد درون یابی می شوند :

$$\begin{Bmatrix} \ddot{u} \\ \ddot{v} \\ \ddot{w} \end{Bmatrix} = [N]^T \{ \ddot{U}^e \} \quad (29-4)$$

بنابراین با استفاده از روابط (28-4) و (29-4) خواهیم داشت :

$$a_n = \{n_x \quad n_y \quad n_z\} [N]^T \{ \ddot{U}^e \} \quad (30-4)$$

در روابط فوق ماتریس $[N]$ به صورت زیر تعریف می شود :

$$[N] = \begin{bmatrix} [N_1] \\ \vdots \\ [N_i] \\ \vdots \\ [N_{nnode}] \end{bmatrix}, \quad [N_i] = \begin{bmatrix} f_i & 0 & 0 \\ 0 & f_i & 0 \\ 0 & 0 & f_i \end{bmatrix} \quad (31-4)$$

F_i تابع شکل گره i ام می باشد. مشابه رابطه (30-4) برای δu_a میتوان نوشت :

$$\delta u_n = \{ \delta U^e \}^T [N] \begin{Bmatrix} n_x \\ n_y \\ n_z \end{Bmatrix} \quad (32-4)$$

از جایگزینی روابط (30-4) و (32-4) در رابطه (27-4) نتیجه می شود :

$$\{ \delta U^e \}^T \{ F^e \} = \{ \delta U^e \}^T \left(\int_A (-\alpha) [N] [T] [N]^T dA \right) \{ \ddot{U}^e \} \quad (33-4)$$

که در رابطه فوق، ماتریس تبدیل $[T]$ براساس معادله (9-4) تعریف می شود :

$$[T] = \begin{bmatrix} n_x^2 & n_x n_y & n_x n_z \\ n_y n_x & n_y^2 & n_y n_z \\ n_z n_x & n_z n_y & n_z^2 \end{bmatrix} \quad (34-4)$$

رابطه (33-4) باید برای کلیه جابجایی های مجازی اعمال شده صادق باشد، بنابراین خواهیم

داشت:

$$\{F^e\} = \left(\int_A (-\alpha) [N][T][N]^T dA \right) \{\ddot{U}^e\} = -[M_a^e] \{\ddot{U}^e\} \quad (۳۵-۴)$$

که در اینجا با توجه به تعریف α در رابطه (۴-۲۶)، ماتریس جرم افزوده برای هر المان به صورت زیر حاصل می شود [5]:

$$[M_a^e] = \int_A \left(\frac{7}{8} \rho \sqrt{h'(h-z)} \right) [N][T][N]^T dA \quad (۳۶-۴)$$

البته در رابطه فوق، پارامتر z بر حسب مختصات z نقاط گره ای و به کمک توابع شکل درون یابی می شود. انتگرال فوق با استفاده از روش انتگرال گیری گاوس قابل محاسبه است.

$[M_a^e]$ ، ماتریس جرم افزوده اصلاح شده وسترگارد برای یک المان می باشد که مستقیماً به ماتریس جرم آن المان اضافه می گردد. در ضمن، با ترکیب ماتریس جرم المان های مختلف، ماتریس جرم کل سازه با احتساب جرم افزوده آب، حاصل می شود. فرضیات این روش تا وقتی قابل قبول است که پاسخ سیال در فرکانس هایی بیشتر از فرکانس پایه سد باشد. در سدهای کوتاه معمولاً فرکانس طبیعی مخزن بسیار بیشتر از فرکانس های حامل عمده انرژی زلزله است و با دقت خوبی میتوان با صرف نظر کردن از تراکم پذیری سیال، رفتار دینامیکی سیستم را به کمک روش جرم افزوده تحلیل کرد. امادر تحلیل دینامیکی سدهای بلند خاصیت تراکم پذیری اهمیت پیدا می کند و در بارگذاری هایی با فرکانس بیش از فرکانس طبیعی مخزن، سیال رفتار دینامیکی خود را آشکار تر می سازد [7].

۴-۳-۲- روش مستقیم

روش مستقیم، یک روش دقیق محاسبه پاسخ دینامیکی سازه می باشد. اما از آنجایی که ماتریس های حل شده، دارای ابعاد بزرگی هستند، معمولاً زمان اجرای این روش زیاد است. با وجود این، به دلیل این که نتایج این روش دقیق است، از آن به عنوان روشی برای مقایسه با جواب های دقیق

استفاده می شود. در این بخش، ابتدا روش کلی برای تحلیل مستقیم بیان می شود. سپس، روش شبه متقارن، که نسبت به روش کلی راحت تر است، بحث می شود.

۴-۳-۲-۱- روش تحلیل

معادله وابسته سیستم سد و آب مخزن در بخش (۴-۲-۳) بدست آمد :

$$\begin{bmatrix} M & 0 \\ \rho B & \frac{1}{c^2} G \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{r} \\ \ddot{p} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} C & 0 \\ 0 & L \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{r} \\ \dot{p} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K & -B^T \\ 0 & H \end{bmatrix} \begin{bmatrix} r \\ p \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -M J a_g \\ -\rho B J a_g \end{bmatrix} \quad \text{تکراری (۴-۲۵)}$$

واضح است که ماتریس های جرم و سختی سیستم در این رابطه نامتقارن هستند. یکی از روش های حل این معادله، استفاده از روش های حل نامتقارن است. اما، معادله وابسته معمولاً به روش Staggered حل می شود؛ به این صورت که معادلات سد و آب مخزن از هم مجزا می شوند و به کمک یک روش تکرار، حل می گردند. با این وجود، دیگر نیازی به روش های حل نامتقارن نیست. ولی نقطه ضعف اساسی روش در این است که حتی در مسائل خطی، باید از تکرارهای متعددی استفاده کرد.

راه حل دیگر برای پرهیز از حل های نامتقارن، استفاده از درجه آزادی پتانسیل سرعت به جای فشار درحوزه ی آب است. در این حالت، رابطه زیر به جای رابطه (۴-۲۵) بدست می آید :

$$\begin{bmatrix} M & 0 \\ 0 & \frac{1}{c^2} G \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{r} \\ \ddot{\Phi} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} C & \rho B^T \\ -B & L \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{r} \\ \dot{\Phi} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K & 0 \\ 0 & H \end{bmatrix} \begin{bmatrix} r \\ \Phi \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -M J a_g \\ B J v_g \end{bmatrix} \quad \text{(۴-۳۷)}$$

که Φ بردار گرهی پتانسیل سرعت و v_g بردار سرعت زمین است. این رابطه با ضرب فاکتور $-\rho$ در سطر پایین آن، متقارن می شود. در این صورت ماتریسهای سختی، میرایی و جرم سیستم همگی متقارن خواهند بود. این عمل در فرمولاسیون برخی از برنامه های اجزاء محدود به کار گرفته می شود. عیب این روش در این است که بردارهای سرعت زمین باید بدست آیند؛ ممکن است هنگام محاسبه

آن ها خطاهایی ایجاد شود. گذشته از آن، مهندسان تمایل کمتری برای محاسبه کمیت پتانسیل سرعت گرهی، نسبت به فشار گرهی از خود نشان می دهند. در بخش های بعدی، ابتدا روش متقارن بر مبنای فشارهای گرهی بیان می شود. سپس روشی به نام تکنیک شبه متقارن برای حل این مسئله ارائه می گردد.

۴-۳-۲- روش متقارن بر اساس فشارهای گرهی

این روش، با اصلاح رابطه (۴-۲۵) آغاز می شود؛ به طوری که سطر پایین ماتریس معادلات، در فاکتور $(pa_0)^{-1}$ ضرب می شود. همانطور که در بخش (۳-۳-۲) آمده، پارامتر a_0 که در این فاکتور استفاده شده، یکی از ضرایبی است که در الگوریتم نیومارک بدست می آید و بر اساس پارامتر نیومارک ($\alpha=0.25$ در روش شتاب ثابت) و بازه ی زمانی بدست می آید :

$$a_0 = \frac{1}{\alpha \Delta t^2} \quad (۴-۳۸)$$

بنابراین رابطه وابسته سیستم سد و آب مخزن به شرح زیر خواهد بود :

(۴-۳۹)

$$\begin{bmatrix} M & 0 \\ -\frac{1}{a_0} B & -\frac{1}{\rho a_0 c^2} G \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{r} \\ \ddot{p} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} C & 0 \\ 0 & -\frac{1}{\rho a_0} L \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{r} \\ \dot{p} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K & -B^T \\ 0 & -\frac{1}{\rho a_0} H \end{bmatrix} \begin{bmatrix} r \\ p \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -M J a_g \\ \frac{1}{a_0} B J a_g \end{bmatrix}$$

که به فرم ساده تر زیر هم بیان می شود :

$$\bar{M} \ddot{\bar{r}} + \bar{C} \dot{\bar{r}} + \bar{K} \bar{r} = \bar{R} \quad (۴-۴۰)$$

با مقایسه روابط (۴-۳۹) و (۴-۴۰)، میتوان ماتریس های $\bar{M}$ ، $\bar{C}$ و $\bar{K}$ را به صورت مجموع

ماتریس های متقارن و نامتقارن نوشت :

$$\bar{M} = M_S + M_U \quad (۴-۴۱) - \text{الف}$$

$$\bar{C} = C_s \quad \text{ب - (۴۱-۴)}$$

$$\bar{K} = K_s + K_U \quad \text{ج - (۴۱-۴)}$$

در تعاریف بالا از ماتریس های زیر استفاده شده است :

$$M_s = \begin{bmatrix} M & 0 \\ 0 & -\frac{1}{\rho a_0 c^2} G \end{bmatrix} \quad \text{الف - (۴۲-۴)}$$

$$M_U = \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ -\frac{1}{a_0} B & 0 \end{bmatrix} \quad \text{ب - (۴۲-۴)}$$

$$C_s = \begin{bmatrix} C & 0 \\ 0 & -\frac{1}{\rho a_0} L \end{bmatrix} \quad \text{ج - (۴۲-۴)}$$

$$K_s = \begin{bmatrix} K & 0 \\ 0 & -\frac{1}{\rho a_0} H \end{bmatrix} \quad \text{د - (۴۲-۴)}$$

$$K_U = \begin{bmatrix} 0 & -B^T \\ 0 & 0 \end{bmatrix} \quad \text{ه - (۴۲-۴)}$$

بر اساس روابط (۴۱-۴) و (۴۲-۴)، ماتریس میرایی متقارن است و رابطه زیر نیز بین K_U و M_U وجود دارد :

$$K_U = a_0 M_U^T \quad \text{(۴۳-۴)}$$

با بکارگیری الگوریتم نیومارک روی رابطه (۴۰-۴)، ماتریس سختی موثر $\hat{K}$ و بردار نیرو در لحظه $n+1$ خواهد شد :

$$\hat{K} = a_0 (M_s + M_U) + a_1 C_s + (K_s + K_U) \quad \text{(۴۴-۴)}$$

$$\hat{R}_{n+1} = \bar{R}_{n+1} + (M_S + M_U) (a_0 \bar{r}_n + a_2 \dot{\bar{r}} + a_3 \ddot{\bar{r}}) + C_S (a_1 \bar{r}_n + a_4 \dot{\bar{r}}_n + a_5 \ddot{\bar{r}}) \quad (45-4)$$

با جایگذاری رابطه (43-4) در (44-4) خواهیم داشت :

$$\hat{K} = a_0 (M_S + M_U + M_U^T) + a_1 C_S + K_S \quad (46-4)$$

با وجودی که ماتریس سختی و جرم کل سیستم نامتقارن است، ولی از رابطه (46-4) مشخص است که ماتریس سختی موثر، متقارن می باشد. این بدین معناست که نیازی به حل ماتریس های نامتقارن نیست.

۴-۳-۲-۳-روش شبه متقارن

از رابطه (45-4) مشخص است که علت نامتقارن بودن ماتریس های جرم و سختی کل، مربوط به ماتریس B یا ترانواده ی آن است. این ماتریس، معمولاً از اسمبل کردن زیر ماتریس های المان های واسط که در محل تماس سیال - جامد قرار دارند، یا هر سطحی که المان های سیال مجاور مرز صلب باشد، بدست می آید. با وجود این، برای افزایش راندمان کار، می توان این المان های واسط را حذف کرد و اثر آن ها را به عنوان بخشی از ماتریس های المان های سیال در نظر گرفت [5]. با این فرض، ماتریس i ام المان سیال که به ماتریس های جرم، سختی و میرایی کل سیستم مربوط می شود، در حالت کلی به شکل زیر خواهد بود :

$$M_i = \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ \rho B_i & \frac{1}{c^2} G_i \end{bmatrix} \quad (47-4) \text{ الف}$$

$$C_i = \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & L_i \end{bmatrix} \quad (47-4) \text{ ب}$$

$$K_i = \begin{bmatrix} 0 & -B_i^T \\ 0 & H_i \end{bmatrix} \quad (47-4) \text{ ج}$$

در این روش، المان های واسط حذف می شوند و همانطور که قبلاً بیان شد، اثر آن ها به عنوان بخشی از ماتریس المان های سیال در نظر گرفته می شود. در عین حال، همه ی ماتریس ها، از همان ابتدا متقارن می گردند. این بدان معناست که ماتریس المان های سیال، بان انتقال بخش نامتقارن ماتریس سختی به ماتریس جرم، در حالی که در فاکتور a_0^{-1} ضرب می شوند، متقارن خواهند شد. ضمن اینکه سطر های مربوط به درجات آزادی فشار در فاکتور $(\rho a_0)^{-1}$ ضرب می شوند. بنابراین، هنگامی که ماتریس های جرم، سختی و میرایی کل سیستم تشکیل می شوند، خواهیم داشت :

$$\bar{\bar{M}} = M_S + M_U + M_U^T \quad (4-48) \text{ الف}$$

$$\bar{\bar{C}} = C_S \quad (4-48) \text{ ب}$$

$$\bar{\bar{K}} = K_S \quad (4-48) \text{ ج}$$

ماتریس های کل مربوط به این سیستم متفاوت از ماتریس های مربوطه ی بدست آمده در روش قبل است (رابطه ی (4-41)) و در این حالت تمام ماتریس ها متقارن هستند. با وجود این، ماتریس سختی موثر که با به کار گیری روش نیومارک بدست می آید، بدین شکل خواهد بود :

$$\hat{K} = a_0 (M_S + M_U + M_U^T) + a_1 C_S + K_S \quad (4-49)$$

که دقیقاً برابر با همان ماتریس سختی موثر بدست آمده از روش قبلی است (رابطه ی (4-46)). با این کار، نیاز به حل ماتریس های نامتقارن حذف خواهد شد. فرمولاسیون بردار نیروی موثر در این روش آمده است :

$$\hat{R}_{n+1} = \bar{R}_{n+1} + (M_S + M_U + M_U^T) \hat{*} (a_0 \bar{r}_n + a_2 \dot{\bar{r}}_n + a_3 \ddot{\bar{r}}_n) + C_S (a_1 \bar{r}_n + a_4 \dot{\bar{r}}_n + a_5 \ddot{\bar{r}}_n) \quad (4-50)$$

در این رابطه، عملکرد ویژه ی $\hat{*}$ تعریف شده است که تاکید می کند در این عملگر ماتریسی، ترم های ذخیره شده در آرایه های غیر صفر ماتریس M_U^T نباید در نظر گرفته شوند. به این صورت، بردار نیروی موثر، برابر با همان رابطه ی (4-45) خواهد شد، که در روش قبل بدست آمد. اگر تمام درجات آزادی فشار در انتهای ماتریس ذخیره شود، موقعیت آنها در ماتریس جرم کل کاملاً واضح خواهد بود.

بردار مجهولی که در هر گام الگوریتم شبه متقارن تعریف می شود، دقیقاً همان است که در روش قبل بدست آمد، زیرا سختی موثر و بردار نیرو همان بردار های قبلی هستند. می توان برای ماتریس های جرم، میرایی و سختی کل از روش (Skyline) متقارن استفاده کرد. علاوه بر آن، برای محاسبه مقادیر مجهول، می توان از روش های حل متقارن استفاده کرد [5].

۴-۳-۳- روش مودال

تحلیل مودال، یکی از روش های رایج در محاسبه ی پاسخ دینامیکی سازه ها است. در این روش، از حل یک مسئله ی مقدار ویژه، شکل مدها و فرکانس های طبیعی سازه بدست می آید و با ترکیب خطی آنها، پاسخ سیستم محاسبه می گردد. تعداد مجهولات، در این تحلیل، برابر با تعداد مدهایی است که برای سازه در نظر گرفته می شود. بنابراین، در مقایسه با روش مستقیم، که تعداد معادلات برابر با درجات آزادی گرهی سیستم است، حجم عملیات ریاضی و حافظه مورد نیاز کمتر است. در عمل برای بدست آوردن جواب های با دقت مورد قبول، تعداد مدهای که استفاده می شود، بسیار کمتر از تعداد درجات آزادی گرهی می باشد؛ به همین دلیل، تحلیل مودال یک روش سریع و کارآمد محسوب می شود. با وجود این، نکته مهم در مورد این روش، حل مسئله مقدار ویژه است. ماتریس های مربوطه برای سیستم سد و آب مخزن، نامتقارن هستند و به همین دلیل حل آنها با روش های سریع و معمول امکان پذیر نمی باشد.

در این بخش، تحلیل مدی سد با مخزن خالی مطرح شده و سپس، برای تحلیل سیستم سد-آب مخزن، روش مدی غیر وابسته و روش مدی وابسته، تشریح می گردند.

۴-۳-۱- مسئله مقدار ویژه

همانطور که از روابط تعادل دینامیکی مشخص است (روابط (۴-۸) و (۴-۴۰))، برای پیدا کردن فرکانس ها و شکل مد های هر سازه از رابطه ی زیر استفاده میکنیم :

$$K X = M X \Lambda \quad (۴-۵۱)$$

در رابطه بالا، k و M به ترتیب، ماتریس های سختی و جرم سازه می باشند. X ماتریس شکل مودها و Λ ماتریس فرکانس های سازه می باشد که به صورت زیر تعریف می شود :

$$X = (X_1 \quad X_2 \quad \dots \quad X_m) \quad (۴-۵۲)$$

$$\Lambda = \begin{pmatrix} \lambda_1 & & 0 \\ & \lambda_2 & \\ 0 & & O \\ & & & \lambda_m \end{pmatrix} \quad (۴-۵۳)$$

m تعداد مودهای مورد نیاز است. X_i بردار شکل مود و λ_i مقدار ویژه، در مود i ام می باشد که معادل مجذور فرکانس سازه در آن مود است. از آنجایی که ماتریس K یک ماتریس قطعی مثبت است، لذا تمام مقادیر ویژه ی آن مثبت است. در ماتریس Λ مقادیر ویژه به ترتیب از کوچک به بزرگ مرتب شده اند. علاوه بر آن، بردارهای شکل، نسبت به ماتریس جرم و سختی متعامد هستند و اگر آنها را نسبت به ماتریس جرم نرمالیزه کنیم، روابط زیر برقرار خواهد بود :

$$X^T K X = I \quad (۴-۵۴) \text{ الف}$$

$$X^T M X = I \quad (۴-۵۴) \text{ ب}$$

برای محاسبه ی مقادیر ویژه، روش های مختلفی وجود دارد. با توجه به اینکه ماتریس سختی دارای ویژگی های خاصی است، می توان با بهره گیری از آنها راندمان محاسبه را افزایش داد [3].

۴-۳-۲- تحلیل مودال سد با مخزن خالی

معادله تعادل دینامیکی سد با مخزن خالی در بخش (۴-۲-۱) بدست آمد :

$$M \ddot{r} + C \dot{r} + K r = -M J a_g \quad (4-55)$$

روابط زیر نیز برقرار هستند :

$$r = X Y \quad (4-56) \text{ الف}$$

$$\dot{r} = X \dot{Y} \quad (4-56) \text{ ب}$$

$$\ddot{r} = X \ddot{Y} \quad (4-56) \text{ ج}$$

که در آن X ماتریس شکل مودها و Y مقادیر ضریب اشتراک مودال می باشد. با جایگزاری روابط

(۴-۵۶) در رابطه (۴-۵۵) و پیش ضرب کردن آن در X^T خواهیم داشت :

$$X^T M X \ddot{Y} + X^T C X \dot{Y} + X^T K X Y = -X^T M J a_g \quad (4-57)$$

با جایگذاری روابط (۴-۵۴) در معادله (۴-۵۷) و ساده کردن آن داریم :

$$I \ddot{Y} + C^* \dot{Y} + \Lambda Y = F^* \quad (4-58)$$

در این رابطه C^* ماتریس میرایی مودی است و F^* بردار نیروی مودی است که بصورت زیر تعریف

می شوند :

$$C^* = X^T C X \quad (4-59) \text{ الف}$$

$$F^* = -X^T M J a_g \quad (4-59) \text{ ب}$$

به طور معمول، در صورتی که میرایی ویسکوز در نظر گرفته شود، فرض می شود که ماتریس شکل

مودها نسبت به ماتریس استهلاک متعامد است و خواهیم داشت :

$$C^* = \begin{pmatrix} 2\beta_1\omega_1 & & & 0 \\ & 2\beta_2\omega_2 & & \\ & & 0 & \\ 0 & & & 2\beta_m\omega_m \end{pmatrix}$$

رابطه (۵۸-۴) برای هر مود به صورت زیر نوشته می شود :

$$\ddot{Y}_i + 2\beta_i \omega_i \dot{Y}_i + \Lambda Y_i = F^*(t) \quad (۶۰-۴)$$

این معادله را می توان به کمک روش نیومارک حل کرد. پس از حل، ضرایب اشتراک مودال بدست می آید و با استفاده از روابط (۵۶-۴) می توان در هر لحظه جابجایی، سرعت وشتاب را به دست آورد [3].

۴-۳-۳-۳ روش مودال غیر وابسته

معادله حاکم بر سیستم سد و آب مخزن در بخش (۳-۲-۴) بدست آمد. با تقسیم سطر پایین آن (رابطه ی (۲۵-۴)) بر ρ رابطه زیر بدست می آید [3] :

$$\begin{bmatrix} M & 0 \\ B & \frac{1}{\rho c^2} G \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{r} \\ \ddot{p} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} C & 0 \\ 0 & \frac{1}{\rho} L \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{r} \\ \dot{p} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K & -B^T \\ 0 & \frac{1}{\rho} H \end{bmatrix} \begin{bmatrix} r \\ p \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -M J a_g \\ -B J a_g \end{bmatrix} \quad (۶۱-۴)$$

این رابطه را به صورت خلاصه به شکل زیر می توان نوشت :

$$\bar{M} \ddot{\bar{r}} + \bar{C} \dot{\bar{r}} + \bar{K} \bar{r} = -\bar{M} \bar{J} a_g \quad (۶۲-۴)$$

در رابطه بالا $\bar{r}$ و $\bar{J}$ به صورت زیر تعریف می شوند :

$$\bar{r} = \begin{bmatrix} r \\ p \end{bmatrix} \quad (۶۳-۴)$$

$$\bar{J} = \begin{bmatrix} J \\ 0 \end{bmatrix} \quad (۶۴-۴)$$

علاوه بر آن شکل دقیق ماتریس های $\bar{M}$ ، $\bar{C}$ و $\bar{K}$ از مقایسه ی روابط (۶۱-۴) و (۶۲-۴) بدست

می آیند. این ماتریس ها را می توان به شکل مجموع ماتریس های متقارن و نامتقارن نوشت :

$$\bar{M} = M_s + M_u \quad (۴-۶۵) \text{ الف}$$

$$\bar{C} = C_s \quad (۴-۶۵) \text{ ب}$$

$$\bar{K} = K_s + K_u \quad (۴-۶۵) \text{ ج}$$

از رابطه (۴-۶۱) مشخص است که ماتریس میرایی به طور کلی متقارن است. علاوه بر آن رابطه زیر نیز برقرار است :

$$K_u = -M_u^T \quad (۴-۶۶)$$

مسئله ی مقدار ویژه ی رابطه (۴-۶۲) به شکل زیر نوشته می شود :

$$\bar{K} \bar{X}_j = \bar{\lambda}_j \bar{M} \bar{X}_j \quad (۴-۶۷)$$

از نظر فیزیکی، واضح است که مقادیر ویژه ی این سیستم حقیقی است و مودهای ارتعاشی موجود می باشد. با وجود این، با توجه به روابط (۴-۶۴) مشخص است که ماتریس های $\bar{M}$ و $\bar{K}$ نامتقارن هستند و نمی توان از روشهای استاندارد حل مسائل مقادیر ویژه استفاده کرد. البته تکنیک هایی وجود دارد که این مسئله مقدار ویژه ی نامتقارن را به شکل متقارن تبدیل می کند. تا بتوان از روش های استاندارد مقدار ویژه آن را حل کرد. ولی می توان به جای آنها از مسئله مقدار ویژه به شکل زیر استفاده نمود :

$$K_s X_j = \lambda_j M_s X_j \quad (۴-۶۸)$$

که در آن M_s و K_s قسمتهای نامتقارن ماتریس های $\bar{M}$ و $\bar{K}$ هستند (رابطه (۴-۶۴)). واضح است که بردار های ویژه ای که از این رابطه بدست می آید، مودهای واقعی سیستم وابسته نیستند. با وجود این، از آنها میتوان به عنوان بردارهای ریتز استفاده کرد تا جواب های واقعی سیستم بدست آید. با توجه به این که ماتریس های رابطه (۴-۶۷) متقارن و قطعی مثبت هستند، برای حل آن می توان از روش های استاندارد حل مسئله ی مقدار ویژه استفاده کرد. با توجه به شرط تعامد مودها و نرمالیزه کردن ماتریس شکل مود نسبت به ماتریس جرم همانطور که در رابطه (۴-۵۴) آمد، خواهیم داشت:

$$X^T M_S X = I \quad \text{الف - (۶۹-۴)}$$

$$X^T K_S X = \Lambda \quad \text{ب - (۶۹-۴)}$$

با توجه به روابط (۶۴-۴)، (۶۵-۴) و (۶۸-۴) نیز داریم :

$$X^T \bar{M} X = I + X^T M_U X \quad \text{الف - (۷۰-۴)}$$

$$X^T \bar{K} X = \Lambda - X^T M_U^T X \quad \text{ب - (۷۰-۴)}$$

طبق معمول روش های مودال، جواب ها بر اساس ترکیب مودهای مختلف نوشته می شود :

$$\bar{r} = X Y \quad (۷۱-۴)$$

بردار Y شامل ضریب اشتراک مودها می باشد. با جایگزینی این رابطه در معادله (۶۲-۴)، و پیش

ضرب کردن آن در X^T ، خواهیم داشت :

$$(X^T \bar{M} X) \ddot{Y} + C^* \dot{Y} + (X^T \bar{K} X) Y = F^*(t) \quad (۷۲-۴)$$

در این رابطه داریم :

$$C^* = X^T \bar{C} X \quad \text{الف - (۷۳-۴)}$$

$$F^*(t) = -X^T \bar{M} \bar{J} a_g(t) \quad \text{ب - (۷۳-۴)}$$

به کمک روابط (۷۰-۴)، رابطه (۷۲-۴) بصورت زیر بازنویسی می شود :

$$(I + X^T M_U X) \ddot{Y} + C^* \dot{Y} + (\Lambda - X^T M_U^T X) Y = F^*(t) \quad (۷۴-۴)$$

با استفاده از روش نیومارک، این رابطه در هر گام زمانی به شکل زیر در می آید :

$$\hat{K} Y_{n+1} = \hat{F}_{n+1} \quad (۷۵-۴)$$

$\hat{K}$ و $\hat{F}_{n+1}$ به ترتیب ماتریس سختی موثر و بردار نیروی موثر در گام زمانی $n+1$ می باشند؛ آن ها

به این صورت تعریف می شوند :

$$\hat{K} = a_0 (I + X^T M_U X) + a_1 C^* + (\Lambda - X^T M_U^T X) \quad (۷۶-۴)$$

$$(۷۷-۴)$$

$$\hat{F}_{n+1} = F_{n+1}^* + (I + X^T M_U X) (a_0 Y_n + a_2 \dot{Y}_n + a_3 \ddot{Y}_n) + C^* (a_1 Y_n + a_4 \dot{Y}_n + a_5 \ddot{Y}_n)$$

در حالت کلی، ضرایب اشتراک را می توان از رابطه (۴-۸۰) بدست آورد. همچنین میتوان بردار مجهول r را از رابطه ی (۴-۷۱) بدست آورد. باید یادآور شد که ماتریس سختی موثر که در رابطه ی (۴-۷۵) استفاده می شود، نامتقارن است. اما می توان با ضرب یک فاکتور در سطرهای خاصی از ماتریس (۴-۷۶)، آن را متقارن کرد. این مطلب را می توان به شرح زیر نشان داد :

همانطور که در روابط (۴-۶۱) تا (۴-۶۵) آمد، در مسئله مقدار ویژه از ماتریس های متقارن سیستم سد - آب مخزن غیر وابسته استفاده شد. بنابراین، فرکانس های طبیعی و بردارهای ویژه، مربوط به سیستم غیر وابسته است. ابتدا باید مودهای سد را به دست آورد و سپس به طور مشابه مدهای مخزن را محاسبه کرد. برای راحتی، بدون این که از کلیت کاسته شود، فرض می شود در ماتریس شکل مود، ابتدا شکل مودهای سد قرار گیرد و سپس مودهای مخزن آورده شود :

$$X = \begin{bmatrix} X_1 & 0 \\ 0 & X_2 \end{bmatrix} \quad (۴-۷۸)$$

و به طور مشابه برای مقادیر ویژه در ماتریس قطری Λ داریم :

$$\Lambda = \begin{bmatrix} \Lambda_1 & 0 \\ 0 & \Lambda_2 \end{bmatrix} \quad (۴-۷۹)$$

با توجه به مطالب یاد شده، روابط زیر برقرار است :

$$X^T M_U X = \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ X_2^T B X_1 & 0 \end{bmatrix} \quad (۴-۸۰) \text{ الف}$$

$$X^T M_U^T X = \begin{bmatrix} 0 & X_1^T B^T X_2 \\ 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (۴-۸۰) \text{ ب}$$

$$C^* = \begin{bmatrix} C_1^* & 0 \\ 0 & X_2^T L X_2 \end{bmatrix} \quad (۴-۸۰) \text{ ج}$$

باید متذکر شد که در تحلیل مودال در محدوده زمان معمولاً میرایی ویسکوز مفروض است. بنابراین

برای ماتریس C_1^* خواهیم داشت :

$$C_1^* = 2\beta_d \Lambda_1^{1/2} \quad (۸۱-۴)$$

که در این رابطه، β_d ضریب میرایی معادل است که معمولاً برای همه ی مودها ثابت فرض می شود. با جایگذاری رابطه ی (۸۰-۴) در روابط (۷۶-۴) و (۷۷-۴)، می توان رابطه ی (۷۵-۴) را به صورت زیر بسط داد :

$$\begin{bmatrix} a_0 I_1 + a_1 C_1^* + \Lambda_1 & -X_1^T B^T X_2 \\ a_0 X_2^T B X_1 & a_0 I_2 + a_1 X_2^T L X_2 + \Lambda_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} Y_1 \\ Y_2 \end{bmatrix}_{n+1} = \begin{bmatrix} \hat{F}_1 \\ \hat{F}_2 \end{bmatrix}_{n+1} \quad (۸۲-۴)$$

در این رابطه، بردار ضرایب اشتراک مودال نیز به دو بخش تقسیم شده است؛ اندیس 1 مربوط به مودهای بدنه ی سد و 2 مربوط به مودهای مخزن است. معادله (۸۲-۴) معادل رابطه ی (۷۵-۴) است و همانطور که قبلاً اشاره شد ماتریس سمت چپ این معادله نامتقارن است. اکنون می توان نشان داد که این رابطه ی ماتریسی با ضرب فاکتور $-a_0^{-1}$ در سطر پایینی متقارن می شود. لذا خواهیم داشت :

$$\begin{bmatrix} a_0 I_1 + a_1 C_1^* + \Lambda_1 & -X_1^T B^T X_2 \\ -X_2^T B X_1 & -a_0^{-1} (a_0 I_2 + a_1 X_2^T L X_2 + \Lambda_2) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} Y_1 \\ Y_2 \end{bmatrix}_{n+1} = \begin{bmatrix} \hat{F}_1 \\ -a_0^{-1} \hat{F}_2 \end{bmatrix}_{n+1} \quad (۸۳-۴)$$

به کمک این رابطه می توان ضریب اشتراک مودال را در هر گام زمانی بدست آورد. بردار مجهول

واقعی نیز توسط رابطه ی (۷۱-۴) بدست می آید [3].

۴-۳-۳- روش مودال وابسته

با توجه به رابطه ی (۶۱-۴)، اگر بخواهیم با حل یک مسئله ی مقدار ویژه ی خطی، فرکانس های

طبیعی و شکل مودهای سیستم سد-آب مخزن را به دست آوریم، باید مسئله مقدار ویژه ی زیر را حل

کنیم [3] :

$$\bar{K} X_j^R = \bar{\lambda}_j \bar{M} X_j^R \quad (۸۴-۴)$$

ماتریس های $\bar{M}$ و $\bar{K}$ ماتریس های نامتقارنی هستند که بصورت زیر تعریف می شوند :

$$\bar{K} = \begin{bmatrix} K & -B^T \\ 0 & \frac{1}{\rho} H \end{bmatrix} \quad \text{الف - (۸۵-۴)}$$

$$\bar{M} = \begin{bmatrix} M & 0 \\ B & \frac{1}{\rho c^2} G \end{bmatrix} \quad \text{ب - (۸۵-۴)}$$

در ضمن، بردار X_1^R به عنوان بردار ویژه ی سمت راست این مسئله مطرح است. مشاهده می گردد که مسئله مقدار ویژه ی فوق دارای ماتریس های نامتقارن است. بنابراین برای استفاده از مزیت های خاصیت تعامد مودها نسبت به ماتریس های $\bar{M}$ و $\bar{K}$ ، لازم است بردار های ویژه سمت چپ مسئله نامتقارن فوق بدست آید :

$$\bar{K} X_j^L = \bar{\lambda}_j \bar{M}^T X_j^L \quad (۸۶-۴)$$

ماتریس ضرایب مسئله ی فوق در حقیقت ترانواده ی ماتریس ضرایب مسئله ی (۸۴-۴) می باشد. به همین دلیل مقادیر ویژه ی آنها با هم برابر خواهند بود ولی لزومی ندارد که بردارهای ویژه آنها نیز برابر باشد. بدین صورت، ماتریس شکل مودها به صورت زیر خواهد بود :

$$X^R = \begin{bmatrix} X_1^R & X_2^R & L & X_m^R \end{bmatrix} \quad \text{الف - (۸۵-۴)}$$

$$X^L = \begin{bmatrix} X_1^L & X_2^L & L & X_m^L \end{bmatrix} \quad \text{ب - (۸۵-۴)}$$

M تعداد مود های بکار رفته در تحلیل می باشد. چنانچه بردارهای ویژه ی بدست آمده نسبت به ماتریس $\bar{M}$ واحد شده باشند، خاصیت تعامد مودها به صورت زیر نوشته می شود :

$$(X^L)^T \bar{M} X^R = I \quad \text{الف - (۸۶-۴)}$$

$$(X^L)^T \bar{K} X^R = \bar{\Lambda} \quad \text{ب - (۸۶-۴)}$$

پاسخ سیستم را نیز می توان به صورت ترکیب خطی از شکل مودهای سمت راست بدست آورد :

$$\bar{r} = X^R Y \quad (87-4)$$

با توجه به مطالب یاد شده، اکنون می توان رابطه ی تحلیل مودال وابسته ی سیستم سد- آب مخزن را نوشت. با جایگذاری رابطه ی (87-4) در معادله (60-4) و پیش ضرب کردن آن در $(X^L)^T$ ، خواهیم داشت :

$$(X^L)^T \bar{M} X^R \ddot{Y} + (X^L)^T \bar{C} X^R \dot{Y} + (X^L)^T \bar{K} X^R Y = - (X^L)^T \bar{M} J a_g \quad (88-4)$$

به کمک روابط خاصیت تعامد مود ها (86-4)، داریم :

$$I \ddot{Y} + C^* \dot{Y} + \Lambda Y = F^* \quad (89-4)$$

دراین رابطه داریم :

$$C^* = X^T \bar{C} X \quad (90-4) \text{ الف}$$

$$F^*(t) = -X^T \bar{M} \bar{J} a_g(t) \quad (90-4) \text{ ب}$$

$\bar{C}$ به صورت ماتریس استهلاک ریلی در نظر گرفته می شود :

$$\bar{C} = \begin{bmatrix} \alpha M + \beta K & 0 \\ 0 & L \end{bmatrix} \quad (91-4)$$

با داشتن معادله (89-4)، می توان به کمک روش نیومارک مسئله را حل کرد. پس از حل، ضرایب اشتراک مودال بدست می آید و با استفاده از رابطه ی (87-4) می توان در هر لحظه جابجایی را بدست آورد [3].

فصل پنجم

رفتار غیر خطی ناشی از وجود

ناپیوستگیها در بدنه سد

۵-۱- مقدمه

به منظور ایجاد درک بهتری از رفتار درزها در سدهای بتنی قوسی در هنگام وقوع زلزله، با توضیح مختصری از دلایل ایجاد این درزها و روشهای اجرایی آنها، نسبت به معرفی برخی مدل‌های رفتاری کاربردی و مطرح درزهای گسسته اقدام شده است. بتن به عنوان ماده ای ترد و شکننده، اساساً به علت مقاومت کششی پایین، همواره در معرض ترک خوردگی قرار دارد. به منظور جلوگیری از ایجاد و گسترش تنشهای کششی ناشی از افت بتن و همچنین کاهش دما در توده بتن، سدهای قوسی به صورت طره های مجزایی که بوسیله درزهای انقباض از یکدیگر جدا شده اند ساخته می شوند.

همچنین به دلیل اختلاف زمانی میان دو بتن ریزی متوالی، درزهای افقی ایجاد شده، که مقاومت کششی بتن در محل این درزها کمتر از مقاومت کششی بتن سازه ای می باشد که به آنها، درزهای اجرایی گویند. نوع سوم درز، درز پیرامونی (محیطی) می باشد که در حد فاصل میان بتن بدنه سد و سنگ بستر تشکیل می شود. در مواردی که ضخامت سد از فاصله بین دو درز انقباض متوالی بیشتر باشد درزهای انقباضی طولی هم در بدنه سد تعبیه می گردد.

۵-۲- کلیدهای برشی و تزریق درزها

اساساً کلیدهای برشی برای انتقال نیروهای برشی در امتداد درزهای انقباض مورد استفاده قرار می گیرند. در حالت بارگذاری استاتیکی تحت اثر فشارهای هیدرواستاتیک مخزن، درزهای انقباض سد عمدتاً تحت نیروهای فشاری قرار داشته و با وجود اصطکاک بین طره ها، برای انتقال نیروهای برشی، وجود کلیدهای برشی لازم نیست. اما در یک منطقه لرزه خیز، حرکت دینامیکی سد سبب باز شدن درزهای انقباض سد شده و انتقال نیروی برشی بوسیله نیروهای مقاوم اصطکاکی ممکن نیست. لذا در

چنین مواردی استفاده از کلیدهای برشی بعنوان یک وسیله کمکی برای انتقال برش در محل درزهای انقباض، یک روش متداول است.

به منظور جلوگیری از تمرکز تنش در محل کلیدهای برشی رعایت نکاتی درمورد شکل کلیدها مفید می باشد.

اولاً، ارتفاع کلیدهای برشی نباید از 200 میلیمتر تجاوز نماید.

ثانیاً، حتی المقدور باید از کلیدهای شیبدار با شیب ملایم استفاده نمود بطوری که زاویه ای که ساقهای کلید با سطح درز می سازند از 30 درجه تجاوز نکند [8]. با وجود توصیه های فوق الذکر استفاده از کلیدهای برشی قائم در در سد های بتنی قوسی متداول می باشد.

در حالت کلی مقادیر قابل توجه قالب بندی مورد نیاز جهت ایجاد کلیدهای برشی و مشکلات و پیچیدگیهای سیستم تزریق درزهای کلیددار، سبب افزایش هزینه سد می شود. اصولاً درزهای انقباض پس از رسیدن مراحل اجرایی به حدود خاصی تزریق می شوند که این خود سبب ایجاد نوعی پیش تنیدگی در سد می گردد. البته نمی توان به این پیش فشردگی بعنوان یک پارامتر طراحی اعتماد کرد چرا که در اثر افت و خزش بتن، این پیش فشردگی از بین می رود. اگرچه بعلت چسبندگی دوغاب سیمان در سطح بتن سخت شده، مقاومت کششی ناچیزی در محل درزهای انقباض وجود دارد ولی این مقاومت کششی ناچیز در اثر انقباض های آتی بتن و همچنین تغییر مکانهای احتمالی طره ها از بین خواهد رفت. علاوه بر این با وجود دقتی که در مراحل تزریق بعمل می آید نمی توان از یکنواختی تماس دوغاب و بتن سخت شده در کلیه نقاط، اطمینان حاصل نمود.

۵-۳- عوامل موثر در انتخاب مدل خواص المان درز

در انتخاب مدل رفتاری مناسب برای المان های درز، خصوصیات درزهای انقباض باید مورد توجه قرار گیرد با وجود این که مصالح تزریق شده در درزهای انقباض می توانند در محل درزها نوعی زبری

(ناهمواری) ایجادکنند، میتوان از اثر این ناهمواریها صرفنظر کرد، چون مواد تزریق شده در درزها، شامل مصالح درشت دانه نیستند. بنابراین اصولاً لازم است از مدل‌های پیچیده ای که در آن ناهمواریهای سطوح تماس نیز در نظر گرفته شده است برای مدل کردن درزهای انقباض در سدهای بتنی قوسی استفاده کرد. انجام یک آزمایش برش ساده بر روی بلوکهای بتنی می تواند اطلاعات مربوط به مدل خواص المان درز را برای مطالعه این رفتار مهیا کند ولی متأسفانه اطلاعات آزمایشگاهی در این زمینه هنوز بسیار محدود است.

مدل کردن کلیدهای برشی درزهای انقباض بصورت برجستگیها و فرورفتگیهایی در بدنه سد باعث مخلوط شدن پارامترهای مشخصه المان درز با المان هایی که در مدلسازی سد بکار برده می شوند، می گردد. از طرف دیگر از آنجا که شبکه المان محدود مورد استفاده در تحلیل سازه بزرگی مثل یک سد قوسی، درشت است، وارد کردن جزئیاتی نظیر هندسه کلیدهای برشی در آن از نظر کاربرد عملی امکان پذیر نیست. همچنین Hohberg در سال 1991 نشان داد که این روش موفقیت آمیز نیست. به منظور ساده نگه داشتن مدل المان درز می توان اثر وجود کلیدهای برشی در درزهای انقباض را با محدود کردن تغییر مکان نسبی بین دو رویه این درزها مدلسازی کرد. در حالت کلی کلید برشی قائم از هرگونه حرکت لغزشی پیش از باز شدن کامل درز جلوگیری می کند ولی در حالت کلیدهای شیبدار، دو رویه در حالت باز شدن ناقص می توانند لغزش آزاد محدودی داشته باشند[40].

۵-۴- مدل‌های گوناگون المان درز

با توجه به اهمیت رفتار درزهای انقباض میان بلوکهای سد و همچنین درزهای افقی اجرایی و درزهای پیرامونی میان بدنه سد و سنگ پی، لازم است رفتار اینگونه درزها در تحلیل سدهای قوسی مورد بررسی قرار گیرد. بدین منظور پژوهشگران مختلف روش های گوناگونی را مورد مطالعه قرار داده اند که در بخشهای آتی به آنها اشاره خواهد شد.

۵-۴-۱- مدل انفصالات گسسته^۱

به نظر می رسد که بحث المان های درز بطور همزمان در مکانیک بتن و مکانیک سنگ مطرح شده است. ایده اصلی ابداء چنین المان هایی، ایجاد یک تغییر ناگهانی در تابع تغییر مکان در فاصله بسیار کوچک میان دو یا چند جسم مجاور هم می باشد. یکی از روش های عملی ساختن این ایده، مدلسازی یک درز بصورت المان هایی است که از دو سری گره تشکیل شده باشند، بطوریکه هر سری به یک بخش از جسم متصل باشند. در چنین وضعیتی المان درز قادر به مدلسازی جداسازی دو جسم از یکدیگر و همچنین لغزش در امتداد درز خواهد بود. البته لازم بذکر است که در چنین المان هایی تغییر مکان ها کوچک بوده و جوابهای بدست آمده در صورتی که تغییر مکان بین دو گره بزرگ باشد، قابل اعتماد نخواهند بود [31]. تا کنون المان های مختلفی برای مدلسازی رفتار درزها پیشنهاد شده، که این المان ها در جدول (۱-۲) نمایش داده شده اند. تمایز اصلی میان این المان ها در موارد زیر خلاصه می گردد:

۱- ضخامت المان (محدود یا صفر)

۲- چگونگی معادله بنیادی، که بر مبنای کرنش باشد یا تغییر مکان

۳- تعداد گره های المان

۴- استفاده از ماتریس سختی متمرکز یا سازگار

کلیه مدل های مطرح در گروه های یک تا سه جدول (۱-۲) بر اساس تغییر مکان مطلق گره های بالا و پایین المان کار می کنند. نگرانی از بوجود آمدن وضعیت نامناسب^۲، موجب شده که تغییر مکان نسبی بعنوان متغیر مستقل المان های گروه چهارم در نظر گرفته شود و از سوی دیگر، در المان های گروه پنجم نیز برای بدست آوردن روابط تحلیلی، از المانهای پیوسته مرسوم بهره گرفته شود. ضمناً،

1- Discrete Discontinuities

2- III-Conditioning

در تعریف المان های گروه چهارم لازم است که برای المانهای پیوسته مجاورشان، متغیر های اضافی تعریف شود. بیشترین المانهایی که تا به امروز توسط محققان مختلف، در مدل کردن ناپیوستگی های بدنه سدهای قوسی مورد استفاده قرار گرفته، به گروه سوم تعلق دارند. البته المان های گروه یکم و دوم حالت خاصی از المان های سومین گروه می باشند، که آنها نیز از تبدیل المانهای گروه پنجم به المان هایی با ضخامت صفر بدست می آیند.

اختلاف میان پنج دسته المان ذکر شده در جدول (۱-۲) را میتوان در عواملی نظیر سختی المان و اختیاری بودن تعیین مقدار آن بویژه در مقابل نفوذ دو وجه المان در یکدیگر، وضعیت نامناسب ماتریس سختی کل، توزیع فیزیکی تنش های تماسی، همگرایی در کاربردهای استاتیکی و نهایتاً وجود اغتشاشات با فرکانس بالا در کاربردهای دینامیکی خلاصه نمود. این مشکلات به نوع مسئله (مثلاً تعداد و نحوه اتصال گره های المان به یکدیگر)، سختی سازه و تغییر مکان ها بستگی دارند. همچنین حساسیت های عددی، نقش عمده ای در جوابهای بدست آمده از اینگونه المان ها بازی می کنند. البته این مطلب بستگی به نوع کاربرد و بعضاً ابعاد مسأله نیز دارد.

جدول (۵-۱): مدل های مختلف ارائه شده برای المان های درز [5]

گروه	نوع المان	نام المان	دو بعدی (خطی)	سه بعدی (سطحی)
۱-الف	جعبه ی فنر گره به گره	Linkage element/ Gap element/ Bond link elem./ Tie link elem./ 2-node contact elem.	Ngo 1967 Nilson 1968 Franklin 1970 Dupeyrat 1975 Keuser 1983	Row 1983 Ahmad 1987
۱-ب	فنر قائم بادیسک اصطکاکی	Gap-friction elem./ Nodal tie element		Mondkar 1980 Couthard 1982
۱-پ	تابع شکل خطی با یک نقطه گوس	4-Node joint elem.	Schrickel 1980	
۱-ت	تابع شکل خطی با دو نقطه ی لوباتو	Bond element/ Decupled joint	Stauder 1972 Hilber 1976	
۱-ث	فنر با خروج از مرکزیت (انتقالی و چرخشی)	4Shell joint	Hall 1985	Dowling 1987
۲-الف	تابع شکل خطی با دو نقطه گوس (در سه بعدی 2×2)	Joint element/ Bond element/ Contact element/ Slip element/ 1-D interface	Goodman 1968 Hoshino 1974 Schafer 1975 Becker 1979 Toki 1981 Nadim 1982	Mahtab 1970 Schafer 1975 Desai 1976 Fenves 1989 Lau 1998 Azmi 2002
۲-ب	تابع شکل خطی با دو نقطه ی لوباتو	Expl. Rotation joint Element	Gooman 1974	
۳-الف	تابع شکل درجه دوم با دو یا سه نقطه گوس (در سه بعدی 2×2 یا 3×3)	Bond element/ Curved joint elem./ Interface element/ Nonl. Bound. Cond./ Isoparametric Contact element/ Connector element	Ngo 1975 Sharma 1976 Cramer 1979 Gadhinglajkar 1981 Hilber 1982 Carol 1983 Keuser 1985	Tardieu 1974 Buragohain 1978 O'Conner 1985 Kats 1982 Carol 1985 Pack 1989 Noruziaan 1995 Lotfi 1997 Espandar 2001
۳-ب	تابع شکل درجه دوم با سه نقطه لوباتو	Lumped joint element	Hohberg 1988 Qiu 1990	Urzuu 1977
۴-الف	تابع شکل خطی، ضخامت المان محدود، با درجه آزادی تغییر مکان نسبی	Well-conditioned Joint element Slip element	Ghaboussi 1973	Agbabian 1976 Wilson 1977
۴-ب	تابع شکل درجه دوم، ضخامت المان محدود، با درجه آزادی تغییر مکان نسبی	Parabolic interface Element	Muhlhaus 1977 Pande 1979	
۵-الف	تابع شکل خطی، فرمولاسیون کرنش، انتگرال گیری در ضخامت	Interface element/ Gap element/ Connector element	Petersson 1974 Llorente 1978 Stadter 1979	Isenber 1973
۵-ب	تابع شکل درجه دوم، فرمولاسیون کرنش، انتگرال گیری در ضخامت	Thin solid interface Element/ Thin-layer element	Vermeer 1975 Desai 1981	
۵-پ	تابع شکل درجه دوم، فرمولاسیون کرنش، انتگرال گیری در صفحه میانی	Variable thickness Joint element	Zienkiewicz 1970 Nsangou	Ricketts 1975 Richer 1985

۵-۴-۲- مقایسه المانهای با ضخامت محدود و ضخامت صفر

در یک دید کلی وجود دو روش را در مدلسازی المانهای درزگسسته میتوان مشاهده کرد :

- (۱) المان درز با ضخامت صفر (استفاده از تغییر مکانهای نسبی بین دو سطح بعنوان درجات آزادی)
- (۲) المان درز با ضخامت محدود (استفاده از تغییر مکانهای گرهی بعنوان درجات آزادی و بکارگیری کرنش در معادلات خواص مواد)

در المانهای با ضخامت محدود، ماتریس صلبیت، همانند ماتریس صلبیت المان پیوسته است که بر حسب مدول ارتجاعی و ضریب پواسون مصالح میان لایه تعریف می شود. در المانهای با ضخامت صفر ماتریس صلبیت بر حسب پارامترهای جریمه قائم و مماسی درز تعریف می گردد و تنشها بر حسب ماتریس صلبیت و تغییر مکانهای نسبی دو گره موجود در دو سمت المان درز محاسبه می شوند. می توان نشان داد که با کم کردن ضخامت المان درز با ضخامت محدود جوابها به سمت جوابهای بدست آمده از المانهای درز با ضخامت صفر میل می کنند. بنابراین اگر یک المان درز دقیقاً در محل اتصال دو جسم قرار داشته باشد، هر دو فرمول بندی، تنشها و تغییر مکانهای نرمال و برشی یکسانی را نتیجه می دهند [31].

در حالت مدل کردن بدنه سد با شبکه المان محدود درشت معمولاً کافی است که از روش المان درز با ضخامت صفر استفاده شود. علت این امر این است که تغییر مکانهای نسبی دو رویه المان درز نسبت به اندازه بدنه سد بسیار کوچک هستند. در روش استفاده از المان درز با ضخامت محدود ماتریس خواص مواد بر حسب مقادیر مدول یانگ و ضریب پواسون مصالح درز تشکیل می گردد و تنشها بر حسب کرنشها و با استفاده از این ماتریس خواص مواد محاسبه می شوند [35].

با توجه به اینکه المان با ضخامت محدود، خود یک المان پیوسته در محیط می باشد اما مشکلی که در اینجا وجود دارد، نسبت ابعاد المان (Aspect ratio) است. قاعده کلی در شبکه بندی محیط به

کمک روش اجزاء محدود این است که نسبت ابعاد المان نباید از 0.1 کوچکتر باشد در غیر این صورت قابلیت المان به شدت کاهش می یابد. (Hohberg (1990 معتقد است که نازک کردن المان میان لایه ای با ضخامت محدود با نسبت ابعاد کوچکتر از 0.01، سبب قفل شدن نتایج در جهت های مماسی و قائم بر المان خواهد شد [31].

۵-۴-۳- سابقه استفاده از المان های درز گسسته در آنالیز سدهای بتنی قوسی

تا به امروز از انواع متعدد المان های درز که در جدول (۲-۱) بیان شده اند، برای مدلسازی رفتار غیر خطی سدهای بتنی استفاده شده است. در ادامه مطلب، تحقیقات انجام شده برای مطالعه رفتار درزها در سدهای بتنی قوسی مورد بررسی قرار می گیرد.

fenves از جمله نخستین پژوهشگرانی هستند که پاسخ غیر خطی سدهای بتنی قوسی را مورد مطالعه قرار داده اند. در بررسی ایشان، صرفاً بازشدگی درزهای قائم، مورد توجه قرار گرفته و از پدیده هایی همچون بازشدگی درزهای پیرامونی ایجاد ترکهای افقی در درز بین لیفتها و رفتار غیر خطی بتن چشم پوشی شده است [24]. در این بررسی، درز بین طره ها با المان های میان لایه ای هشت گره ای (چهار گره ای مضاعف) با ضخامت صفر مدل سازی شده است. تنش در این نوع المان تابعی از تغییر مکان نسبی گره های دو وجهش می باشد و گسیختگی آن صرفاً از نوع کششی است (المان ۲-۱ الف در جدول ۲-۱). مقاومت برشی درزها بینهایت فرض شده، که این فرض در صورتی صحیح است که درزها دارای کلید برشی با مقاومت و ارتفاع کافی باشند. برای برقراری اتصال بین المان های درز و المان های پوسته ای تشکیل دهنده بدنه، از المان های جامد هشت گره ای استفاده شد، بطوریکه تعداد این المان ها در ضخامت سد برابر تعداد المان های درز است و در جهت قائم به ازاء هر المان پوسته دو المان جامد وجود دارد. بمنظور محاسبه ماتریس سختی از روشی موسوم به زیر سازه^۱

1- Substructure

استفاده شده، به این ترتیب که بدنه سد به دو بخش زیر سازه های خطی و غیر خطی تقسیم شده است. طره ها تشکیل دهنده بخش خطی و المان های درز تشکیل دهنده بخش غیر خطی می باشند. حال از آنجائیکه ماتریس سختی زیر سازه خطی تغییر نمی کند، لذا کافی است که فقط یکبار، در ابتدا تشکیل داده شود و در هر گام زمانی از آن استفاده گردد. به این ترتیب از حجم و زمان محاسبات تا حد زیادی کاسته می شود.

در مدل کردن اندرکنش بدنه سد و مخزن، از یک حل دامنه زمان برای بدست آوردن ماتریس جرم افزوده، بهره گرفته شده؛ که بدلیل فرض تراکم ناپذیر بودن آب، این ماتریس، مستقل از فرکانس تحریک می باشد. به این منظور، با المان های سه بعدی سیال، مخزن مدل شده و فشار هیدرودینامیک وارد بر بدنه محاسبه گشته است. با تبدیل این فشار به نیروی گره ای معادل و بهره گیری از روش کار مجازی، ماتریس جرم افزوده دقیق بدست می آید. تنها مسئله باقیمانده این است که ماتریس بدست آمده قطری نیست. این باعث می شود که در تمامی درجات آزادی گره های وجه بالادست سد، همبستگی ایجاد شود. این مسئله، استفاده از روش زیر سازه را غیر ممکن می سازد. لذا برای حل این مشکل، با درایه های قطر اصلی این ماتریس، یک ماتریس جرم افزوده قطری تقریبی تشکیل می شود؛ و با این ماتریس مانند روش وسترگارد اندرکنش سد و مخزن لحاظ می گردد. البته قطری کردن ماتریس جرم افزوده، مسلماً در پاسخ سازه ایجاد خطا خواهد کرد، اما fenves خاطر نشان ساخته اند که این خطا کوچک تر از خطای فرض آب تراکم ناپذیر است [25]. در این مدل، مطالعه اندرکنش بدنه سد و سنگ پی با یک مدل ساده پی بدون جرم صورت گرفته است. پس از بررسی رفتار دینامیکی مجموعه سد، مخزن و پی مشخص شده است که باز شدن درزهای قائم، از یک سو باعث کاهش سختی سازه و افزایش تغییر شکل های آن خواهد شد، و از سوی دیگر این رخداد، کاهش عمل قوسی و افزایش عمل طره را بدنبال خواهد داشت؛ که این پدیده، موجب کاهش ماکزیمم تنش های کششی در جهت قوس و در مقابل، افزایش تنش های کششی در راستای طره می شود.

یکی دیگر از تحقیقات انجام شده در این زمینه، به وسیله Lau انجام شده است. در این بررسی علاوه بر بازشدگی درزهای قائم، لغزش برشی آنها نیز مطالعه شده و اثر پارامترهای گوناگون بر روی لغزش درزها و پاسخ سد مورد توجه قرار گرفته است [34].

برای مدل کردن درزها، از المان های میان لایه ای هشت گره ای (چهار گره ای مضاعف)، با ضخامت صفر و با ترکیب دو نقطه انتگرال گیری گوس در ضخامت سد، استفاده شده است. تغییر مکان و تنش برشی مربوط به صفحه ی لغزش درز، بر اساس برآیند دو مؤلفه ی برش موجود در دو جهت متعامد تعریف شده است؛ که البته بزرگی و جهت این تغییر مکان و تنش، به شکل پیوسته، در طول مدت اعمال بار دینامیکی تغییر می کند. در این بررسی اثر کلیدهای برشی گوناگون، با مشخص کردن یک حد مناسب برای تغییر مکان برشی دو وجه درز تعریف شده است. به عبارتی، تا پیش از آنکه اندازه بازشدگی درز از ارتفاع کلیدهای برشی مستطیلی تجاوز نماید (بازشدگی کامل)، هیچگونه لغزشی در درز رخ نمی دهد. در مقابل، در صورت وجود کلیدهای برشی دوزنقه ای، حتی یک باز شدگی جزئی در درزها میتواند موجب لغزش محدودی در آنها شود. هرچند که در این مدل، کلیدهای برشی دوزنقه ای وارد معادلات نشده است. فرضیات اساسی که در این مطالعه برای مدلسازی رفتار درزهای قائم مورد توجه بوده است، به شرح زیر می باشد:

- ۱- از مقاومت کششی درزها صرف نظر شده است.
- ۲- در باز شدگی کامل درز، سختی مماسی آن به صفر کاهش می یابد.
- ۳- هر لحظه که درز باز شود (بازشدگی جزئی)، سختی و تنش قائم بر سطح المان صفر می شود.
- ۴- در بازشدگی جزئی وقتی تنش جزئی درز از مقاومت برشی آن تجاوز نماید، در مقابل افزایش لغزش، نیروی برشی مقاوم درز مقدار ثابتی خواهد بود، که حاصل چسبندگی آن می باشد.
- ۵- فرض می گردد زمانی که درز باز است، هیچ همبستگی بین جابه جایی های قائم و مماسی درز وجود ندارد.

۶- در حالتی که درز بسته است، اصطکاک بین دو وجه درز نقش موثری در مقاومت آن در برابر لغزش دارد. در این وضعیت درز بصورت الاستیک یا الاستوپلاستیک رفتار می کند و جابه جایی های قائم و مماسی به هم همبسته اند.

۷- مدل مور- کولمب برای رفتار پلاستیک درز در لغزش، در نظر گرفته می شود.

در بررسی رفتار هیدرودینامیک مخزن، آب بصورت سیالی تراکم ناپذیر و غیر لزج مدل شده که تمام مخزن را پر کرده است. به منظور کاهش حجم محاسبات اندرکنش سد و مخزن، با ماتریس جرم افزوده لحاظ گردیده؛ و برای بررسی تأثیرات متقابل سد و پی، قسمتی از سنگ پی به شکل بدون جرم در مدل وارد شده است. در این بررسی مشخص شده است که وقوع لغزش در درزها از یک سو موجب افزایش بازشدگی درزها می شود و از سوی دیگر این پدیده افزایش ماگزیمم تنش در جهت طره را بدنبال خواهد داشت.

Lotfi رفتار غیر خطی سد شهید رجایی (بر روی رود تجن در شهر ساری) را مورد بررسی قرار داده است [36]. رفتار غیر خطی بدنه سد از آنجا ناشی می شود که در حین وقوع زمین لرزه درزهای قائم باز میشوند که این امر از یک سو موجب کاهش تنش های قوسی و از سوی دیگر باعث افزایش کشش در جهت طره، در وجه پایین دست سد خواهد شد. اگر نیروی تحریک زلزله از حد معینی تجاوز نماید، آنگاه تنش های کششی مزبور از مقاومت کششی سطوح واریز بتن (لیفت ها) بیشتر شده و این امر باعث ایجاد ترکهای افقی در بدنه سد می گردد. رشد این ترکها و پیوستن آنها به ترک های قائم، ایجاد ناپیوستگی در بلوکهای بدنه سد را بدنبال خواهد داشت. مطالعه پایداری این قسمتهای جدا شده بدنه سد در ادامه تحریک زلزله، موضوع اصلی در این بررسی می باشد. برای مدلسازی درزها، چه قائم و چه افقی، از المان های میان لایه ای شانزده گره ای (هشت گره ای مضاعف) استفاده شده است. در این مدل، رفتار غیر خطی بدنه سد، فقط به علت بازشدن درزها و متعاقب آن نرم شدگی کامل کششی در آنها بروز می کند، اما رفتار غیر خطی برشی و گسیختگی برشی در درزها

لحاظ نشده است. تنها تفاوت درزهای افقی با قائم آن است که مقاومت کششی درزهای افقی (بین دو لیفت متوالی) از مقاومت کششی درزهای قائم (ما بین طره ها) بیشتر منظور می شود. در بررسی رفتار هیدرودینامیک مخزن، آب بصورت سیالی تراکم ناپذیر و غیر چسبنده مدل شده که تمام مخزن را پر کرده است. بمنظور کاهش حجم محاسبات، اندرکنش سد و مخزن با ماتریس جرم افزوده لحاظ گردیده و اتصال بدنه سد و سنگ پی بصورت صلب مدل شده است. این اتصال صلب باعث می شود که در مدل خطی، تنش ها در محل اتصال بدنه سد به سنگ پی از مقدار واقعی بزرگ تر محاسبه گردد، ولی در مدل غیر خطی به علت بازشدگی درزهای پیرامونی پاسخ سازه به واقعیت نزدیک تر خواهد بود.

در این بررسی مشخص شده که در مدل خطی پس از اعمال فشار هیدروستاتیک، تنش های کششی قابل ملاحظه ای در وجه بالادست، در محل اتصال بدنه سد به سنگ پی بوجود می آید. اما در مدل غیر خطی به دلیل باز شدن درزهای پیرامونی، این تنش های کششی کاهش می یابد.

احمدی یک مدل درز با نام SDCJ¹ با رفتار توأم کشش و برش ارائه کرده است، که نتایج واقعی تری را در زلزله های شدید از خود نشان می دهد [10]. ایشان رفتار الاستوپلاستیک درزهای انقباض را بوسیله این مدل مورد بررسی قرار داده اند، البته بجای آنکه از معادلات توأمان الاستوپلاستیک استفاده کنند، ماتریس سختی المان های درز را به شکل قطری در نظر گرفته اند که این باعث می شود در ظاهر به نظر برسد این معادلات غیر توأمان می باشند، لیکن مقادیر سختی های قائم و مماسی، خود تابعی از پارامترهای متعدد می باشند که در هر گام مقادیر آنها محاسبه می شود. به این ترتیب که از یک سو ضریب سختی قائم، تابعی است از جابجایی های نسبی قائم و مماسی درز، مقاومت کششی درز و ضریب سختی قائم اولیه درز، و از سوی دیگر ضریب سختی مماسی، تابعی از

1- Simplified Discrete Crack Joint

جابجایی های نسبی قائم درز، ضریب اصطکاک، چسبندگی، ارتفاع کلیدهای برشی، تنش قائم و ضریب سختی مماسی اولیه درز می باشد.

در این مطالعه فرضیات زیر برای تحصیل روابط بنیادی درزها در نظر گرفته شده است:

۱- مقدار ضریب سختی قائم و تنش قائم، پس از بازشدگی درز (ترک کششی) صفر می شود، اما ضریب سختی مماسی، پس از باز شدن درز کاهش خواهد یافت.

۲- وقتی که باز شدگی درز به حد معینی برابر با ارتفاع کلیدهای برشی برسد، سختی مماسی درز صفر می گردد.

۳- پس از بسته شدن درز، اصطکاک در برابر لغزش فعال خواهد گشت، در این حالت، درز به شکل الاستیک یا الاستوپلاستیک رفتار خواهد کرد که این نشان دهنده ی اثر جابه جایی قائم بر روی رفتار برشی درز می باشد.

۴- شکست برشی در درز، همراه با از بین رفتن مقاومت برشی درز می باشد، اما در بارگذاری مجدد، دوباره یک مقاومت برشی، به علت ضریب اصطکاک کاهش یافته، در درز به وجود می آید.

۵- با شکست برشی یا کششی درز، مقاومت کششی آن از بین خواهد رفت، ولی سختی برشی آن کاهش می یابد.

علاوه بر این، در مطالعه ایشان رفتار آب مخزن، تراکم پذیر و غیر چرخشی منظور شده و اندرکنش بدنه ی سد و مخزن با در نظر گرفتن درجات آزادی پتانسیل فشار برای سیال و جابه جایی برای بدنه ی سد در تحلیل وارد گشته است، به این منظور بخشی از مخزن در نزدیکی بدنه ی سد، با روش اجزای محدود، مدل سازی شده و شرایط مرزی در مرزهای مختلف در نظر گرفته شده است و در قسمت انتهای مخزن نیز از شرط مرزی سامرفیلد استفاده شده و آنالیز در محدوده ی زمان صورت گرفته است ولی از سوی دیگر از اندرکنش سد و پی صرف نظر شده و اتصال بدنه سد به سنگ پی صلب منظور شده است. در این بررسی مشخص شده است که چسبندگی و مقاومت کششی درزها به

شکل محسوسی بر روی پاسخ کلی سازه تأثیر گذار نخواهند بود اما از سوی دیگر، منظور کردن آب مخزن، به عنوان سیالی تراکم پذیر و در نظر گرفتن اندرکنش کامل بدنه سد و مخزن، نقش اساسی در واقعی تر بودن پاسخ لرزه ای سازه خواهد داشت. از تحقیقات دیگری که در این زمینه صورت گرفته، می توان به بررسی Lotfi and Espandar اشاره نمود که ایشان رفتار درزهای انقباض و درزهای پیرامونی (در محل اتصال بدنه به سنگ پی) را در سدهای قوسی مورد مطالعه قرار داده اند. به این منظور برای درزهای پیرامونی یک مدل ویژه ارائه کرده اند. در مدل ارائه شده توسط ایشان، مقاومت برشی درز بینهایت فرض می گردد، لذا گسیختگی رخ داده در درز فقط از نوع کششی خواهد بود. پس از این گسیختگی سختی و تنش های قائم و مماسی درز صفر خواهند شد و حرکت درز به شکل کاملاً آزاد و غیر مقید صورت خواهد گرفت، پس از آنکه مجدداً در درز تنش فشاری به وجود آید، دوباره درز سختی های قائم و مماسی خود را باز می یابد و رفتار درز در فشار و برش بصورت الاستیک خواهد بود. به منظور کاهش عملیات محاسباتی، اندرکنش سد و مخزن بصورت جرم افزوده در تحلیل وارد شده و اتصال بدنه سد به سنگ پی بصورت صلب در نظر گرفته شده است. در این بررسی مشخص شده است که با در نظر گرفته رفتار غیر خطی درزهای پیرامونی در برش، تنش های کششی در بدنه سد، در محل اتصال به پی به میزان قابل توجهی کاهش خواهد یافت [37].

Azmi and Paultre نیز رفتار غیر خطی سدهای بتنی وزنی و قوسی را مورد مطالعه قرار داده اند. در بررسی ایشان باز و بسته شدن درزهای انقباض، توسط معیار تنش های قائم بکار رفته در مرجع [24] و حرکت مماسی آنها به وسیله معیار مور- کولمب کنترل می شود. مدل ارائه شده برای درزها شامل یک المان ایزوپارامتریک میان لایه ای هشت گره ای (چهار گره ای مضاعف) به ضخامت صفر می باشد که قابلیت مدل کردن باز و بسته شدن و حرکت مماسی درزها را دارد. برای مدل کردن اندرکنش بدنه سد و مخزن از روش ماتریس جرم افزوده بهره گرفته شده، که این ماتریس بوسیله برنامه RESVOR از مرجع [24] تولید گردیده است. علاوه بر این، اندرکنش سد و سنگ پی، با مدل

کردن بخشی از سنگ پی با المان های جامد سه بعدی در یک لایه، به شکل بدون جرم منظور شده است. در این بررسی این نتیجه حاصل شده است که در نظر گرفتن حرکت مماسی درزها باعث کاهش بازشدگی درزها، بویژه در وجه بالادست سد می شود و در این حالت، لغزش قابل توجهی در درزها مشاهده می شود [13].

۵-۵- انتخاب المان درز

با توجه به اینکه در این رساله، از برنامه ANSYS استفاده شده است لذا انتخاب نوع المان درز نیز با محدودیتهای خاصی روبرو بوده است. دایره انتخاب ما برای المان درز گسسته در بدنه سد بعنوان المانهای تماسی (Contact) موجود در این برنامه در جدول (۵-۲) لیست شده است [11].

با توجه به سه بعدی بودن مسأله، دایره انتخاب تنگ تر شده و همچنین با ملاحظه محدودیتهای و نحوه عملکرد هر یک از المانهای تماس در برنامه و مقایسه با قابلیت هایی که از مدلسازی درزهای انقباض در بدنه سد انتظار می رفت از المان های تماسی (المان CONTA174,TARGE170 از المان های سطح به سطح در جدول (۵-۲)) هشت گره ای با ضخامت صفر جهت مدل سازی درزها در بدنه سد استفاده شده است. در ادامه به بررسی مدل رفتاری این المان ها خواهیم پرداخت.

جدول (۵-۲) وضعیت المانهای تماس در ANSYS [11]

	Node-to-Node			Node-to-Surface	Surface-to-Surface		Line-to-Line
Point-to-Point	CONTAC12	CONTAC52	CONTA178	CONTA175, TARGE169, TARGE170	CONTA171, CONTA172 TARGE169	CONTA173, CONTA174 TARGE 170	CONTA176, TARGE170
Point-to-Surface	*	*	*				
Surface-to-Surface				*			
2-D				*	*	*	
3-D		*	*	*		*	*
Sliding	small	small	small	large	large	large	large
Contact Stiffness	user-defined	user-defined	semi-automatic	semi-automatic	semi-automatic	semi-automatic	semi-automatic
Auto-meshing Tools	EINTF	EINTF	EINTF	ESURF	ESURF	ESURF	ESURF
Lower-Order	*	*	*	*	*	*	*
Higher-Order				(2-D only) *	*	*	*
Rigid-Flexible	*	*	*	*	*	*	*
Flexible-Flexible	*	*	*	*	*	*	*
Thermal Contact				*	*	*	

۵-۱-۵-۵- مدل رفتاری المان درز

المان های تماسی به کار رفته از دو رویه که هرکدام مشابه یک المان چهار گره ای می باشند

تشکیل شده اند. (شکل ۵-۱)

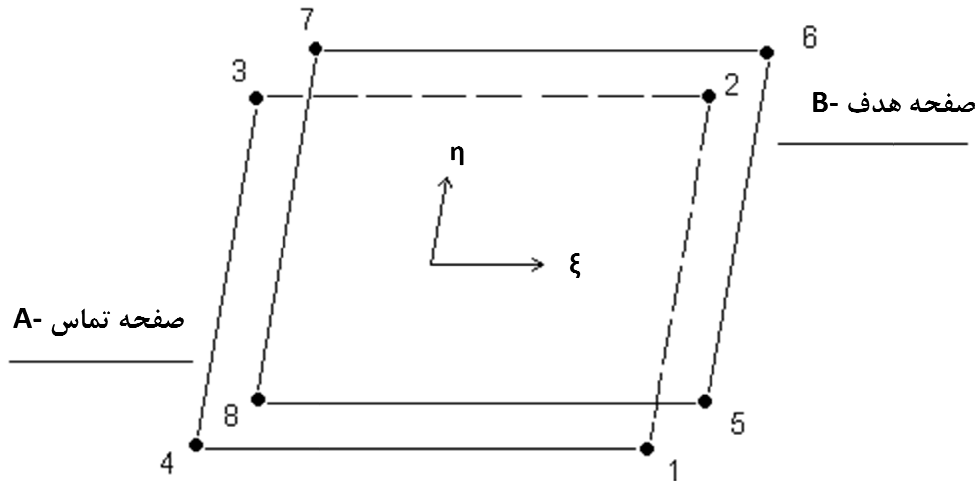
در ابتدا این دو رویه و گره های متناظر آنها کاملاً بر هم منطبق می باشند، اما در روند اعمال بار

امکان بازشدگی جزئی یا کامل این دو رویه وجود دارد. مختصات مکانی هر نقطه از این دو رویه با

استفاده از مقادیر مختصات گره ای المان و توابع شکل درون یابی می شود:

$$x^j = \sum_{i=1}^4 f_i x_i^f, \quad j=1, 2, 3 \quad (1-5)$$

در رابطه فوق، راستاهای 1 و 2 مماس بر رویه و راستای 3 عمود بر آن است. همچنین f_i نشان دهنده تابع شکل گره ای i ام، در هر وجه المان تماسی است.



شکل (1-5) المان CONTACT هشت گره ای (چهار گره ای مضاعف)

بطور مشابه، جابجایی نسبی دو رویه در هر جهت برای یک نقطه اختیاری، بر حسب مقادیر جابجایی نسبی گره ای دو رویه در همان جهت درون یابی می شود:

$$\Delta U^j = \sum_{i=1}^4 f_i \Delta U_i^f, \quad j=1, 2, 3 \quad (2-5)$$

بنابراین، بردار جابجایی نسبی در هر نقطه به صورت زیر نوشته می شود:

$$\{\varepsilon\} = [B] \{DU^e\} = \sum_{i=1}^4 [B] \{DU_i\} \quad (3-5)$$

در رابطه فوق :

$$\{\varepsilon\} = \{\Delta U^1 \quad \Delta U^2 \quad \Delta U^3\}^T \quad (4-5)$$

$$\{\Delta U_i\} = \{\Delta U_i^1 \quad \Delta U_i^2 \quad \Delta U_i^3\}^T \quad (5-5)$$

و $[B]$ یک ماتریس قطری 3×3 می باشد که هریک از اعضاء قطری آن برابر f_i می باشد. تنش های محلی در هر نقطه از المان تماسی تابعی از مقادیر جابه جایی های نسبی محلی در آن نقطه می باشد، بطوریکه داریم:

$$\{\sigma^1\} = [D^1] \{\varepsilon^1\} \quad (6-5)$$

$[D^1]$ یک ماتریس قطری 3×3 با اعضاء قطری مطابق زیر است:

$$D_{jj}^1 = K_j, \quad j=1, 2, 3 \quad (7-5)$$

در رابطه (7-5)، k_j سختی المان درز در جهت j ام است که بطور معمول یک مقدار نسبتاً بزرگ برای این سختی در نظر گرفته می شود. البته در صورتی که مقدار تنش قائم در یک نقطه انتگرال گیری گوس از یک مقدار مشخص حدی (مقاومت کششی) بیشتر گردد، آن قسمت از درز باز شده و فرض نرم شوندگی کامل در راستای قائم اعمال می شود. اگر در مراحل بعدی، آن قسمت از المان بسته شود و بخواهد بصورت فشاری عمل نماید، در آن صورت، المان درز دوباره سختی خود را باز می یابد.

بردارهای جابجایی نسبی محلی و کلی از طریق ماتریس $[T]$ به یکدیگر مربوط می شوند:

$$\{\varepsilon^1\} = [T] \{\varepsilon\} = [T][B] \{\Delta U^e\} \quad (8-5)$$

که ردیف j ام ماتریس $[T]$ ، متناظر با مولفه های یک بردار واحد در جهت محلی j ام می باشد.

همچنین از ترکیب روابط (6-5) و (8-5) نتیجه می شود:

$$\{\sigma^1\} = [D^1][T][B] \{\Delta U^e\} \quad (9-5)$$

در ضمن، بردار $\{\Delta U^e\}$ را می توان به صورت رابطه (10-5) نوشت:

$$\{\Delta U^e\} = [G] \{U^e\} \quad (10-5)$$

که در معادله (10-5) :

$$\{U^e\} = \{U_1^A, V_1^A, W_1^A, \dots, U_4^A, V_4^A, W_4^A, U_1^B, V_1^B, W_1^B, \dots, U_4^B, V_4^B, W_4^B\} \quad (11-5)$$

$$[G] = [[-I], [+I]] \quad (12-5)$$

[I] یک ماتریس واحد 12×12 می باشد و اندیس های A و B به ترتیب نمایشگر صفحات زیرین و فوقانی المان هستند. نهایتاً ماتریس سختی المان از برابری کار مجازی داخلی و خارجی به شکل زیر حاصل می شود:

$$\int_A \{\delta \varepsilon^I\}^T \{\delta^I\} dA = \{\delta U^e\}^T \{P^e\} \quad (13-5)$$

از جاگذاری روابط (8-5) تا (10-5) در رابطه (13-5) خواهیم داشت:

$$\{\delta U^e\}^T [G]^T \left(\int_A [B]^T [T]^T [D^I] [T] [B] dA \right) [G] \{U^e\} = \{\delta U^e\}^T \{P^e\} \quad (14-5)$$

تساوی فوق برای هر بردار جابجایی مجازی دلخواه صادق است. لذا معادله تعادل برای یک المان را میتوان به شکل زیر نوشت:

$$[K_T^e] \{U^e\} = \{P^e\} \quad (15-5)$$

در نهایت ماتریس سختی مماسی به صورت رابطه (16-5) نوشته می شود:

$$[K_T^e] = [G]^T \left(\int_A [B]^T [T]^T [D^I] [T] [B] dA \right) [G] \quad (16-5)$$

مراحل انتگرال گیری عددی رابطه (16-5) با استفاده از روش گاوس انجام می گیرد [5].

۵-۵-۲- روش حل مسأله تماسی مقید

از روش پارامتر جریمه^۱ برای حل مسئله تماس میان دو وجه درز استفاده شده است. روش پارامتر جریمه عبارت است از اعمال قیدهای سازه ای بین گره های سازه به کمک اضافه نمودن یک عدد نسبی بزرگ به ماتریس سختی و ضریبی از آن به بردار نیروهای وارده. در این صورت به عدد افزوده شده، پارامتر جریمه اطلاق می شود. این قیدها ممکن است در تکیه گاه های سازه، یا بین دو گره متناظر در المان تماسی اعمال شوند، به این ترتیب که در حالت اول با افزایش مقدار سختی فنرهای خطی متصل به مرز آزاد جسم، شرایط تکیه گاهی صلب در آن مرز مدل می شود و در حالت دوم با این افزایش، قیدهای بین گره های المان تماسی ایجاد می گردند. در این روش مقادیر ضرایب سختی جهات قائم و مماسی می توانند متفاوت باشند. در انتخاب پارامترهای جریمه به این مسئله باید توجه داشت که از یک سو این مقادیر نه آن اندازه کوچک باشند که اجازه تداخل المان ها را در یکدیگر بدهند و از سوی دیگر، نه آن میزان بزرگ باشند که موجب ایجاد وضعیت نامناسب^۲ در ماتریس سختی کل سازه گردند. از نقطه نظر تئوری به نظر می رسد هنگامی که پارامتر جریمه به بینهایت میل می کند، روش جریمه چشم انداز دقیق تری از مدلسازی قید ها را ارائه می دهد. اما در عمل پس از گذر از یک مقدار حدی، دقت نتایج کاهش پیدا می کند [5]. این رخ داد بدان علت است که اختلاف میان یکی از درایه های ماتریس سختی سیستم با سایر درایه های آن بیشتر و بیشتر می گردد. این پدیده که به وضعیت نامناسب ماتریس سختی موسوم است مورد توجه بسیاری از محققان بوده و باید در کاربرد این روش مورد توجه قرار گیرد.

مزایای روش جریمه را میتوان بدین صورت برشمرد [31]:

1- Penalty Approach

2- Ill-Conditioning

- سرعت قابل تنظیم همگرایی بر اساس میزان خطایی که در تعریف قیود پذیرفته می شود. بعنوان مثال میزان نفوذ دو المان مجاور در یکدیگر بعنوان تابعی از اندازه المانهای مجاور قابل تعریف است.
- ارضاء اصل بقاء مومنتم (انتقال مومنتم در برخورد بین دو جسم) در حالت دینامیکی
- تقارن بدون ایجاد تمایز میان جسم نفوذ کننده و جسم تحت نفوذ
- سادگی کاربرد بر اساس تعریف رابطه سازی المان
- عدم تعریف متغیرهای اضافی که سبب افزایش معادلات سیستم می شود (که این خود سبب ایجاد مشکلات فراوانی در برنامه های کامپیوتری خواهد شد).
- نگهداری سیستم ماتریسها بصورت مثبت - معین (Positive-Definite) جهت به حداقل رساندن محاسبات ماتریسی مورد نیاز در برنامه.

۵-۲-۱ نحوه تعیین مقادیر سختی درز

یک روش ساده و متداول برای محاسبه سختی المان درز، استفاده از رابطه (۵-۱۷) می باشد که توسط fenves ارائه شده است [24].

$$K_j = \frac{nE}{L}, \quad j=1, 2, 3 \quad (۵-۱۷)$$

که در آن E مدول الاستیسیته ی مصالح و L طول المان حجمی مجاور در جهت عمود بر درز می باشد؛ و n عددی است که از ده تا صد تغییر می کند. در عمل برای انتخاب بهترین پارامتر جریمه توصیه می شود که از مقادیر کوچک شروع کرده و سعی در پیدا کردن کمترین مقداری شود که شرایط مورد نظر را (با توجه به توزیع تنش در محیط پیوسته و فرکانس های ویژه سازه ی درز دار) برآورده نماید [5]. برای اولین آزمون میتوان از رابطه (۵-۱۷) استفاده نمود. در دومین سعی میزان

پارامتر جریمه افزایش یافته و متعاقباً تأثیر آن بر روی معیارهای ذکر شده بررسی می گردد؛ و این روند تا برآورده شدن شرایط لازم ادامه می یابد.

به اعتقاد (Hohberg 1992) ، کاهش مقدار جریمه سبب بهتر عمل نمودن سیستم در تغییرات ناگهانی سختی (در هنگام بازشدگی - بسته شدگی یا لغزش - چسبندگی) و همچنین بهتر کردن خروجی تنش درز و افزایش سرعت همگرایی می گردد[31].

فصل ششم

بررسی رویه انجام تحلیلهای و

مدلهای تحلیل شده

۶-۱- مقدمه

در این فصل ابتدا اندکی در مورد ساخت مدل سدهای قوسی در نرم افزار ANSYS شرح داده و سپس به معرفی مدل‌های المان محدود تحلیل شده در این رساله، پارامترهای لحاظ شده در تحلیل‌ها و بررسی نتایج آنها خواهیم پرداخت. با توجه به اهداف این رساله مدل‌های مختلفی ساخته شده و مورد بررسی قرار گرفته‌اند. این مدل‌ها در عواملی همچون: سختی پی سد، تراکم پذیری سیال و احتساب اثرات درزهای انقباضی با یکدیگر متفاوت بوده و لذا می‌توان تاثیر هر یک از عوامل فوق‌الذکر در پاسخ لرزه ای سدهای قوسی را با مقایسه نتایج مدل‌هایی مختلف از مجموعه مدل‌های تحلیل شده مورد بررسی قرار داد.

۶-۲- رویه انجام تحلیلها

بطور کلی مراحل یک تحلیل کامل را می‌توان به سه بخش تفکیک نمود:

(۱) ساخت مدل مورد نیاز جهت تحلیل عددی

(۲) اعمال شرایط مرزی به اجزای مدل

(۳) انجام محاسبات عددی برای حل مسئله

درانجام تحلیل‌های مورد نیاز برای یک سیستم وابسته سد، مخزن و پی بوسیله نرم افزار ANSYS، در موارد سه گانه فوق، این نرم افزار تقریباً تمامی انتظارات طراح را پاسخگو می‌باشد. در ادامه قابلیت‌های برنامه و نیز اجزای مختلف مدل‌های بکار رفته را در قالب بخش ساخت مدل‌های المان محدود مورد بررسی قرار می‌دهیم.

۶-۲-۱- ساخت مدل‌های المان محدود

در این تحقیق از نرم افزار ANSYS11 استفاده شده است. که امتیازات ویژه برنامه فوق در مقایسه با برنامه های تک منظوره آنالیز سدهای بتنی قوسی موجب انتخاب آن در مطالعه حاضر می باشد. این نرم افزار در واقع نرم افزاری کارآمد جهت انجام تحلیلهای عددی به روش المانهای محدود می باشد. این برنامه دارای توانایی بالایی جهت طراحی و مش بندی محیطهایی با هندسه پیچیده و حجم می باشد. از دیگر ویژگی های این برنامه قدرتمند بودن آن در لحاظ کردن مسائل اندرکنش آب و سازه است.

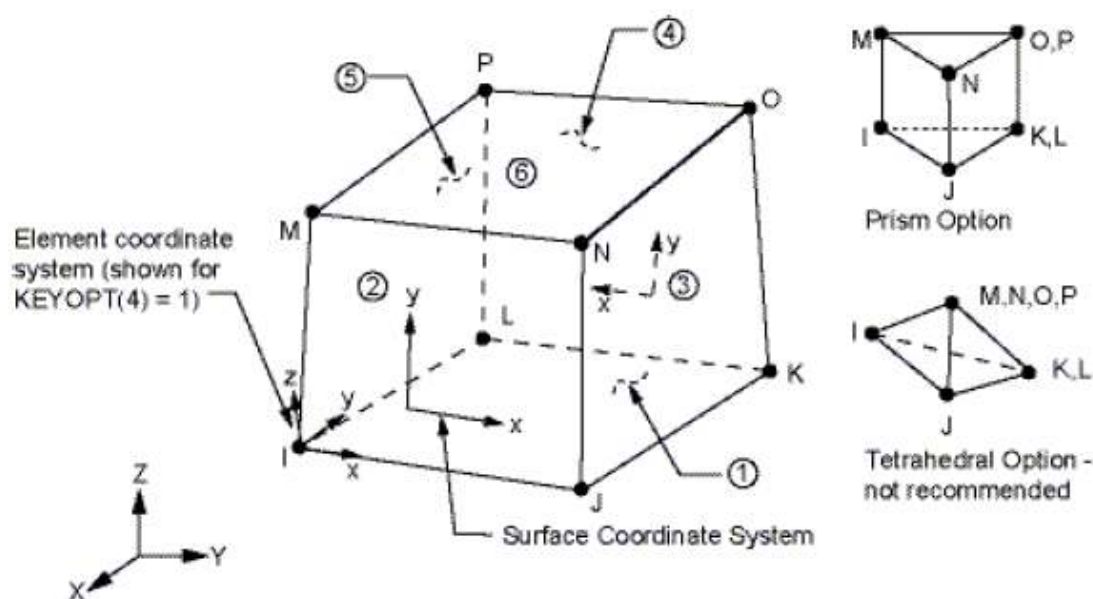
برنامه ANSYS قادر به اعمال شرایط مرزی دلخواه در مرزهای مخزن، اعم از جذب کامل، مرز بی نهایت یا مرز با درصد جذب انرژی معین می باشد. در این برنامه مسأله اندرکنش سازه و سیال می تواند هم از طریق دیدگاه لاگرانژی و هم به طریق دیدگاه اویلری در نظر گرفته شود. در این تحقیق، جهت در نظر گرفتن مسأله اندرکنش، از دیدگاه اویلری استفاده شده است. بدین ترتیب که مجهول گرهی محیط مخزن، فشار و مجهول گرهی سد و فونداسیون تغییر مکان می باشد و گره هایی که در مرز مشترک سد و مخزن قرار دارند، دارای درجات آزادی فشار و تغییر مکان خواهند بود. به طور کلی در تحلیل سدها با سه محیط متفاوت، بدنه سد، پی و دریاچه روبرو خواهیم بود که باید هر یک را با المانهای مناسب با آن المان بندی نمود. در این تحقیق از 5 نوع المان مختلف جهت المان بندی مدلها استفاده شده است که در جدول (۶-۱) شرح داده شده اند.

جدول (۱-۶) المانهای بکار رفته در مدلها

نام المان	تعداد گره ها	نوع درجات آزادی	محل مورد استفاده
SOLID 45	8	تغییر مکان	بدنه سد و پی
CONTA 174 TARGET 170	8	تغییر مکان	درزهای انقباضی
FLUID 30	8	فشار و تغییر مکان	مرز اندرکنش سازه و سیال
FLUID 30	8	فشار	محیط سیال

۶-۲-۱-۱- مدل بدنه سد

همانطور که گفته شد جهت مدل کردن بدنه سد در برنامه ANSYS از المان Solid 45 استفاده شده است. هر کدام از گره های این المان دارای سه درجه آزادی انتقالی در جهات x ، y و z می باشند. ساختار کلی این المان در شکل (۱-۶) نشان داده شده است.



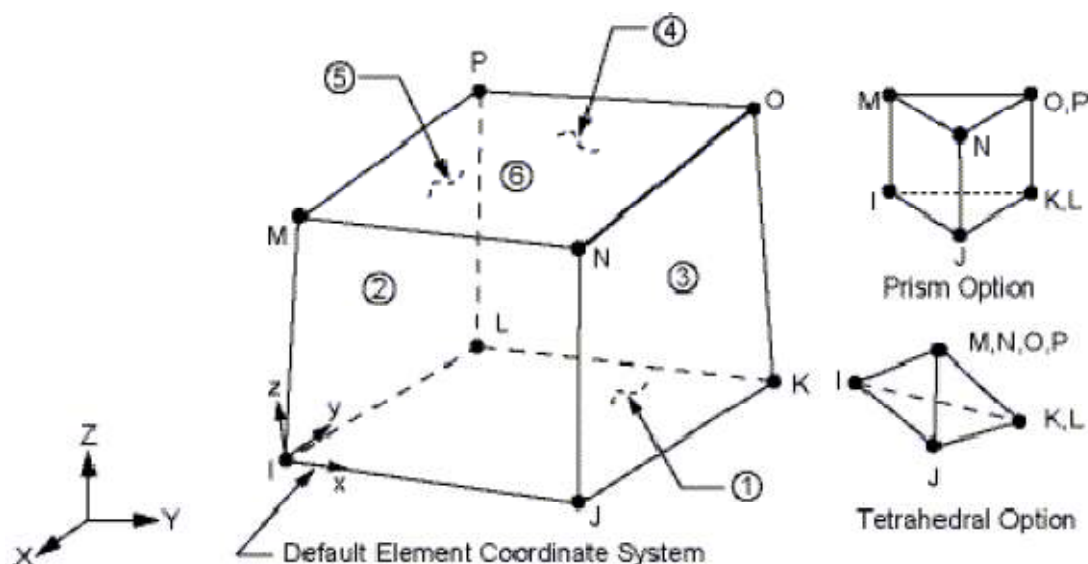
شکل (۱-۶) شکل کلی المان Solid 45 [11]

جهت مش بندی محیط بدنه سد از دو لایه المان Solid 45 در جهت ضخامت سد استفاده شده است. اندازه المانها تابعی از مشخصات بدنه سد می باشد و در حد امکان باید از تعداد کافی المان در مدلسازی استفاده نمود. دقت نتایج و زمان مورد نیاز برای تحلیل به روش اجزاء محدود، دو پارامتر اصلی حاکم در انتخاب نوع و تعداد المانها می باشند.

۶-۲-۱-۲- مدل فونداسیون سد

۶-۲-۱-۳- مدل مخزن سد

جهت مدل کردن بدنه سد از المان Fluid 30 استفاده شده است. کاربرد نمونه این المان در مسائل اندرکنش آب و سازه و نیز برای بررسی سازه‌های غوطه‌ور در سیال می‌باشد. 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 را اعمال کنیم. شکل کلی این المان در شکل (۶-۲) قابل مشاهده است.



شکل (۶-۲) شکل کلی المان Fluid 30 [11]

بعد از مش بندی سیال، باید مرز تماس آن با سازه در تمامی گره‌ها بصورت درگیر تعریف گردد و بدین وسیله معادلات سازه و سیال به شکل درگیر در می‌آیند. اطلاعات ورودی جهت تعریف این المان علاوه بر مختصات گره‌های آن، چگالی سیال و سرعت صوت، پارامتری به نام Mu جهت تعیین

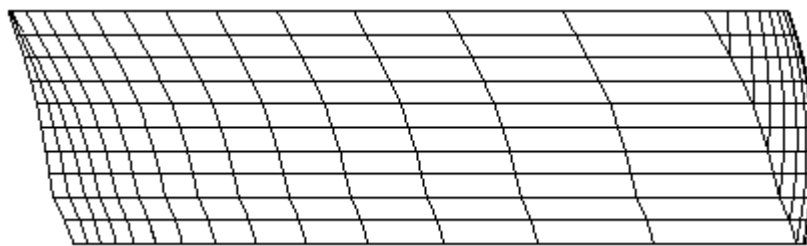
میزان جذب انرژی می باشد. سرعت صوت در سیال توسط رابطه $\sqrt{k/\rho}$ تعیین می شود که k مدول بالک سیال و ρ جرم حجمی سیال می باشد.

طولی از مخزن که در مدل ریاضی سیستم سد مخزن باید مورد استفاده قرار گیرد و از انعکاس امواج فشاری از بالادست مخزن به طرف سد جلوگیری گردد، در حدود سه برابر ارتفاع سد می باشد [52]. شکل مش بندی محیط مخزن سد که در این تحقیق به بررسی آن خواهیم پرداخت، در شکل (۳-۶) قابل مشاهده می باشد.

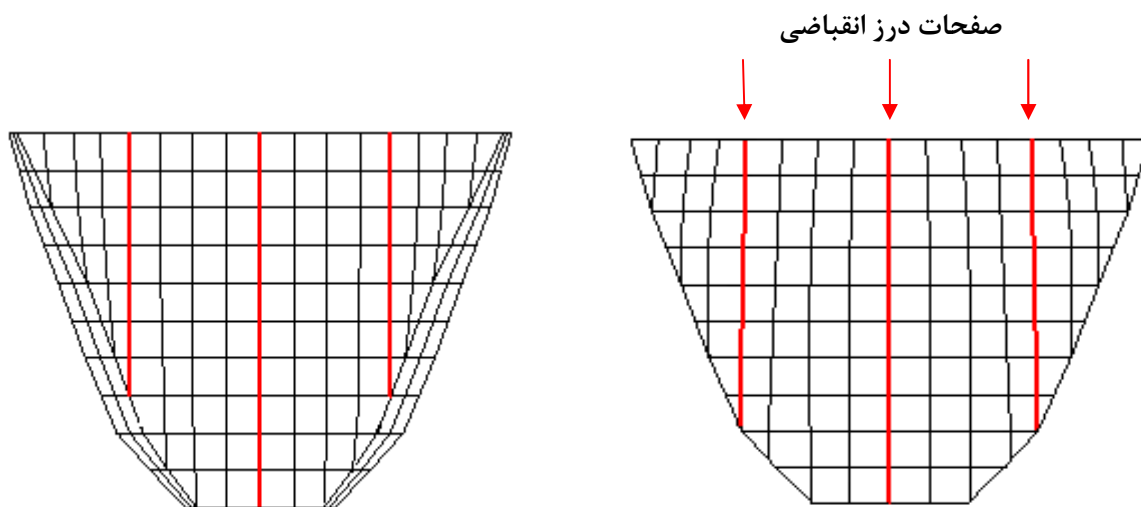
۶-۲-۱-۴- شرایط مرزی اعمال شده

شرط مرزی اعمال شده به محیط فونداسیون بدین گونه است که تمامی گره های مرزی فونداسیون در جهات انتقالی x ، y و z مقید شده اند. در نرم افزار ANSYS معادلات حاکم بر مخزن از معادله انتشار امواج با مجهول گرهی فشار، استخراج شده است و مبحث شرایط مرزی از عوامل موثر بر مدل مخزن، به خصوص حالت آب تراکم پذیر می باشد. در محیط مخزن دو نوع شرط مرزی اعمال شده است. اولین شرط مرزی در مرز مشترک بین سد و مخزن است که به شکل یک مرز اندرکنش تعریف می شود. شرط مرزی دوم در گره های سطح مخزن است که با توجه به توصیه های موجود مبنی بر مجاز بودن فرض فشار صفر در سطح مخزن (که خطای ناشی از این فرض بسیار اندک و قابل صرف نظر کردن است)، فشار هیدرودینامیک در کلیه گره های سطح مخزن، صفر فرض شده است.

- در اشکال (۳-۶) تا (۸-۶) اجزا مختلف مدلها نشان داده شده است.

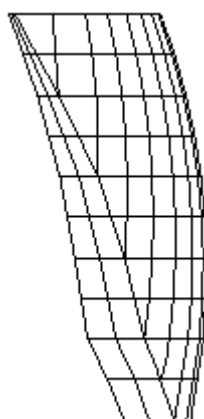


شکل (۳-۶) مدل المان محدود سد ماروپوینت با مخزن

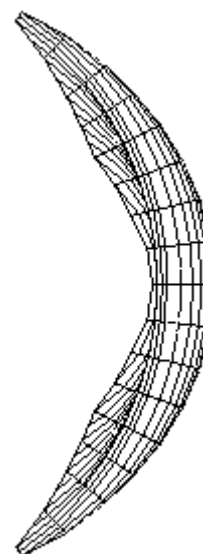


شکل (۵-۶) نمای پایین دست سد ماروپوینت

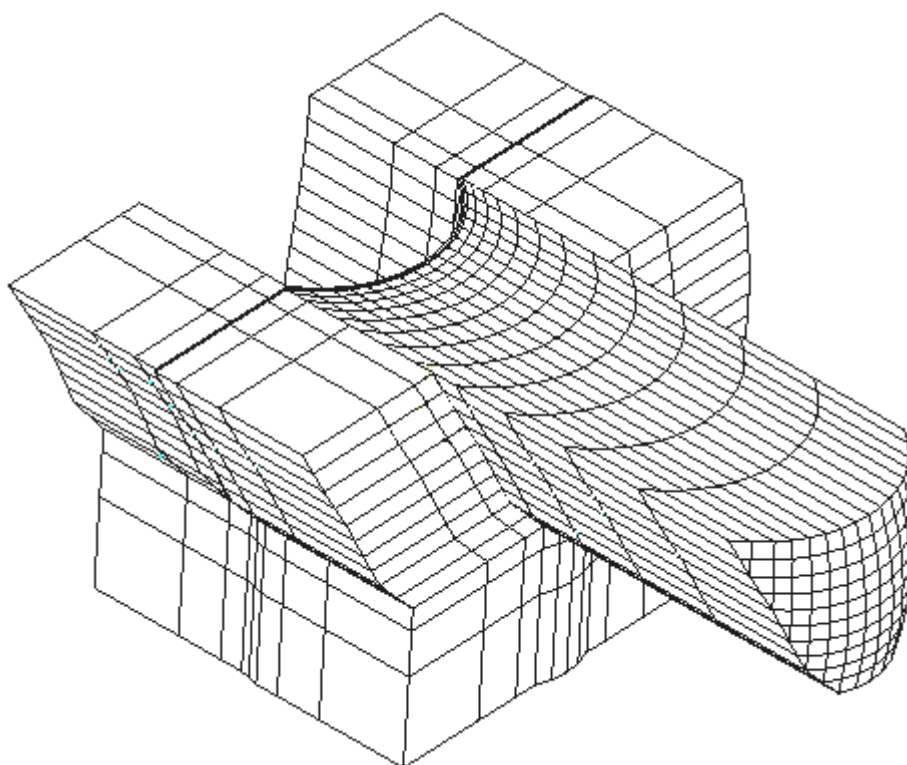
شکل (۴-۶) نمای بالادست سد ماروپوینت



شکل (۷-۶) نمای کناری سد ماروپوینت



شکل (۶-۶) پلان سد ماروپوینت



شکل (۸-۶) مدل المان محدود سد، مخزن و پی

در مجموع 2428 المان در مدلها بکار رفته است که در جدول (۲-۶) شرح آنها آمده است.

جدول (۲-۶) تعداد المانهای بکار رفته در اجزای مدلها

تعداد المان بکار رفته	محل مورد استفاده
236	بدنه سد
1416	دریاچه
720	پی
56	درزهای انقباضی

۶-۲-۲- خصوصیات مصالح و پارامترهای بکار رفته در تحلیلها

در تمامی تحلیلها سنگ پی به صورت یک محیط الاستیک بدون جرم مدل شده است. در جدول (۳-۶) مشخصات آب مخزن و نیز پارامترها و خصوصیات بتن بدنه و سنگ پی ارائه شده است.

جدول (۳-۶) مشخصات آب مخزن و خصوصیات الاستیک مصالح

27.57 GPA	مدول الاستیسیته بتن
0.2	ضریب پواسون بتن
24.33 KN/m ³	وزن مخصوص بتن
30 MPA	مقاومت فشاری بتن
2.8 MPA	مقاومت کششی بتن
18 GPA	مدول الاستیسیته سنگ پی
0.2	ضریب پواسون سنگ پی
9.81 KN/m ³	وزن مخصوص آب مخزن
1440 m/s	سرعت موج فشاری در آب
0.15	ضریب انعکاس کناره ها و کف مخزن (α)
10	ضریب سختی نرمال ($\frac{k_n}{E}$)
10	ضریب سختی برشی ($\frac{k_{s,t}}{E}$)

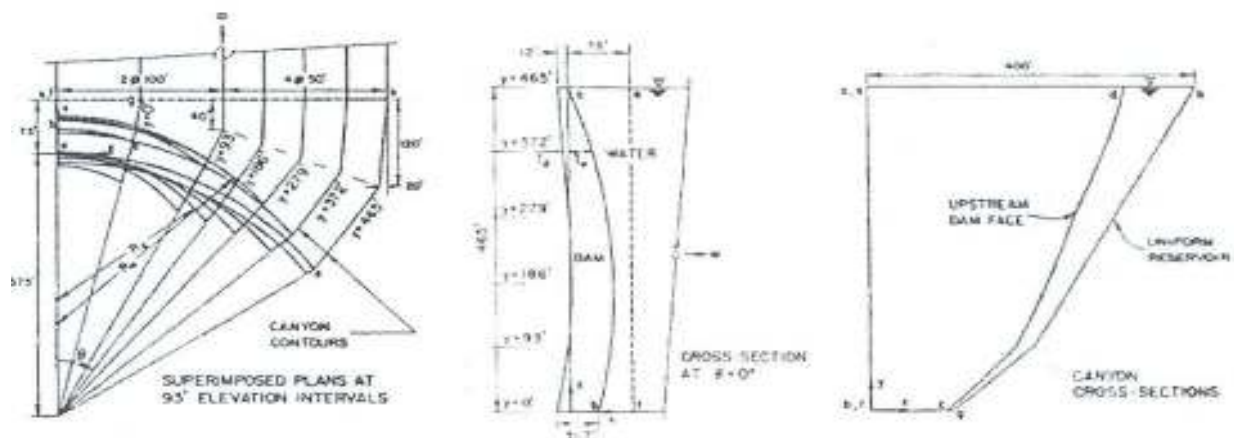
ضریب انعکاس امواج فشاری برای جداره و کف مخزن 0.15 در نظر گرفته شده است، و این بدان معناست که نسبت دامنه موج فشاری انعکاس یافته پس از برخورد با کف و جداره های مخزن نسبت به موج برخوردی، 0.85 می باشد. این عدد در انتهای مخزن به منظور استهلاک کامل موج فشاری برابر 1 در نظر گرفته شده است. از جمله پارامترهای مهم دیگر که در تحلیلها بکار رفته است، ضرایب سختی المانهای درز می باشد. در این مورد به منظور محاسبه ضریب سختی نرمال و برشی در مدل‌هایی که شامل درزهای انقباضی می باشند براساس رابطه ارائه شده توسط Fenves (رابطه ۵-۱۷) عمل شده است. در همین راستا بعد متوسط المانهای بدنه 10 متر و ضریب n برای درزهای انقباضی حدوداً برابر 100 لحاظ شده است. ضرایب میرایی رایلی در تحلیلها به گونه ای انتخاب شده اند که در تحلیل‌های خطی میرایی در پریودهایی معادل $0.9 T$ و $0.33 T$ و در تحلیل‌های غیر خطی در پریودهایی معادل T و $1.5T$ ، برابر 5 درصد شود. T پریود مود اول سازه خطی می باشد. این ضرایب در جدول (۴-۶) آورده شده اند.

جدول (۴-۶) ضرایب میرایی رایلی

نوع مدل	α	β
خطی با پی منعطف	0.3139	0.0062
غیر خطی با پی منعطف	0.1125	0.0213
خطی با پی صلب	0.1792	0.0109
غیر خطی با پی صلب	0.0880	0.0272

۳-۶- معرفی مدل‌های تحلیل شده و مشخصات هندسی سد ماروپوینت

در این تحقیق ۸ مدل مختلف مورد بررسی قرار گرفته اند که این مدل‌ها در جدول (۶-۶) ذکر شده اند. مدل سد قوسی مورد استفاده، سد بتنی ماروپوینت می باشد که از نوع دو قوسی نازک بوده و بر روی رودخانه گنشین در ایالت کلرادو آمریکا در سال ۱۹۶۸ احداث شده است. ارتفاع سد از تراز پی برابر ۱۴۱.۷۳ متر و طول تاج ۲۱۹ متر می باشد. ضخامت بدنه سد در تراز پی ۱۵.۸۵ متر و در تاج ۳.۶۶ متر می باشد. هندسه سد و معادلات قوسهای آن در شکل (۶-۹) و جدول (۶-۵) ارائه شده است. دلیل انتخاب این سد بعنوان مطالعه موردی، در دسترس بودن مشخصات هندسه و مصالح سد و نیز مطالعات و تحقیقات انجام شده توسط محققین دیگر بر رفتار لرزه ای این سد می باشد. ازجمله این افراد می توان از Fenves و Chopra نام برد. در تحلیلهای رفتار مادی بتن سد خطی و الاستیک در نظر گرفته شده است. جهت انجام تعدادی از آنالیزها و مقایسه نتایج با مطالعات چوپرا از رکورد زلزله تفت (با حداکثر شتاب ۰.۱۸g) استفاده شده، و برای انجام سایر آنالیزها که در آنها به بررسی نتایج مدل‌های خطی و غیر خطی می پردازیم از مؤلفه افقی شتابنگاشت زلزله ناغان که دارای ماکزیمم (Peak) مقادیر بیشتری می باشد (۰.۳۳g)، استفاده شده است. در شکل‌های (۶-۱۰)، (۶-۱۱) و (۶-۱۲) به ترتیب شتابنگاشت و طیف دامنه فوریه زلزله ناغان و شتابنگاشت زلزله تفت نشان داده شده است. شتابنگاشت زلزله تفت با گام زمانی ۰.۰۲ ثانیه و شتابنگاشت زلزله ناغان در مدل‌های خطی و غیر خطی به ترتیب با گام‌های زمانی ۰.۰۲ و ۰.۰۱ ثانیه اعمال شده است.



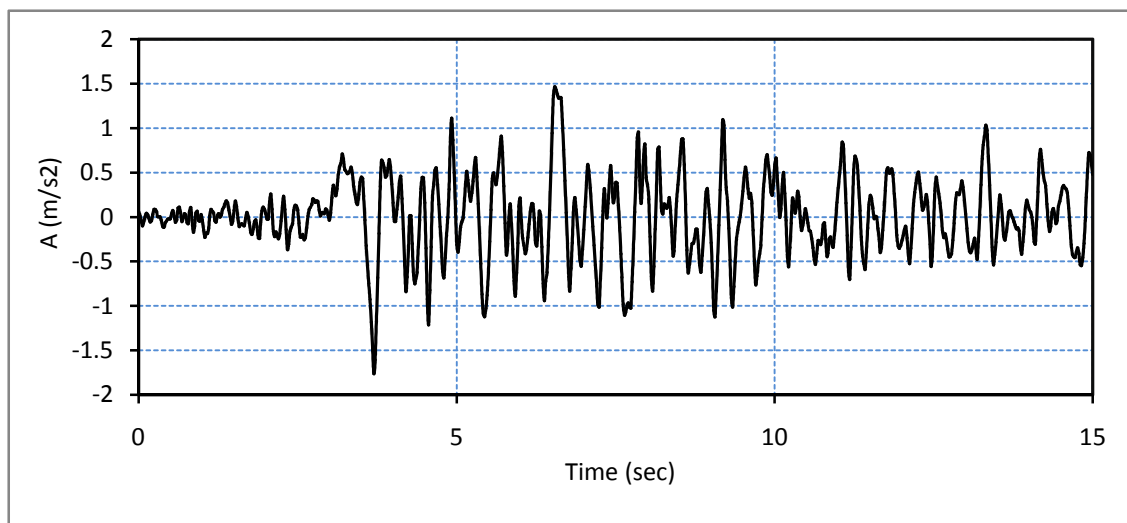
شکل (۶-۹) هندسه و مشخصات سد ماروپوینت

جدول (۶-۵) مشخصات هندسی سد ماروپوینت

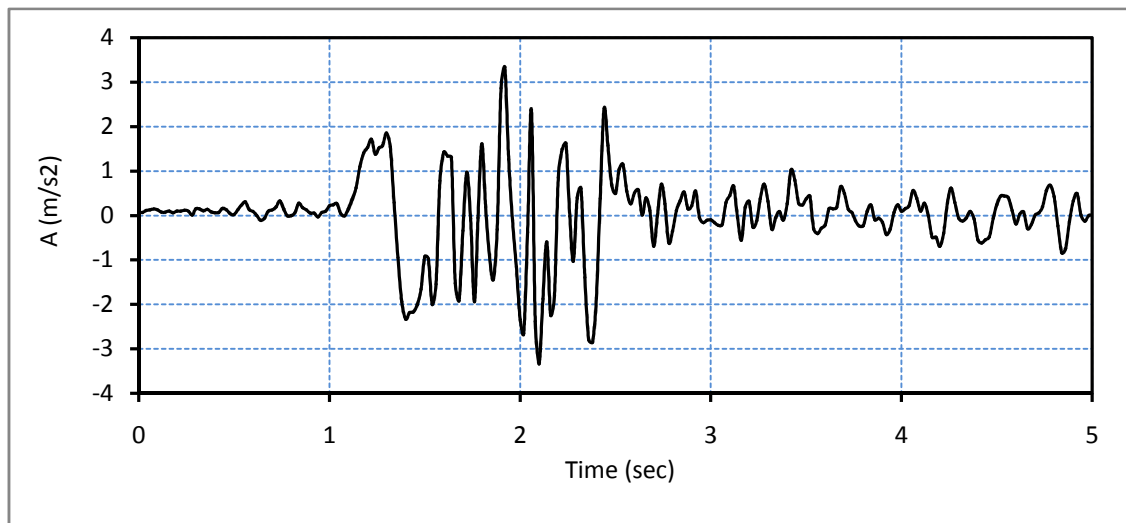
Y (m)	T_u (m)	T_d (m)	R_u (m)	R_d (m)	(Degrees) θ
141.73	0.00	3.66	114.30	110.64	56.20
113.38	8.81	1.95	107.53	96.34	47.85
85.04	14.11	0.24	99.03	78.64	39.50
56.69	16.12	-0.79	90.37	64.25	33.00
28.35	14.93	0.82	81.29	52.21	26.50
0.00	10.49	5.24	71.57	41.64	13.25

جدول (۶-۶) معرفی مدل‌های تحلیل شده

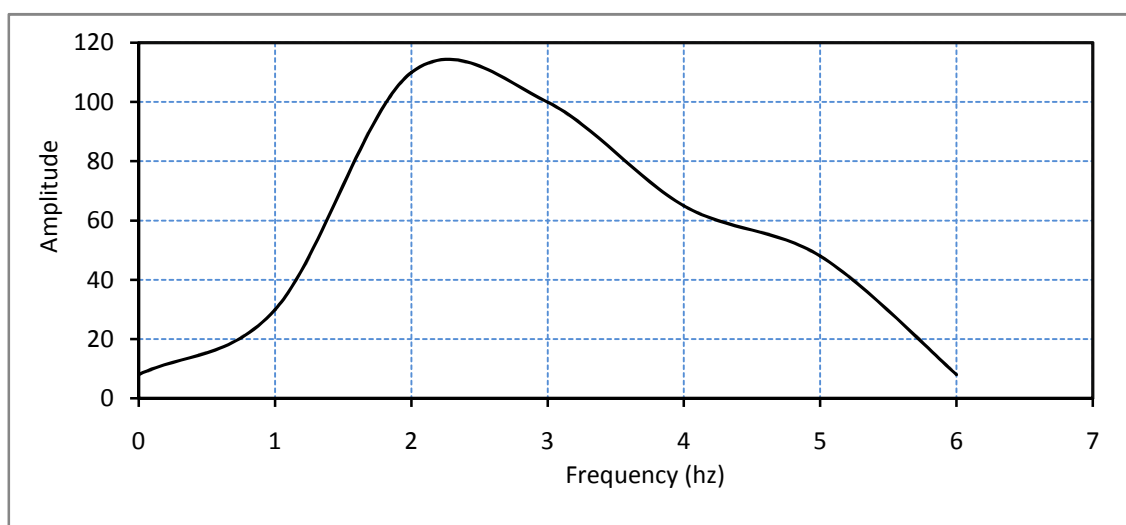
شماره مدل	مدل پی		آب مخزن		درزهای انقباضی سد
	منعطف	صلب	تراکم پذیر	تراکم ناپذیر	
1	*		*		
2	*			*	
3		*	*		
4		*		*	
5	*		*		*
6	*			*	*
7		*	*		*
8		*		*	*



شکل (۶-۱۰) شتابنگاشت مولفه افقی (در امتداد رودخانه) زلزله تفت



شکل (۱۱-۶) شتابنگاشت مولفه افقی (در امتداد رودخانه) زلزله ناغان



شکل (۱۲-۶) طیف دامنه فوریه شتابنگاشت زلزله ناغان

۴-۶- بررسی نتایج تحلیلهای

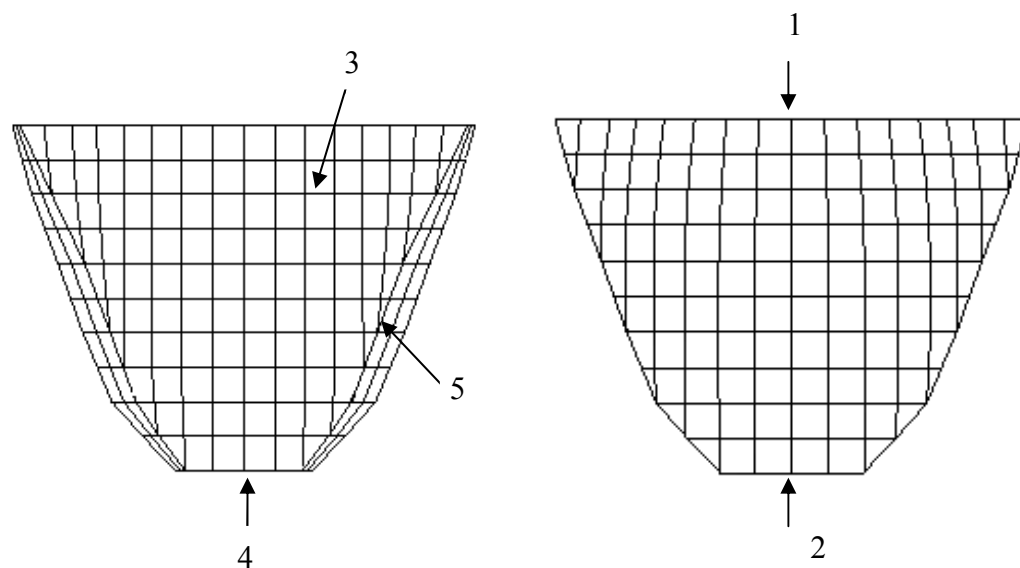
رویه در پیش گرفته شده در این بخش به این گونه می باشد که ۵ نقطه در روی بدنه سد که در واقع مهمترین نواحی سدهای قوسی از لحاظ تنشهای ایجاد شده در آنها می باشند و عملکرد قوسی و

طره ای سد به شکل مطلوبی در نتایج تنش‌های این نواحی نمودار خواهد شد را انتخاب کرده و نتایج مدل‌های مختلف را در این نواحی مورد بررسی قرار می‌دهیم. این نواحی در جدول (۶-۷) شرح داده شده‌اند.

جدول (۶-۷) نواحی مهم مورد بررسی بر روی بدنه سد

نقطه	محل	تنش مهم قابل بررسی
1	وجه بالادست، بر روی طره مرکزی، نزدیک به تراز تاج	تنش کششی و فشاری
2	وجه بالادست، تکیه گاه طره مرکزی	تنش کششی
3	وجه پایین دست، متمایل به میانه سد، کمی پایین تر از تاج	تنش کششی
4	وجه پایین دست، تکیه گاه طره مرکزی	تنش فشاری
5	وجه پایین دست، کناره های بدنه، در ترازهای پایین سد	تنش فشاری

در هر یک از این نواحی نقطه ای را به همان نام که دارای بیشترین میزان تنشها بوده انتخاب کرده و در ادامه به بررسی نتایج مدلها بر اساس مقادیر تنشها در این نقاط خواهیم پرداخت. در شکل (۶-۱۳) این نقاط نشان داده شده‌اند.



شکل (۶-۱۳) تعریف نقاط مورد بررسی

۶-۴-۱- پاسخ دینامیکی سد ماروپوینت تحت اثر مؤلفه افقی زلزله تفت

پیش از بررسی مدل‌های مختلف، به منظور اطمینان از صحت مدلسازی در ابتدا به مقایسه تغییر مکان نقطه ی 1 واقع در تاج سد ماروپوینت پرداخته و در جدول (۶-۸) مقادیر تغییر مکان ماکزیمم این نقطه در حالات مختلف با مطالعات مشابه چوپرا در محدوده فرکانسی مقایسه شده است.

آنالیز برای حالات مخزن خالی و مخزن پر با ضرایب انعکاس امواج فشاری مختلف ($0 \leq \alpha \leq 1$) اجرا شده است. رکورد زلزله (شتاب نگاشت) اعمالی در این آنالیز مؤلفه افقی شتاب زمین ناشی از زلزله تفت در جهت جریان (*Taft S69E*) با طول رکورد برابر با 15 ثانیه در نظر گرفته شده است. در تمامی مدل‌های تحلیل شده در این بخش، پی سد منعطف و بدنه سد فاقد درزهای انقباضی می باشد.

جدول (۸-۶) نتایج حداکثر جابجایی در نقطه 1 تحت اثر مؤلفه افقی زلزله تفت

شماره مدل	مخزن خالی	مخزن پر	α	UX(CM) مطالعه چوپرا [9]	UX(CM) مطالعه حاضر
1	*			0.94	0.91
1		*	0.00	1.54	1.38
1		*	0.50	1.54	1.50
1		*	0.95	1.66	1.58
1		*	1.00	1.99	2.34

۶-۴-۲- نتایج تحلیل استاتیکی مدلها

در این بخش جابجایی حداکثر و تنشهای اصلی کششی و فشاری ایجاد شده در بدنه سد را ناشی از بار وزن و فشار هیدرواستاتیک مخزن مورد بررسی قرار می دهیم. در جدول (۹-۶) حداکثر تنشهای اصلی کششی (S1) و فشاری (S3) و همچنین حداکثر جابجایی در امتداد رودخانه (بردار x ، برداری افقی و روبه مخزن می باشد) در مدل‌های مختلف ارائه شده است. و البته می دانیم که در بارگذاری استاتیکی تفاوتی میان مدل‌های با فرض سیال تراکم پذیر و تراکم ناپذیر وجود ندارد. همانطور که مشاهده می شود در نتایج مدل‌هایی که دارای درزهای انقباضی می باشند بدلیل اینکه در حالت استاتیکی فشار آب مخزن سبب فشرده شدن درزها به یکدیگر شده و عملکرد سد بصورت یکپارچه باقی مانده است تفاوت بسیار اندکی با مدل‌های بدون درز دیده می شود. حداکثر تغییر مکان سد در مدل‌های مختلف در تاج سد و در جهت پایین دست می باشد. تنش کششی ایجاد شده در تکیه گاه تحتانی سد از مقدار مجاز تنش بتن کمتر می باشد و تنشهای فشاری ایجاد شده تا حد زیادی از حداکثر تنش مجاز فشاری بتن فاصله دارند. با توجه به این موضوع که اصول طراحی سدهای بتنی

قوسی بر مبنای رفتار استاتیکی سد و مخزن استوار است، نتایج مربوط به تنش‌های ایجاد شده در این حالت بیانگر انتخاب بهینه ابعاد و هندسه سد به منظور تامین پایداری استاتیکی می باشد.

جدول (۶-۹) ارائه نتایج بیشینه در تحلیلهای استاتیکی

S3 (MPa)		S1 (MPa)		UX (CM)		شماره مدل
مقدار	محل	مقدار	محل	مقدار	محل	
نقطه 5	-5.97	نقطه 2	1.59	نقطه 1	-2.43	2,1
نقطه 5	-6.19	نقطه 2	2.10	نقطه 1	-1.93	4,3
نقطه 5	-6.10	نقطه 2	1.65	نقطه 1	-2.48	6,5
نقطه 5	-6.23	نقطه 2	2.18	نقطه 1	-2.34	8,7

۶-۴-۳- نتایج تحلیل دینامیکی مدلها

در این بخش اثر تراکم پذیری آب مخزن، سختی پی و درزهای انقباضی را در پاسخ لرزه ای سدها مورد بررسی قرار خواهیم داد. با توجه به اینکه اثر تراکم پذیری آب مخزن در سدهای با ارتفاع زیاد نمایان می شود، جهت بررسی تاثیرات لحاظ نمودن اثر تراکم پذیری آب مخزن، از یک سد قوسی نمونه به ارتفاع 260 متر استفاده شده است. در جدول (۶-۱۰) نتایج حداکثر تنش اصلی کششی در نقاط 1 و 2 و حداکثر جابجایی در امتداد رودخانه در نقطه 1 برای مدل‌های 1 تا 8 ارائه شده است (بردار x ، برداری افقی و روبه مخزن می باشد). نتایج حداکثر تنش اصلی فشاری مدلها در جدول (۶-۱۱) و نتایج حداکثر تنش اصلی کششی در نقطه 3 در جدول (۶-۱۲) آورده شده است. در تمامی تحلیلهای اثرات فشار هیدرواستاتیک منظور شده است.

جدول (۶-۱۰) ارائه نتایج بیشینه در نقاط 2,1

شماره مدل	تنش کششی نقطه 1 S1 (MPa)	تنش کششی نقطه 2 S1 (MPa)	جابجایی نقطه 1 UX (cm)
1	5.83	4.34	-8.57
2	7.28	4.51	-9.19
3	8.59	3.88	-8.13
4	9.17	5.09	-9.02
5	2.77	4.62	-9.83
6	3.46	5.63	-10.07
7	3.24	4.41	-8.74
8	5.54	5.95	-10.19

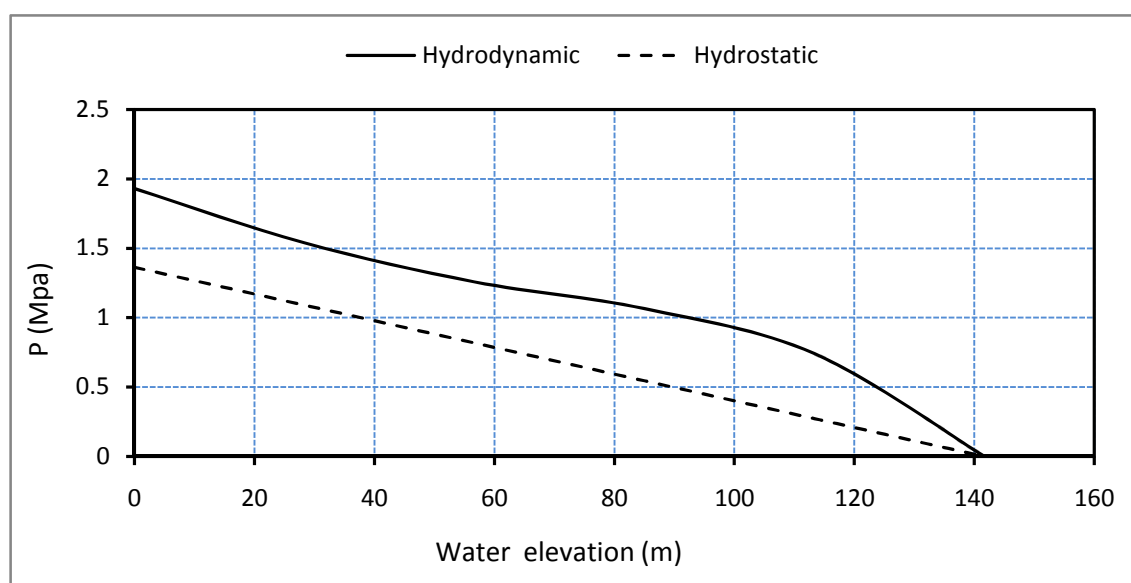
جدول (۶-۱۱) نتایج حداکثر تنش اصلی فشاری

شماره مدل	حداکثر تنش فشاری S3 (MPa)	محل وقوع
1	-9.54	5
2	-10.70	1
3	-9.93	5
4	-11.94	1
5	-9.68	5
6	-15.32	5
7	-10.16	5
8	-16.41	5

جدول (۶-۱۲) حداکثر تنش اصلی کششی در نقطه ۳

شماره مدل	تنش کششی نقطه ۳ S1 (MPa)
1	1.41
3	2.36
5	2.65
7	2.87

اثر درزهای بدنه سد بیشترین نمود خود را در نتایج تنشها در نقطه ۳ نشان می‌دهند و مقایسه نتایج تنش کششی در این نقطه در مدل‌های بدون درز و مدل‌های شامل درز اثر درزها را بخوبی نشان می‌دهد و با توجه به اینکه نتایج مدل‌های تراکم ناپذیر شامل درز، منطقی نمی‌باشد لذا نتایج تنش کششی نقطه ۳ برای مدل‌های تراکم پذیر ارائه شده است (جدول (۶-۱۲)). در شکل (۶-۱۴) توزیع فشار هیدرواستاتیک و حداکثر فشار هیدرودینامیکی برای نقاط روی طره مرکزی سد در مدل ۱ نشان داده شده است.



شکل (۶-۱۴) فشار هیدرواستاتیک و حداکثر فشار هیدرودینامیک بر روی طره مرکزی سد در مدل ۱

۶-۴-۴- بررسی اثر تراکم پذیری آب مخزن

در این بخش به منظور بررسی اثر تراکم پذیری آب مخزن دو نمونه A و B مطابق جدول (۶-۱۳) ساخته شده است که در ادامه نتایج تنش اصلی کششی S1 را در نقطه 1 برای مدل‌های A1 و A2 مورد بررسی قرار داده و علل تفاوت نتایج را به بحث می‌نشینیم، بدیهی است علل عنوان شده برای تفاوت مقادیر در این دو مدل به هر دو مدل دیگری که فقط در تراکم پذیری آب مخزن با یکدیگر تفاوت دارند قابل تعمیم می‌باشد.

جدول (۶-۱۳) مشخصات هندسی نمونه‌های سد بتنی قوسی (مقادیر بر حسب متر)

نام نمونه	H (ارتفاع)	L (عرض دره)	D _c (ضخامت در تاج)	D _b (ضخامت در کف)
A	260	337.5	6.71	28.86
B	70	90.87	1.81	7.77

جدول (۶-۱۴) ارائه نتایج بیشینه در نقاط 2,1

شماره مدل	تنش کششی نقطه 1 S1 (MPa)	تنش کششی نقطه 2 S1 (MPa)	جابجایی نقطه 1 UX (cm)
A1	6.45	5.67	-12.37
A2	11.87	6.42	-18.15

جدول (۶-۱۵) نتایج حداکثر تنش اصلی فشاری

شماره مدل	حداکثر تنش فشاری S3 (MPa)	محل وقوع
A1	-12.9	5
A2	-20.9	1

با توجه به موقعیت نقطه 1، تنش اصلی کششی در این دو مدل توسط عملکرد قوسی سد در تراز تاج تحمل می شود. در مدل A1 آب مخزن تراکم پذیر بوده و حداکثر تنش اصلی کششی نقطه 1 در آن 6.45 مگاپاسکال بوده ولی این مقدار در مدل A2 که در آن آب مخزن تراکم ناپذیر فرض شده است برابر با 11.87 مگاپاسکال می باشد (به جدول (۶-۱۴) مراجعه شود) یعنی بیش از 1.8 برابر مدل A1. علت این تفاوت فاحش عمق بسیار زیاد آب مخزن بوده که برابر 260 متر می باشد. در سدهای کوتاه معمولاً فرکانس طبیعی مخزن بسیار بیشتر از فرکانس های حامل عمده انرژی زلزله است و با دقت خوبی میتوان با صرف نظر کردن از تراکم پذیری سیال، رفتار دینامیکی سیستم را تحلیل کرد. اما در تحلیل دینامیکی سدهای بلند خاصیت تراکم پذیری اهمیت پیدا می کند و در بارگذاریهایی با فرکانس بیش از فرکانس طبیعی مخزن، سیال رفتار دینامیکی خود را آشکار می سازد [7]. با توجه به نمودار طیف دامنه فوریه شتابنگاشت زلزله ناغان (شکل (۶-۱۲)) محدوده فرکانسهای 1.5 تا 3.5 هرتز حامل عمده انرژی شتابنگاشت می باشند و این در حالی است که فرکانس ارتعاش مخزن در سد A که طبق رابطه زیر با عمق مخزن مرتبط می باشد [2]، برابر با 1.38 هرتز است. که در آن C سرعت انتشار موج فشاری در آب و H عمق مخزن می باشد.

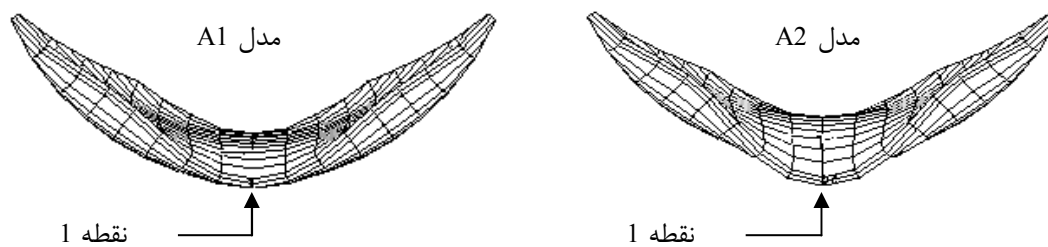
$$f = \frac{C}{4H} \quad (۶-۱)$$

به طور کلی اندرکنش سد آب مخزن سبب کاهش فرکانس پایه سد شده که این مسئله بیشتر ناشی از افزایش جرم سیستم می باشد. در عین حال در صورت تراکم ناپذیر فرض کردن آب مخزن این کاهش فرکانس کمتر خواهد بود. برای نمونه فرکانس پایه سیستم سد و پی در حالتی که پی را منعطف در نظر بگیریم برابر با 2.14 هرتز بوده و اگر مخزن را در حالی که آب را سیالی تراکم ناپذیر فرض کنیم و به این سیستم بیافزاییم فرکانس پایه به 1.81 هرتز و اگر از تراکم پذیری آب صرف نظر نشود فرکانس پایه به 1.62 هرتز کاهش خواهد یافت. همانطور که مشاهده می شود فرض تراکم ناپذیری آب مخزن افزایشی 12 درصدی در فرکانس پایه سد نسبت به حالتی که آب مخزن را تراکم پذیر در نظر بگیریم به همراه خواهد داشت.

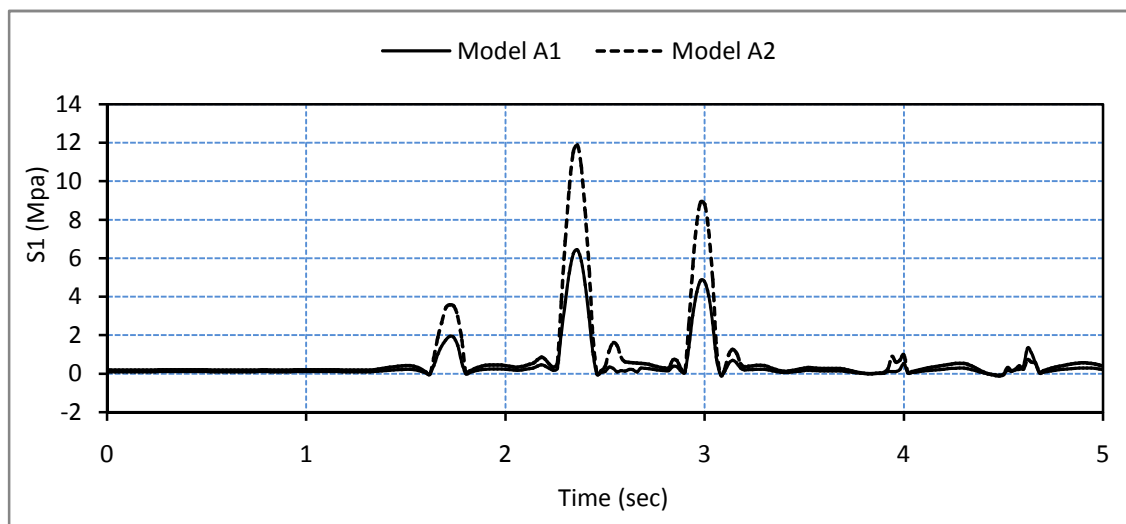
اکنون به منظور بررسی اثر عمق آب مخزن در تائیری که تراکم پذیری سیال بر پاسخ لرزه ای سد می گذارد، مثال دیگری را مطرح می کنیم. در این مثال سد B را مدل کرده و حداکثر تنش کششی تاج سد و همچنین تغییرات فرکانس پایه سیستم سد و مخزن را در دو حالت تراکم پذیر و تراکم ناپذیر مورد بررسی قرار می دهیم. در جدول (۶-۱۳) مدل مذکور ارائه شده است.

نتایج حاصل از تحلیل سیستم فوق تحت شتابنگاشت زلزله ناغان حاکی از این است که حداکثر تنش کششی تاج در مدل تراکم پذیر 3.48 و در مدل تراکم ناپذیر 3.6 مگاپاسکال می باشد که تفاوتی در حدود 3 درصد در نتایج آنها مشاهده می شود. فرکانس پایه سیستم در مدل تراکم پذیر 1.97 و در مدل تراکم ناپذیر 2.01 هرتز بوده که در این مورد تفاوت تنها 2 درصد می باشد و اگر این عدد را با تفاوت 12 درصدی در فرکانس پایه سیستم برای مدل سد 260 متری مقایسه کنیم، تاثیر گذاری بیشتر تراکم پذیری آب مخزن در سدهای بلند مشهود خواهد بود.

به منظور دستیابی به درکی بهتر، در شکل (۶-۱۵) نحوه تغییر شکل سد A در لحظه ایجاد حداکثر تنش کششی در نقطه 1 در مدل‌های A1 و A2 نشان داده شده است. شایان ذکر است جابجاییها با بزرگنمایی 300 برابر نشان داده شده اند.



شکل (۶-۱۵) تغییر شکل سد در لحظه وقوع حداکثر تنش کششی در نقطه ۱

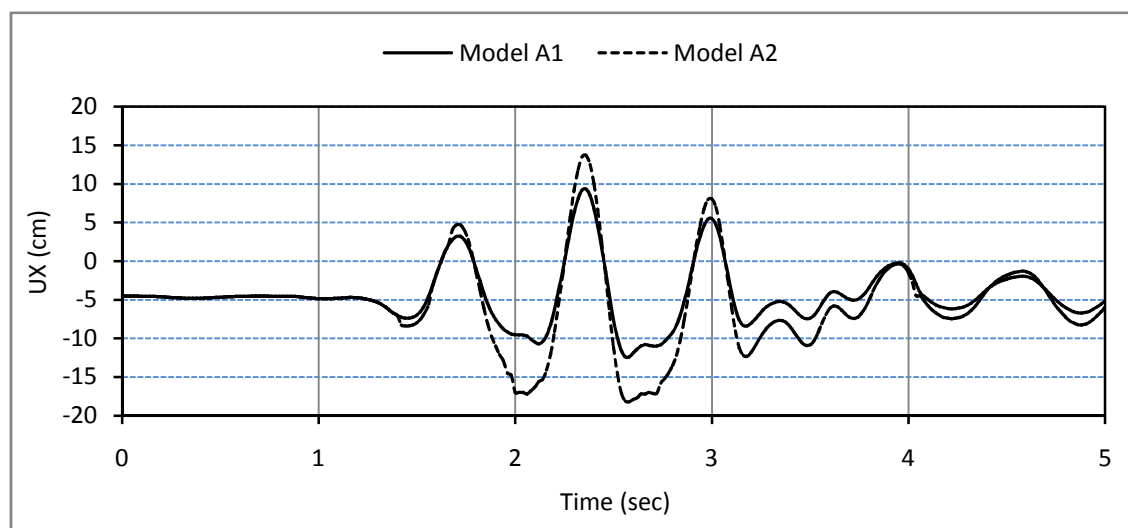


شکل (۶-۱۶) مقایسه تاریخچه زمانی تنش اصلی کششی نقطه ۱ در مدل‌های A2, A1

در بررسی تنشهای فشاری مدل‌های A1 و A2 (به جدول (۶-۱۵) مراجعه شود) مشاهده می گردد در مدل A1 حداکثر تنش اصلی فشاری ۱۲.۹- مگاپاسکال بوده و این عدد در مدل A2 به ۲۰.۹- افزایش یافته است. اما نکته دیگر در توزیع تنش فشاری در این دو مدل می باشد به گونه ای که در مدل A1 حداکثر تنش در نقطه ۵ و در مدل A2 در نقطه ۱ اتفاق افتاده است. مقایسه تغییر مکان تاج (نقطه ۱) در امتداد رودخانه در این دو مدل حاکی از افزایش چشمگیر تغییر مکان در مدل A2 نسبت

به مدل A1 می باشد به طوری که این مقدار از 12.37- در مدل 1 به 18.15- در مدل A2 افزایش یافته است. شکل (۶-۱۷) مقایسه تاریخچه زمانی این تغییر مکان را نشان می دهد.

در مجموع مشاهده می شود در سد نمونه مورد مطالعه صرفنظر کردن از تراکم پذیری آب مخزن منجر به افزایش چشمگیر پاسخ لرزه ای سد می گردد.

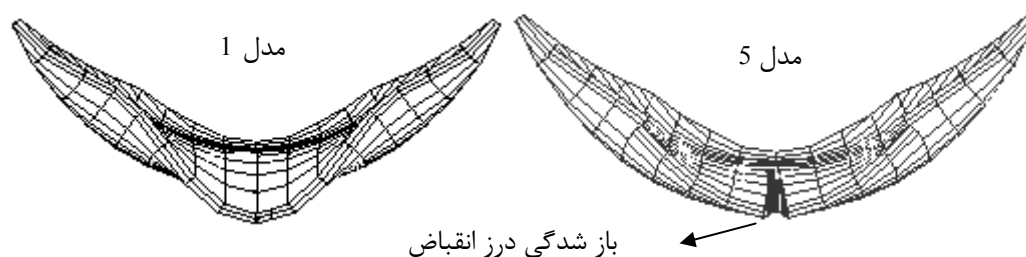


شکل (۶-۱۷) مقایسه تاریخچه زمانی تغییر مکان نقطه 1 در مدل‌های A2, A1

۶-۴-۵- بررسی اثر درزها

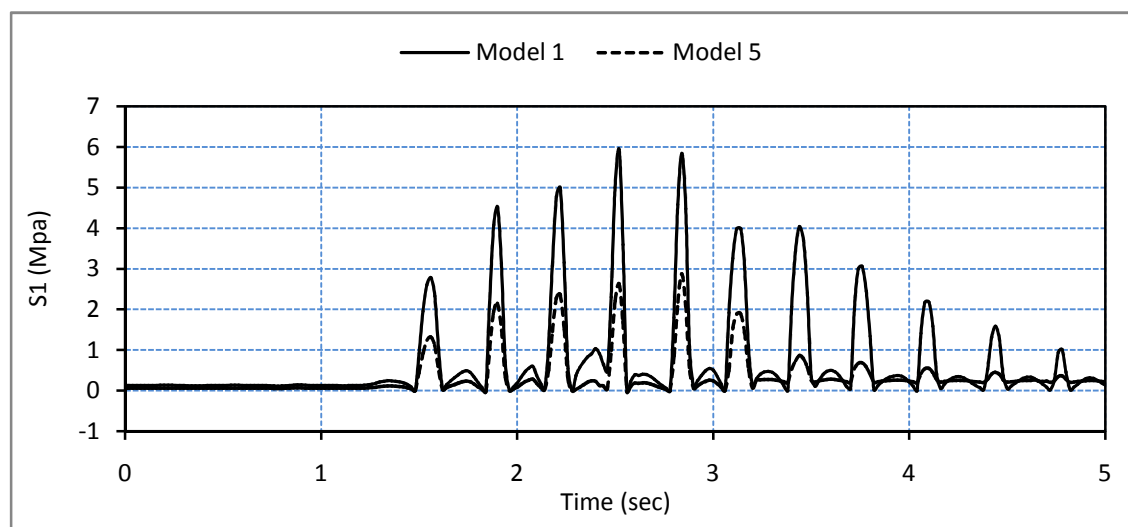
در این بخش اثر درزهای انقباضی در پاسخ لرزه ای سد بتنی دو قوسی ماروپوینت را با مقایسه نتایج مدل‌های (1,5) مورد بررسی قرار می دهیم (به تعریف مدلها در جدول (۶-۶) مراجعه شود). تفاوت مدل‌های 1 و 5 در وجود درزهای انقباضی در مدل 5 می باشد. بررسی حداکثر تنش کششی در نقطه 1 (تاج سد) برای دو مدل 1 و 5 حاکی از کاهش قابل ملاحظه این مقدار در مدل 5 می باشد به طوری که حداکثر تنش کششی از مقدار 5.83 مگاپاسکال در مدل 1 به 2.77 مگاپاسکال در مدل 5 کاهش یافته است (به جدول (۶-۱۰) مراجعه شود). علت این امر باز شدن درزهای انقباضی بدنه سد

و آزاد شدن تنشهای کششی می باشد که در محلی با موقعیت نقطه 1 توسط عملکرد قوسی سد تحمل شده و این تنشهای کششی قوسی، سبب باز شدن درزهای انقباضی بدنه گشته اند. شکل (۱۸-۶) نحوه تغییر شکل بدنه سد در لحظه رسیدن نقطه 1 به حداکثر تنش کششی را با بزرگنمایی 300 و 400 برابر به ترتیب در مدل‌های 5 و 1 نشان می دهد.



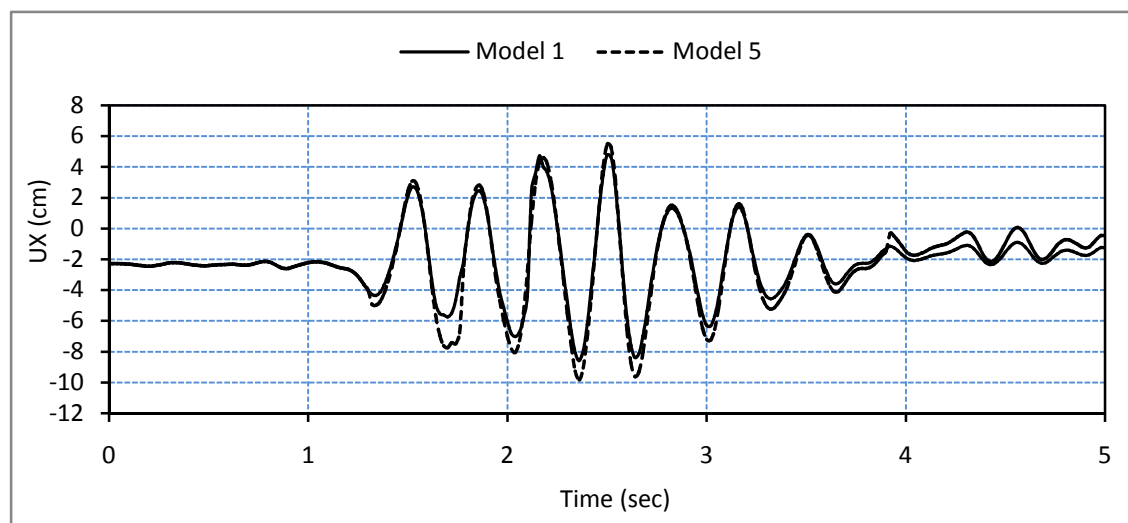
شکل (۱۸-۶) تغییر شکل سد در لحظه رسیدن نقطه 1 به حداکثر تنش کششی

باز شدن درزها سبب کاهش عملکرد قوسی بدنه و افزایش عملکرد طره ای آن خواهد شد که این مسئله در بررسی نتایج نقطه 3 مورد تدقیق قرار خواهد گرفت. در شکل (۱۹-۶) مقایسه تاریخچه زمانی تنش اصلی کششی نقطه 1 در مدل‌های 1 و 5 ارائه شده است.



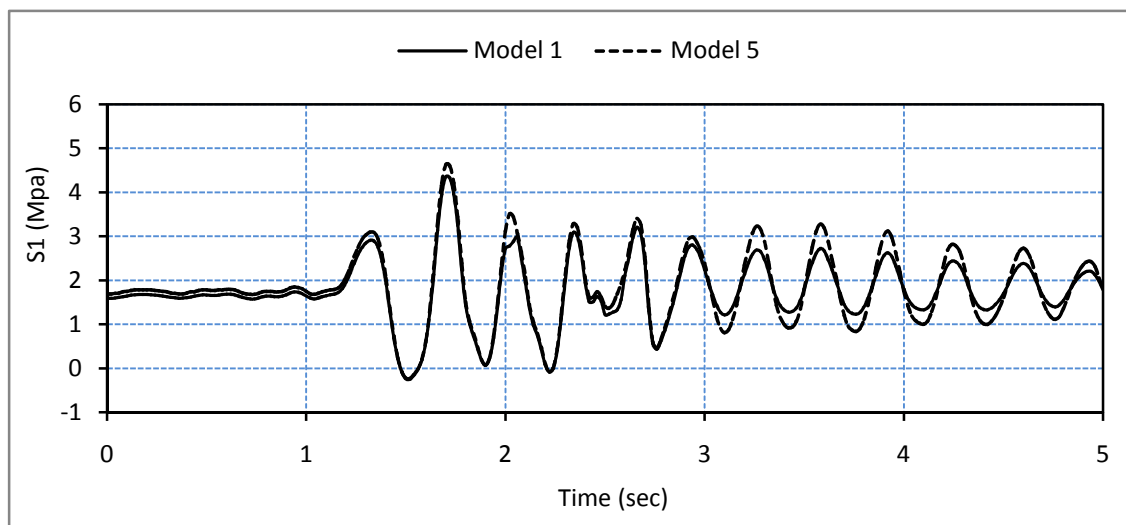
شکل (۱۹-۶) مقایسه تاریخچه زمانی تنش اصلی کششی نقطه 1 در مدل‌های 5,1

بدلیل باز شدن درزها سختی بدنه سد نسبت به حالت بدون درز کمتر بوده و در نتیجه جابجاییها بیشتر خواهد شد. در مدل 1 حداکثر جابجایی نقطه 1 برابر با 8.57 سانتیمتر بوده و این مقدار در مدل 5 به عدد 9.83 افزایش یافته است. در شکل (۶-۲۰) مقایسه تاریخچه زمانی تغییر مکان نقطه 1 در مدل های 1 و 5 ارائه شده است.



شکل (۶-۲۰) مقایسه تاریخچه زمانی تغییر مکان نقطه 1 در مدل‌های 1,5

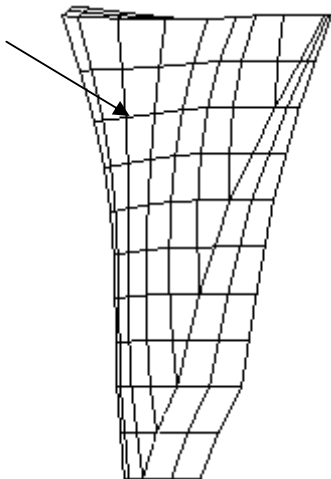
تنشهای کششی ایجاد شده در نقطه 2 که تکیه گاه طره مرکزی سد می باشد ناشی از عملکرد طره ای سد به وجود می آیند، بررسی نتایج این نقطه نشان می دهد در مدل 5 بدلیل افزایش عملکرد طره ای نسبت به مدل 1 ، حداکثر تنش کششی برابر با 4.62 مگاپاسکال و در مدل 1 به عدد 4.34 مگاپاسکال کاهش یافته است. شکل (۶-۲۱) مقایسه تاریخچه زمانی تنش اصلی کششی در نقطه 2 را برای مدل‌های 1 و 5 نشان می دهد.



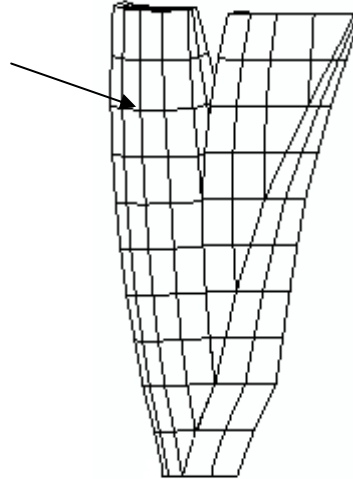
شکل (۶-۲۱) مقایسه تاریخچه زمانی تنش اصلی کششی نقطه ۲ در مدل‌های ۱, ۵

همانطور که ذکر شد افزایش عملکرد طره ای بدنه سد در مدل‌های شامل درز نسبت به مدل‌های بدون درز در نتایج نقطه ۳ نمود بهتری داشته و اکنون به بررسی نتایج تنش کششی در این نقطه در مدل‌های (۱,۵) خواهیم پرداخت. در مدل ۱ حداکثر تنش کششی برابر با ۱.۴۱ مگاپاسکال می باشد ولی این مقدار در مدل ۵ به ۲.۶۵ مگاپاسکال افزایش یافته است (به جدول (۶-۱۲) مراجعه شود). برای درک بهتر این موضوع در شکل (۶-۲۲) تغییر شکل بدنه سد در لحظه رسیدن نقطه ۳ به حداکثر تنش کششی خود در مدل‌های (۱,۵) با بزرگنمایی ۴۰۰ برابر نشان داده شده است.

مدل 1

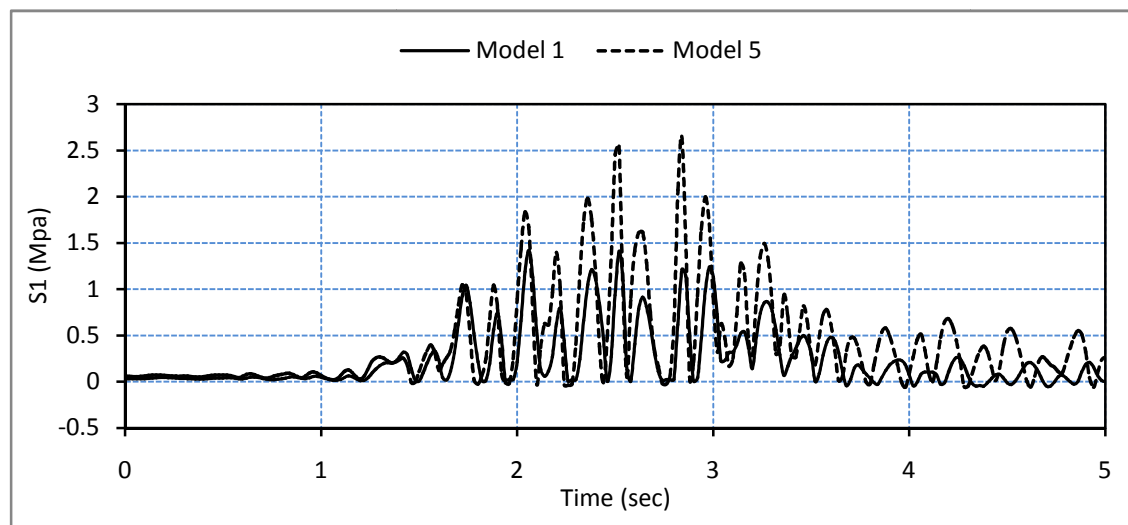


مدل 5



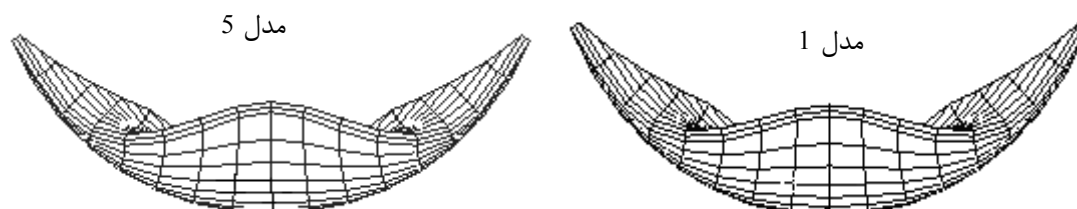
شکل (۶-۲۲) تغییر شکل سد در لحظه رسیدن نقطه 3 به حداکثر تنش کششی

نقطه مقابل گره نشان داده شده (در وجه پایین دست سد) در شکل فوق موقعیت نقطه 3 می باشد .
 با مشاهده این شکل به خوبی روشن می گردد که در مدل 5 باز شدن درزها چگونه یکپارچگی
 قسمتهای میانی سد با کناره ها را منفصل کرده، و قسمت میانی سد باید باری را که در مدل 1 بدلیل
 عملکرد یکپارچه بدنه سهمی از آن به کناره ها منتقل می گردد به تنهایی متحمل شود و آن را به تکیه
 گاه طره مرکزی برساند. و این انتقال تنش توسط عملکرد طره ای صورت خواهد گرفت . در شکل
 (۶-۲۳) مقایسه تاریخچه زمانی تنش اصلی کششی در نقطه 3 برای مدل‌های 1,5 نشان داده شده است.



شکل (۶-۲۳) مقایسه تاریخچه زمانی تنش اصلی کششی نقطه 3 در مدل‌های 5,1

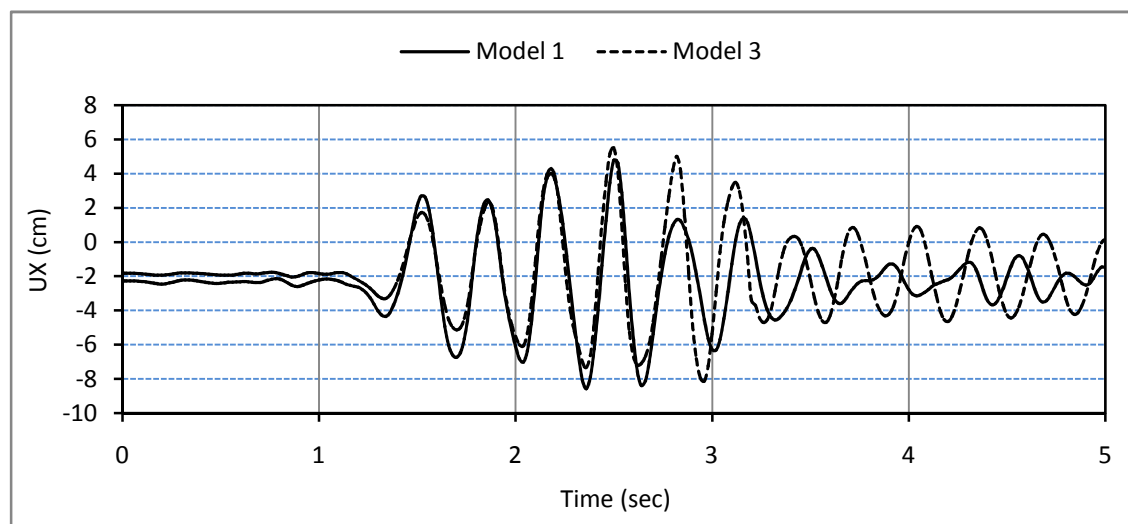
مقایسه حداکثر تنشهای فشاری در بدنه سد در دو مدل 5,1 (به جدول (۶-۱۱) مراجعه شود) حاکی از تفاوت کم آنها می باشد. علت این امر آن است که حداکثر تنشهای فشاری در بدنه هنگامی رخ داده است که تغییر مکان سد به سمت پایین دست بوده و در واقع سد در حال دور شدن از مخزن بوده است و همانطور که پیشتر هم ذکر شد بدلیل هندسه بخصوص سدهای قوسی، در حرکت این سازه ها به سمت پایین دست درزها به یکدیگر فشرده می شوند و در واقع عملکرد بدنه سد در این حالت در مدل‌های بدون درز و مدل‌های شامل درز بدلیل بسته بودن درزها تفاوت اندکی خواهند داشت. شکل (۶-۲۴) تغییر شکل بدنه سد به هنگام وقوع حداکثر تنش فشاری در مدل‌های 5,1 را با بزرگنمایی 400 برابر نشان می دهد . در این شکل بسته بودن درزها بخوبی مشخص می باشد.



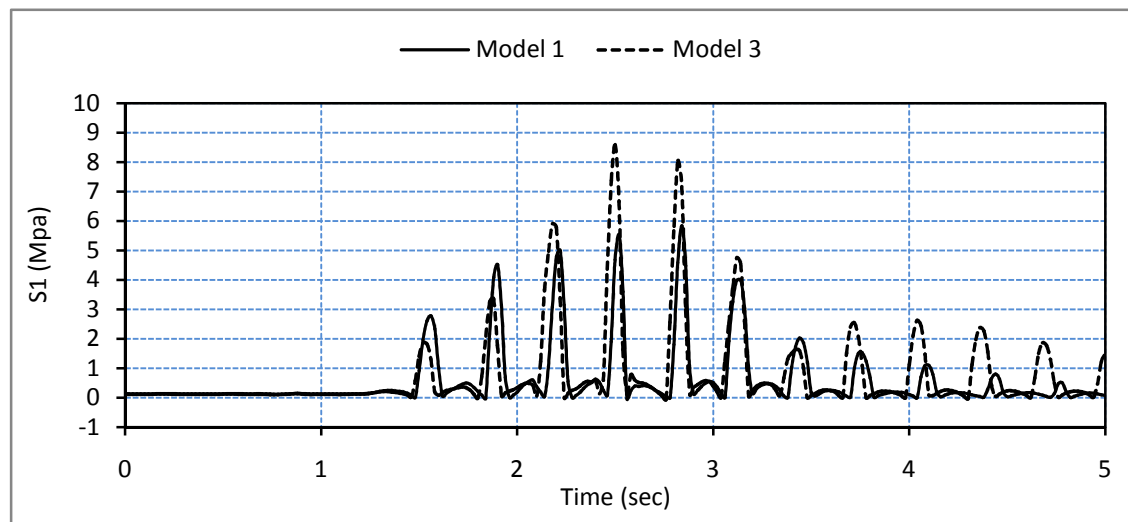
شکل (۶-۲۴) تغییر شکل سد در لحظه وقوع حداکثر تنش فشاری

۶-۴-۶- بررسی اثر سختی پی

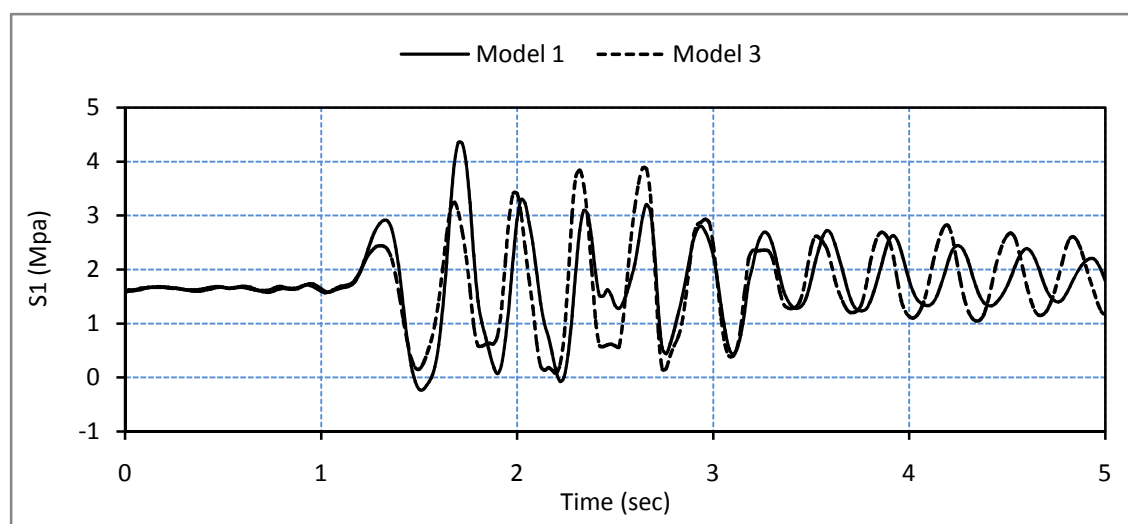
در این بخش به بررسی نتایج حداکثر تنش کششی در تکیه گاه طره مرکزی (نقطه ۲) و نقطه ۱ در تراز تاج، در مدل‌های (۳,۱) و (۷,۵) خواهیم پرداخت (به تعریف مدل‌ها در جدول (۶-۶) مراجعه شود). همانطور که انتظار می‌رود فرض صلب بودن پی سبب افزایش میزان تنش‌های کششی در تاج سد و کاهش تغییر مکان‌ها شده است. در مدل ۱ حداکثر تنش کششی نقطه ۱ (تاج) برابر با ۵.۸۳ مگاپاسکال بوده است که این مقدار در مدل ۳ که در آن پی سد صلب فرض شده است به ۸.۵۹ مگاپاسکال افزایش یافته است و در مقابل بیشینه تغییر مکان نقطه ۱ به ۸.۱۳- سانتیمتر در مدل ۳ کاهش یافته است. در مدل‌های ۷,۵ نیز صلب فرض نمودن پی تنش کششی نقطه ۱ را از ۲.۷۷ مگاپاسکال در مدل ۵ به ۳.۲۴ مگاپاسکال در مدل ۷ افزایش داده و سبب کاهش تغییر مکان حداکثر نقطه ۱ از ۹.۸۳- به ۸.۷۴- در مدل ۷ شده است. در ادامه نمودارهای مقایسه پاسخ سازه در نقاط ۱,۲ در مدل‌های یاد شده ارائه شده است.



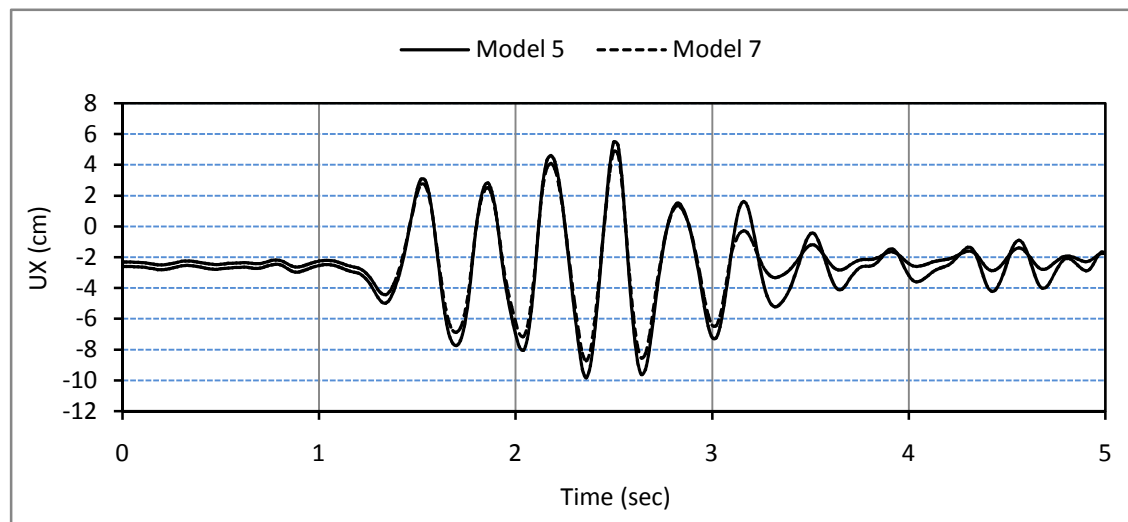
شکل (۶-۲۵) مقایسه تاریخچه زمانی تغییر مکان نقطه ۱ در مدل‌های ۳,۱



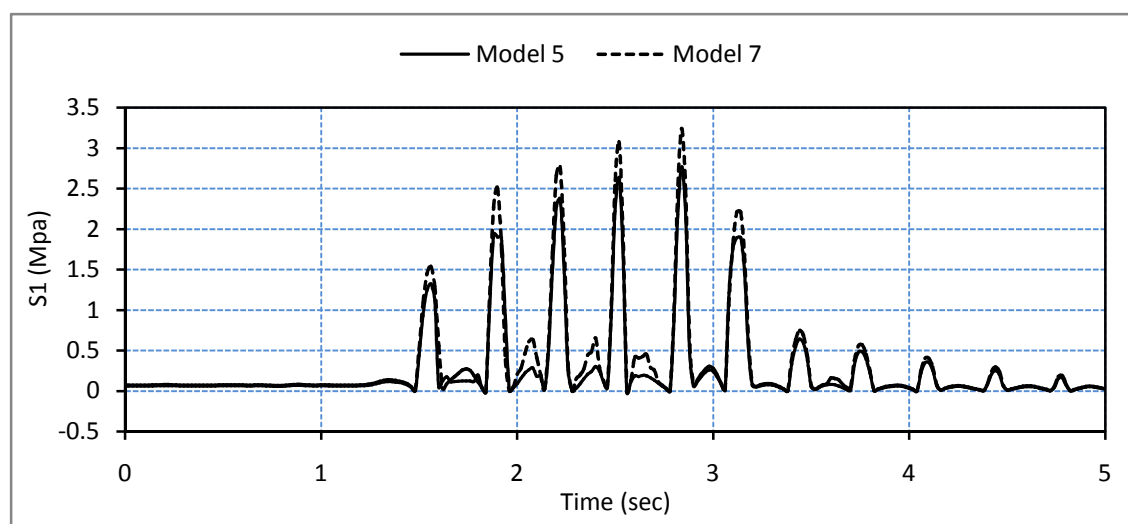
شکل (۶-۲۶) مقایسه تاریخچه زمانی تنش اصلی کششی نقطه ۱ در مدل‌های ۱، ۳



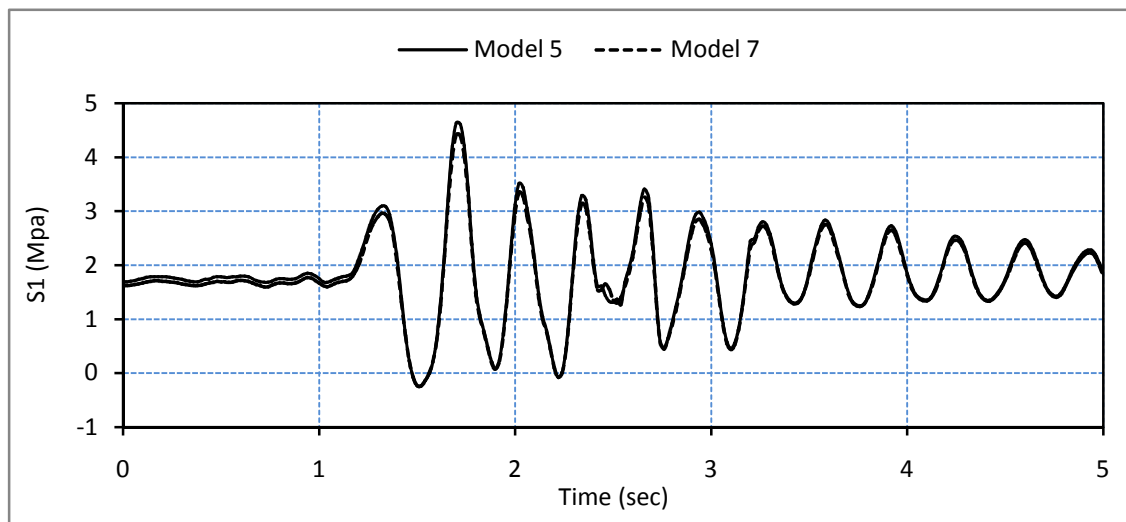
شکل (۶-۲۷) مقایسه تاریخچه زمانی تنش اصلی کششی نقطه ۲ در مدل‌های ۱، ۳



شکل (۶-۲۸) مقایسه تاریخچه زمانی تغییر مکان نقطه ۱ در مدل‌های ۷,۵



شکل (۶-۲۹) مقایسه تاریخچه زمانی تنش اصلی کششی نقطه ۱ در مدل‌های ۷,۵



شکل (۶-۳۰) مقایسه تاریخچه زمانی تنش اصلی کششی نقطه ۲ در مدل‌های ۵، ۷

فصل هفتم

نتیجه گیری و ارائه پیشنهادات

در این فصل به جمع بندی آنچه در فصل ششم بیان شد پرداخته و خلاصه نتایج این تحقیق ارائه می شود. همچنین پیشنهاداتی به منظور بررسی دقیق تر موضوع جهت تحقیقات آینده ذکر خواهد شد. بیان این مطلب ضروری است که نتایج ارائه شده در این تحقیق متأثر از هندسه سد قوسی ماروپوینت و نیز شتابنگاشت زلزله ناغان می باشد و همچنین رفتار بتن بصورت خطی لحاظ شده و نتایج بدست آمده بدون در نظر گرفتن ترک خوردگی بتن می باشد. البته با توجه به این رویه که در بررسی هر موضوع، به اثری که در رفتار سازه می گذارد پرداخته شده و سپس از ورای این تاثیر به تفسیر نتایج پرداخته ایم، سعی شده است نتایج ارائه شده در این فصل عمومیت داشته باشد ولی در این باره نمیتوان با قاطعیت سخن گفت.

۷-۲- خلاصه نتایج

۱- تراکم پذیری آب مخزن و مدلسازی دقیق اندرکنش سد و مخزن براساس تئوری سیال تراکم پذیر تاثیر عمده ای بر پاسخ لرزه ای سدهای قوسی می گذارد که این تاثیر در سدهای بلند بسیار محسوس تر بوده و گاه در این سدها صرف نظر کردن از تراکم پذیری آب مخزن منجر به خطای بسیار بزرگی خواهد شد.

۲- در مقایسه با مدل های خطی و بدون درز، باز شدن درزهای بدنه و رفتار غیر خطی آنها سبب کاهش سختی و به تبع آن فرکانسهای ارتعاش سیستم سد و مخزن شده که این موضوع افزایش تغییر شکل های سد و تغییر در رفتار کلی آن را به همراه خواهد داشت.

۳- باز شدن و لغزش درزهای بدنه سد باعث کاهش سختی سازه شده و در نتیجه واکنش سازه به بارهای وارده را کاهش می دهد. طبق تحلیل‌های انجام شده در این پایان نامه هنگامی که به درزهای انقباض اجازه باز شدن داده می شود سطح تنش های کششی قوسی به میزان قابل توجهی کاهش می یابد. از این مسئله می توان نتیجه گرفت که باز شدن درزها در حین وقوع زلزله به شرطی که پایداری کل سازه را تهدید نکند می تواند با افزایش میرایی و شکل پذیری سازه، موجب افزایش قابلیت جذب انرژی در سازه شده و در نتیجه باعث کاهش تنشهای کششی ایجاد شده در بدنه سد گردد.

۳-۷- ارائه پیشنهادات

موارد زیر جهت ادامه پژوهشها و بررسی دقیقتر موضوع توصیه می گردد:

- ۱- مدل سازی کلیدهای برشی و بررسی اثر توامان عملکرد درزها و کلیدهای برشی
- ۲- مدل سازی دقیقتر سنگ پی، چرا که در این تحقیق سنگ پی بصورت یک ماده الاستیک مدل شده است.
- ۳- مدل سازی درزهای پیرامونی و بررسی اثر باز شدگی این درزها بر رفتار لرزه ای سد.
- ۴- با توجه به نحوه اجرای مرحله ای قسمتهای بدنه سدهای قوسی در نظر گرفتن مراحل ساخت و بارگذاری موجب واقعی تر شدن نتایج تحلیل خواهد شد.
- ۵- در این تحقیق رفتار مادی بتن سد خطی و الاستیک در نظر گرفته شده است. بنابراین می توان با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی بتن، نتایج را بررسی کرد.
- ۶- در این تحقیق، تحلیلها بدون در نظر گرفتن نوسانات سطحی مخزن انجام شده است. بنابراین می توان با احتساب تاثیرات نوسانات سطحی آب مخزن، به بررسی نتایج پرداخت.

منابع و مراجع

۱. اسپندار، ر. (۱۳۷۹)، « بررسی رفتار دینامیکی غیر خطی سدهای بتنی قوسی »، رساله دکتری، دانشکده ی عمران و محیط زیست دانشگاه صنعتی امیر کبیر.
۲. احمدی، م.ت. و قره باغی، ب. (۱۳۷۲) ؛ « تحلیل/ندرکنش دینامیکی سد و مخزن به روش /ویلر – لاگرانژ » موسسه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله.
۳. پورسرتیپ، بابک. (۱۳۸۴) « تحلیل مودال سدهای بتنی قوسی در محدوده زمان با در نظر گرفتن/ندرکنش سد آب مخزن »، پایان نامه کارشناسی ارشد سازه به راهنمایی دکتر وحید لطفی، دانشگاه صنعتی امیر کبیر.
۴. حلالی، بابک. (۱۳۷۹) « تحلیل دینامیکی سدهای بتنی در محدوده زمان »، پایان نامه کارشناسی ارشد سازه به راهنمایی دکتر وحید لطفی، دانشگاه صنعتی امیر کبیر.
۵. کازرانی، توحید. (۱۳۸۴) « تحلیل دینامیکی غیر خطی سد های بتنی قوسی با در نظر گرفتن/ندرکنش سد آب مخزن »، پایان نامه کارشناسی ارشد سازه به راهنمایی دکتر وحید لطفی، دانشگاه صنعتی امیر کبیر.
۶. لطفی، و.اسپندار، ر. (۱۳۷۹) « بررسی رفتار دینامیکی غیر خطی سدهای بتنی قوسی »، گزارش سه ماهه ی دوم، شورای پژوهش های علمی کشور، برنامه تحقیقات ملی.
۷. هاشمی صفایی ، علیرضا. (۱۳۸۰) « محاسبه نیروهای هیدرودینامیکی وارد بر سدهای بتنی با احتساب/ندرکنش آب – سازه » پایان نامه کارشناسی ارشد سازه های هیدرولیکی به راهنمایی دکتر حمید رضا غفوری ، دانشگاه شهید چمران.
۸. مهدوی آرش. (۱۳۷۷) « تحلیل دینامیکی غیر خطی سدهای بتنی قوسی با در نظر گرفتن لغزش در درزهای قائم » پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف.

9. Anil. K. Chopra and Hanchen Tan .(1995), "*Earthquake analysis and response of concrete arch dams*", Report No. UCB/EERC-95/07, Earthquake Engineering Research Center , University Of California ,Berkeley .
10. Ahmadi, M.T., Izadinia, M. and Bachmann, H.(2001), "A discrete crack joint model for nonlinear dynamic analysis of concrete arch dam " , *Computers and structures, Vol. 79, 403-420.*
11. ANSYS Release 10 Documentation "Theory Reference"
12. Ataherian,A . , Taylor, C.(1997)," Earthquake analysis of a dam-foundation-reservoir system " *Fourth International conference on Civil Engineering* May 6-4 ,Tehran-Iran
13. Azmi, M and Paultre. P. (2002), "Three-dimentional analysis or concrete dams including contraction joint non-linearity", *Engineering Structures*.Vol.24, 757-771.
14. Bathe, K.J.(1996), " ,Finite element procedures , " *Prentice – Hall, New Jersey.*
15. Cammara,R.C., Oliviera,S.B.,Gomes,J.P.(1995), " Influence of reservoir pressure wave on the dynamic behavior of an arch dam. Experimental and numerical study, " *10th European Conference on Earthquake Engineering.*
16. Chaker,A.A.,Chalah,F.(1994), " Numerical and experimental study of fluid structure interaction in concrete gravity dams " *Fifth U.S. National on Earthquake Engineering July 14-10, Chicago, Illinois.*
17. Chopra, A.K.(1967), " Hydrodynamic pressures on dams during earthquakes " *journal of Engineering Mechanics Division* December
18. Chopra, A.K.(2003),"Dynamics of structure, theory and applications to earthquake engineering " , Prentice-Hall of India, New Delhi.
19. Clough, R.W. and chopra, A.K.(1966), " Earthquake stress analysis in earth dams" *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, Vol.92,no.Em2,pp.197-211
20. Dominquez,J., Maeso,O.(1993)," Earthquake Analysis of Arch, dams .I: dam-foundation interaction " , *Journal of Engineering Mechanics* Vol.119 No .3.
21. Dowling, MJ. (1987), "Nonlinear seismic analysis of arch dams",Ph.D.Thesis, EERL 87-3, Caltech Pasadena/CA, USA.

22. Fenves , G., Chopra,A.K.(1984)," Earthquake analysis of concrete gravity dams including reservoir bottom absorption and dam-water-foundation rock interaction", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* Vol.12,pp. 680-663.
23. Fenves, G. and Chopra, A.K.(1985), " Effects of reservoir bottom absorption and dam-water-foundation interaction on frequency response functions for concrete gravity dams", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 13 ,pp.13-31
24. Fenves, G.L., Mojtahedi, S.and Reimer R.B.(1989), ADAP-88 : A computer program for nonlinear earthquake analysis of concrete arch dams, Report No.UCB/EERC 89/12, *Earthquake Engineering Research Center*, College of Engineering, University of California, Berkeley,USA.
25. Fenves, G.L., Mojtahedi, S.and Reimer R.B.(1992), " Effect of contraction joints on earthquake response of an arch dam", *Journal of Structural Engineering*, ASCE,VOL.118,No.4,1039-1055.
26. Fok,K., . Chopra,A.(1986)," Earthquake analysis of arch damsincluding dam-water interaction , reservoir boundary absorption and foundation flexibility " *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* , Vol.14 , PP184-155.
27. Ghaboussi, J.,Wilson, E.L. and Taylor ,R.L.(1971), "Isoparametric finite element with in compatible deformation modes", O:N.R.Symposium University of Illinois , Urbana, IL,USA.
28. Ghaemian,M., Ghobarah,A.(1998)," Staggered solution schemes for dam-reservoir interaction" *Journal of Fluids and Structures* 12,pp.948-933.
29. Hall, J.F. and Chopra, AK.(1983), "Dynamic analysis of arch dams including hydrodynamic effects",*Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, Vol. 109,no.1,pp.149-163
30. Hamdi ,M.A.,Ousset,Y .& Vcschery ,G.(1978)," A displacement method for the analysis of vibration of coupled fluid-structure systems "*International Journal For Numerical Methods in Engineering*. Vol.150-139 ,13.
31. Hohberg, J.M. (1992), A joint element for the nonlinear dynamic analysis of arch dams, Report No.186, *Institute of Structural Engineering*, ETH Zurich, Switzerland.

32. Jablonsky, A.M. and Humar, J.L.(1990), "Three-dimensional boundary element reservoir model for seismic analysis of arch and gravity dams " *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.19,no.3,pp.359-376
33. Kuo, J. S. H.(1982), "Fluid-Structure Interaction Added Mass Computations for Incompressible Fluid" , Report No. UCB/EERC 82/09, Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley, USA.
34. Lau, D.T.,Norouziaan, E. and Rezaqpur, A.G. (1998), "Modeling of contraction joint and shear sliding effects on earthquake response of archdams",*Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 28,1013-1029
35. Lotfi, V.(1996) ,"Comparison of Discrete Crack and Elasto-Plastic Models in Non-linear Dynamic Analysis of Arch dams", *Dam Engineering*, Vol. 7,Issue 1.
36. Lotfi, V.(2001), "Application of discrete crack in nonlinear dynamic analysis of Shahid Rajaee arch dam ", *International Journal of Engineering*, Vol. 14,No.1,9-23.
37. Lotfi, V. and Espandar, R. (2002),"An investigation of joints behavior in seismic response of arch dams " *Electronic Journal of Structural Engineering* ,Vol. 1,17-31.
38. Lotfi, V.and Tassoulas, J.L.(2000), " Analysis of the response of dam to earthquake ", report GR86-2, The university of Texas, Austin.
39. Maheri, M.R.(2002)," Solving structural fluid dynamic interaction using a modified added mass approach," *Dam Engineering*, Vol.XIII, Issue 1, pp. 25-49
40. Noruziaan, B. (1995), "Nonlinear seismic analysis of concrete arch dams", Ph.D. Thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, Carleton University, Ottawa, Canada.
41. Nuss,L.K.,Mouoz,R.L.,Jackmauh,F., Chopra,A.(2000)," Influence of dam-foundation interaction in seismic safety evaluation of two arch dams", *12,th World Conference of Earthquake Engineering*.
42. Sharan, S.K.(1985)," Finite element modeling of infinite reservoir"*Journal of Engineering Mechanics* . Vol. 111,No. 12 December.

43. Tan,IL, Chopra,A.K.(1995)," Earthquake analysis of arch dams including dam-water-foundation rock interaction" *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*,Vol. 24,pp.1474-1453.
44. Tan,H, Chopra,A.K.(1995),"Dam-foundation rock interaction effects in frequency-response functions of arch dams" *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* Vol. 24 ,pp. 1489-1475.
45. Tan,H, Chopra,A.K.(1996)," Dam-foundation rock interaction effects in earthquake response of arch dam " *Journal of Structural Engineering* Vol.22,No. 5 ,pp.538-528.
46. Tsai, C.S. and Lee,G.C.(1987)," Arch dam-fluid interactions by FEM-BEM and substructure concepts", *International Journal For Numerical Method in Engineering* , Vol.24,No.12,pp.2367-2388
47. Wang,M.H. and Hung, T.K.(1999), "Three-dimensional analysis of pressure on dams" , *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, Vol.116,No.6,pp.1290-1304
48. Westergaard, H.M.(1993), "Water pressure on dams during earthquakes " , *Transactions*, ASCE,Vol.98,pp45-62
49. Wilson,E.L.&Khalvati,M.(1983)"Finite element for the dynamic analysis of fluid-solid system " *International Journal for Numerical Methods in Engineering* . Vol. 19, 1668-1657.
50. Zienkicwich ,O.C., Bettess, P.(1978) " Fluid-structural dynamic interaction and wave forces. an introduction to numericaltreatment" *International Journal for Numerical Methods in Engineering* . Vol. 16-1 ,13.
51. Zienkicwich ,O.C.and Taylor, R.L.(2000)," The finite element method", Butterworth-Heinemann,Oxford, UK.
52. " *Engineering guidelines for the evaluation of hydropower projects*", Chapter 11 , 1999 , Arch Dams , Federal Energy Regulatory Commission Division of Dam Safety and Inspections , Washington , pp.174

Dynamic analysis of double arch dams with contraction joints using acoustic water element

ABSTRACT:

Dynamic analysis of a concrete arch dam assuming that it is a monolithic structure show large tensile stresses in arch direction, especially near the crest. These high tensile stresses are usually far larger than tensile strength of the concrete leading to the formation of crack in the high tension zones of the dam body. On the other hand arch dams are not monolithic shell structures but constructed as cantilever monoliths separated by contraction joints. These joints can not develop the tensile stress predicted in a linear analysis in reality the joints can be expected to open and close and slide relative to each other during the earthquake, releasing arch stresses and redistributing internal forces. Cracking or joint opening and sliding changes the behavior of the dam. Thus, it is obvious that under earthquake conditions, the assumption of linear behavior of structure is not reliable and results of linear analysis are not accurate enough to evaluate the safety of the dam under earthquake loading.

Dam – Reservoir – Foundation interaction, water compressibility and opening and closing of dam contraction joint are important active parameters that influence seismic response of these structures. During earthquake the above mentioned factors make dynamic analysis complex. To avoid these complexities, the analysis of arch dam is usually accompanied by simplified assumption. In this research it is tried to evaluate seismic behavior of arch dams and the impact of all these factors by analyzing an arch dam as a sample, then a comparison is made between the results and those models with simplified assumptions. The ANSYS program was selected to carry out analysis due to the fact that it includes convenient element library to model water compressibility, joint and discontinuities. Morrow point arch dam is selected as a sample to carry out analysis and investigate the results. TAFT earthquake and NAGHAN earthquake are used for the time history analysis.