

# سمینار کارشناسی ارشد عمران - گرایش مهندسی آب و سازه های هیدرولیکی

# <sup>عنوان</sup> بررسی روش های بر آورد آسیب لرزه ای در سد های بتنی

نگارش **هنگامه حدادی** 

استاد راهنما

آقاي دكتر اميرجواد مرادلو

شهريور ۹۷



فهرست مطالب

| صفحه | شماره |  |
|------|-------|--|
|------|-------|--|

| چکیدہ  | ۴          |
|--|------------|
| مقدمه  | ۵          |
| سد های بتنی پشتبند دار                                 | ۵          |
| مدل سازی عددی  | ٧          |
| تحليل حرارتی   | ٨          |
| تحليل مقادير ويژه                                      | ٩          |
| شرایط مرزی در محیط سیال                                | ٩          |
| صحت سنجى مدل مورد استفاده                              | ۱.         |
| مطالعات حساسيت سنجى                                    | <b>)</b> ) |
| بحث روی نتایج تحلیل ها                                 | 10         |
| سد بتنی دو قوسی  | ١٩         |
| روش المان محدود توسعه يافته                            | ١٩         |
| مدل ترک چسبنده   | ۲.         |
| مدلسازی خرابی و رشد ترک سد کارون III                   | ۲۱         |
| نتایج تحلیل سد سالم و روش اجزای چسبنده ترک توسعه یافته | 22         |
| سدهای بتنی تک قوسی                                     | 20         |
| مدل سازی رفتار سد و مخزن                               | ۲۵         |
| مطالعه موردی(سد کرج)                                   | ۲ ۶        |
| آنالیز شکنندگی   | ۲۷         |
| تحلیل های تاریخچه زمانی                                | ۲۸         |
| شاخص خرابى   | ۲۸         |
| استخراج منحنی های شکنندگی                              | ۳.         |
| نتيجه گيرى   | ٣٣         |
| مراجع و منابع  | 34         |



فهرست اشکال و جداول

| شماره صفحه | شماره شکل         |
|------------|-------------------|
| ۶          | ۱ و ۲             |
| γ          | ٣                 |
| ٨          | ۴ و ۵             |
| ٩          | ۶                 |
| ١١         | ۷ و ۸             |
| ۱۵         | ۹ و ۱۰            |
| 18         | ۱۱ و ۱۲           |
| ١٧         | ۱۳ و ۱۴           |
| ۲.         | ۱۵                |
| 21         | ۱۶ و ۱۷           |
| ٢٢         | ١٨                |
| ٢٣         | ۱۹ و ۲۰ و ۲۱      |
| 74         | ۲۲ و ۲۳           |
| 78         | 74                |
| ۲۷         | ۲۵                |
| 29         | ۲۶ و ۲۷           |
| ۳.         | ۲۸ و ۲۹ و ۳۰ و ۳۱ |
| ۳۱         | ۳۲ و ۳۳ و ۳۴ و ۳۵ |
| ٣٢         | ۳۶ و ۳۷ و ۳۸ و ۳۹ |
|            |                   |

| شماره صفحه | شماره جدول |
|------------|------------|
| ٩          | ١          |
| 17         | ٢          |
| ۲۷         | ٣          |
| ۲٨         | ۴ و ۵      |



#### چکیدہ

برای تشخیص اثرات آسیب در یک سازه بزرگ و پیچیده، نیاز به مدل سازی دقیق عددی است تا نتایج بدست آمده از این مدل غیر خطی با حالت بدون نقص مورد مقایسه و ارزیابی قرار گیرند. در تعیین ایمنی سد ها به احتمالات و عدم قطعیت های بی شماری برخورد خواهیم کرد. بنابراین در کنار آنالیز های غیر خطی، انجام آنالیز های احتمالاتی برای ایمنی سد ها لازم و ضروری بنظر می رسد.

سد سفیدرود در ایران در ۲۱ ژوئن ۱۹۹۰ زلزله ی شدیدی را تجربه کرد. طبق پژوهش های انجام شده در سال ۱۹۹۱ بیشینه زلزله ی قابل باور (MCE) در محل، احتمالاً بزرگی ۷/۸ ریشتر دارد که این زلزله، تقریباً مشابه آن بوده است. در اثر این زلزله، بیشتر آسیب وارد بر سازه ی سد سفیدرود، در یک چهارم فوقانی پشتبندها متمرکز شده بود و بیشتر پشتبندهای مرکزی تحت تأثیر قرار گرفته بودند. در سد سفیدرود از روی الگوی ترک می توان فهمید که تأثیر عمده در مکانیزم آسیب، ناشی از مؤلفه ی در راستای جریان زلزله بوده است و بنابراین اثر هیدرودینامیکی در خسارت ایجاد شده دخیل بوده است.

برای شبیه سازی آسیب و خرابی سد بتنی دوقوسی تحت خطرات طبیعی مانند زلزله، نیاز به روش های دقیق عددی است تا اثرات آن به صورت صحیح و بهینه اعمال شود. در روش المان محدود توسعه یافته با استفاده از دسته ای از توابع غنی سازی که با توجه به هندسه و فیزیک مساله انتخاب می شوند، توابع شکل عادی المان محدود غنی سازی می شوند. در واقع تنها توابع خاصی بر مبنای نوع ناپیوستگی به حل عددی استاندارد اضافه می شوند. برای مدل کردن ترک، از یک تابع برای ایجاد ناپیوستگی در امتداد طول ترک و از تابع دیگری برای ایجاد شرایط تکینه در المان نوک ترک استفاده می گردد. سد کارون III از نوع بتنی دوقوسی در این تحقیق مورد بررسی قرار خواهد گرفت. زلزله کوینا یکی از شدیدترین رکوردهای گزارش شده در سطح دنیا می باشد. زلزله کوینا باعث ترک خوردگی بدنه سد و همچنین آسیب دیدگی موضعی در نواحی تکیه گاهی سد کارون III شده است. بنابراین با استفاده از تحلیل مدل المان محدود توسعه یافته سد، نواحی مستعد آسیب، ترک خورده و در

ارزیابی عملکرد این گونه سدها در برابر شدت معینی از حرکت لرزه ای زمین و همچنین تحلیل دینامیکی غیرخطی تا حد امکان نزدیک به واقعیت، جهت بررسی ایمنی آنها الزم است. احتمال خرابی سازه در بحثی به عنوان خطر پذیری لرزه ای بررسی می شود. یکی از روشهای رایج برای بررسی میزان آسیب پذیری و خسارت وارده به سازه ها روش آنالیز خطراحتمالاتی می باشد. از نتایج این روش می توان به استخراج منحنی های شکنندگی برای سازه ها نام برد.



« بررسی روش های بر آورد آسیب لرزه ای در سد های بتنی »

#### ۱–مقدمه

خرابی در مقایسه دو وضعیت متفاوت از یک سیستم معنا خواهد داشت که یک وضعیت به عنوان حالت بدون نقص و وضعیت دیگر به عنوان حالت آسیب دیده و غیر سالم خواهد بود. از این رو، برای تشخیص اثرات آسیب در یک سازه بزرگ و پیچیده، نیاز به مدل سازی دقیق عددی است تا نتایج بدست آمده از این مدل غیر خطی با حالت بدون نقص مورد مقایسه و ارزیابی قرار گیرند. برای مدل سازی عددی سازه ترک خورده نیاز به روش های دقیقی است تا اثرات آن به صورت صحیح و بهینه اعمال شود. بعبارت دیگر تهیه مدل عددی از سازه که بتواند رفتار آن را توجیه کند بسیار با اهمیت خواهد بود. روش های گوناگونی در این زمینه وجود دارد که محبوب ترین آنها المان محدود می باشد. اما مدل سازی ناپیوستگی ها و از جمله ترک

تنها با انجام آنالیز های دینامیکی غیر خطی نمی توان به پاسخ های دقیق و مناسب در ارتباط با رفتار لرزه ای سد های بتنی تحت اثر زمین لرزه دست پیدا کرد. چرا که نتایج حاصل از انجام این گونه آنالیز ها برای سد های بتنی به عوامل متغیری همچون نوع رکود زلزله، مشخصات مصالح سد و پی، فشار موثر برکنش، ارتفاع آب مخزن و عوامل متغیر دیگر وابسته است. بنابراین در تعیین ایمنی سد ها به احتمالات و عدم قطعیت های بی شماری برخورد خواهیم کرد. بنابراین در کنار آنالیز ها غیر خطی، انجام آنالیز های احتمالاتی برای ایمنی سد ها لازم و ضروری بنظر می رسد[۲].

#### ۲-سد های بتنی پشتبند دار:

سدهای بتنی پشتبند دار در مناطقی که بشر به ذخیره آب احتیاج داشت و در آنجا مصالح، کمیاب و یا گران قیمت و نیروی کار ارزان بود، پدیدار شدند[۳]. سدهای پشتبند دار بر پایه ساختار سدهای بتنی حجیم با فضاهای میانی خالی ساخته شده است. این فضاهای خالی اجازه ی تراوش آب از پی سد را می دهند و با کاهش سطح قاعده سد، فشارهای بر کنش را به میزان زیادی کاهش می دهند. وجود این فضاهای میانی خالی، آزاد شدن حرارت تولیدی حین فرآیند گیرش بتن را نیز آسان می کند، بنابراین اقدامات لازم برای خنک کردن بتن در ساخت این نوع سد ها به ندرت لازم خواهد بود[۴]. البته در کنار این پشتبنددار، دیواره ی سراب به عنوان نگهدارنده ی آب و تیغه های پذیری حرارتی دارند. اجزای سازه ای اصلی یک سد اند که تفاوت آنها در شکل دیواره ی سراب بوده و پشتبندها تفاوت های کمی دارند. یکی از مهمترین حوادث لرزه ای تجربه شده به وسیله ی سدهای بتنی پشتبند دار، مربوط به سد سفیدرود است. سد سفیدرود در ایران در ۲۱ ژوئن ۱۹۹۰ ززلی ای شده به وسیله ی سدهای بتنی پشتبند دار، مربوط به سد سفیدرود است. سد سفیدرود در ایران در ۲۱ ژوئن ۱۹۹۰ زلیله می شدیدی را تجربه کرد. طبق پژوهش های انجام شده در سال ۱۹۹۱ بیشینه زلزله ی قابل باور (MCE) در محل، احتمالاً بزرگی ۱۹۵۸) ، شدیدترین فعالیت لرزه ای تجربه شده به وسیله ی یک سد بتنی پشتبند دار است[۶]. در اثر این رازله، بیشتر آسیب وارد بر سازه ی سد سفیدرود، در یک چهارم فوقانی پشتبندها متمرکز شده بود و بیشتر پشتبندهای مرکزی تحت تأثیر قرار گرفته بودند[۷]. برای نمونه، ترک های روی پشتبند شماره ۱۵ سد سفیدرود در شکل ۱۰ شان داده





شکل ۱ : ترک های سمت چپ پشتبند شماره ۱۵ سد سفیدرود [۵]

شبکه ی پشتبندها، مستعد آسیب ناشی از خمش زیاد حول محور ضعیفشان تحت مولفه ی عرضی زلزله است ولی با این وجود به خاطر ضخامت مناسب پشتبندها نشانه ای از چنین رفتاری در سد سفیدرود دیده نشده است[8]. در سد سفیدرود از روی الگوی ترک می توان فهمید که تأثیر عمده در مکانیزم آسیب، ناشی از مؤلفه ی در راستای جریان زلزله بوده است و بنابراین اثر هیدرودینامیکی در خسارت ایجاد شده دخیل بوده است[۵]. پس از ترک خوردگی سد سفیدرود در اثر زلزله ی مذکور، مطالعات عددی و آزمایشگاهی جامعی بر روی این سد صورت گرفت. احمدی و همکاران [۵و۶] به بررسی رفتار سد با استفاده از مدل های عددی پرداختند و نشان دادند که الگوی ترک خوردگی در سد تحت اثر زلزله ی MCE مشابه، آنچه که در واقعیت رخ داده خواهد بود. مطالعات قائمیان و قائم مقامی [7] روی مدل کوچک مقیاس سد سفیدرود بر روی میز لرزان نیز این الگوی ترک خوردگی را تأیید کرد. کارهای ترمیمی روی سازه ی سد کوچک مقیاس سد سفیدرود بر روی میز لرزان نیز این الگوی ترک خوردگی را تأیید کرد. کارهای ترمیمی روی سازه ی سو ماره ی پس از وقوع زلزله که بر اساس بازیایی مقاومت برشی درزهای اجرایی افقی ترک خورده با استفاده از سیستم مهارهای پس کشیده با عبور از درزهای ترک خورده بود، در نوامبر ۱۹۹۰ شروع شد. مهارها در دو مرحله ی متفاوت در بدنه ی پس دقرار داده شدند. یک الگوی جانمایی مهارها برای تمام پشتبندها مطابق شکل ۲ انتخاب شد که بر اساس آن مهارها به صورت مایل با زاویه ای بین ۲/۵ و ۲/۱۵ درجه در صفحاتی عمود بر محور سد قرار می گرفتند[۹].



شکل ۲ : مهارهای پس کشیده در پشتبندهای ۲۳−۸ سد سفیدرود، a: مقطع عرضی ، b: نمای فوقانی و c مقطع A-A [۱۰]

تحلیل های صورت گرفته به وسیله ی احمدی و همکاران [۶] و مطالعات قائمیان و قائم مقامی [۹] روی مدل کوچک مقیاس بهسازی شده ی سد سفیدرود بر روی میز لرزان نشان داد الگوی ترمیم و بهسازی برای بازیابی مقاومت های از دست رفته مناسب است.



« بررسی روش های برآورد آسیب لرزه ای در سد های بتنی »

# ۲–۱–مدل سازی عددی

مدل سازی عددی رفتار لرزه ای سازه های بزرگ نظیر سدها وسیله ای است که به وسیله ی اُن عملکرد لرزه ای اُنها با تـلاش محدودی می تواند ارزیابی شود. در پژوهش حاضر، بلنـد تـرین پایه ی سد بتنی پشتبنددار سفیدرود به ارتفاع ۱۰۶ متر به صورت سه بعدی و با در نظر گرفتن اثر پی و مخزن، به وسیله ی نرم افزار المان محدود Ansys12.0 مدل سازی شده است. تحليل سيستم با شبكه بندى مايع المان محدود با صفحه ى بالادست واقع در مسافتى به ميزان حداقل سه برابر عمق آب مخزن از وجه بالادست سد صورت مي گيرد. يک مدل پي که به اندازه ي ارتفاع سد در جهات بالادست و پايين دست، عرض جریان و به سمت پایین ادامه یابد کافی است. با این وجود، وقتی که نسبت مدول ارتجاعی سنگ پی به مدول ارتجاعی بتن کمتر از ۰/۵ باشد، مـش پـی بـا ابعادی به اندازه ی دو برابر ارتفاع سد یا بیشتر لازم خواهـد بود[۱۰]. در تحلیل های صورت گرفته در این پژوهش، از مش پی با ابعادی به اندازه ی دو برابر ارتفاع سد استفاده شده است. با توجه به ملاحظات مهندسی بارگذاری لرزه ای وزن پی در تحلیل استاتیکی و جرم پی در تحلیل دینامیکی برابر صفر فرض شده است. با توجه به آنکه در تحلیل های صورت گرفته، تحلیل حرارتی نیز انجام شده است و نتایج تحلیل حرارتی که در تحلیل های استاتیکی و نیز دینامیکی استفاده می شود؛ شبکه بندی باید به گونه ای انجام شود که المان های به کار رفته در تحلیل های حرارتی و سازه ای با هم سازگار باشند و به بیان دیگر، گره های آنها در هر دو حالت، یکسان و متناظر باشند. به همین منظور، در تحلیل حرارتی که فقط روی بدنه ی سد انجام می شود و نیازی به مدل کردن پی و مخزن نيست، براي شبكه بندي بدنه ي سد از المان solid87 استفاده شده است . ايـن المان، المان حرارتي سه بعدي، چهار وجهي و ۱۰ گرهی است که یک درجه ی آزادی تحت عنوان حرارت دارد. المان های solid92 و solid187 می باشند که با توجه به أنكه در ادامه ي تحليل ها، رفتار غيرخطي بتن به وسيله ي مدل دراكر - پراگر تعريف خواهد شد و از بين اين دو المان، فقـط المـان solid92 قابلیت تخصیص رفتار غیرخطی با مدل دراکـر – پراگـر را دارد، از این المان در شبکه بندی بدنه ی سد در تحلیل های سازه ای استفاده شده است. برای شبکه بندی پی سنگی سد نیز از همین المان استفاده شده است. المان solid92، المان سازه ای سه بعدی، چهار وجهی و ۱۰ گرهی است که دارای سه درجه ی آزادی انتقالی در جهت های X،y و Z است و قابلیت تخصیص رفتار غیرخطی با مدل دراکر- پراگر را دارد. برای شبکه بندی مخزن، تنها گزینه ی موجود در نرم افزار برای هندسه ی سه بعدی، المان fluid30 است که المان آکوستیکی سه بعدی، شش وجهی و ۸ گرهـی اسـت کـه دارای چهار درجه ی آزادی، سه درجـه ی آزادی انتقـالی در جهات x،y و z و یک درجـه ی آزادی فشـار است. مدل سد-پی-مخزن و همچنین نحوه ی شبکه بندی مورد استفاده در تحلیل ها در شکل ۳ نشان داده شده است. پس از شبکه بندی بدنه ی سد و پی، به منظور امکان دستیابی به اطلاعات تنش در فصل مشترک سد و پی برای بررسی احتمال رخداد شکست برشی بین سد و پی که یک مود شایع شکست سدهای وزنی است؛ بین آن دو، سطح تماسی تعریف مي كنيم. اين كار با تعريف دو لايه المان contact و target كه يك contact pair ايجاد مي كنند صورت ملي گيرد . المان target استفاده شده، targe170 و المان contact استفاده شده نيز المان conta174 است.



شکل ۳ : نحوه شبکه بندی سیستم سد-مخزن-پی



۲-۲-تحلیل حرارتی نتایج تحلیل های حرارتی بر اساس مشخصات حرارتی بتن و اطلاعات دمایی ناحیه سد سفیدرود که از مرجع [۱۱] اخذ شده، برای شرایط حرارت تابستانی و زمستانی به ترتیب در شکل ۴ و شکل ۵ نشان داده شده است.



شکل ۴ : توزیع حرارت در بدنه سد در فصل تابستان (اواسط مرداد ماه)، بر حسب درجه سلسیوس



ماه)، بر حسب درجه سلسيوس



| ۲۰ گيگاپاسکال                        | مدول ارتجاعي بتن        |
|--------------------------------------|-------------------------|
| •/\\                                 | ضريب پواسون بتن         |
| ۲۲۵۰ کیلوگرم بر مترمکعب              | جرم مخصوص بتن           |
| <sup>-1</sup> ۸ × ۱۰ بر درجەي سلسيوس | ضريب انبساط حرارتي بتن  |
| ۲ کیلوکالری بر متر بر ساعت           | قابلت هدارت گمار بت     |
| بر درجەي سلسيوس                      | قابلیک هندایک کرکایی اس |
| ۲۲/۰ کیلوکالری بر کیلوگرم            | م من من من من الم       |
| بر درجەي سلسيوس                      | كرماي ويراوي بس         |
| ۱٤ درجەي سلسيوس                      | درجه حرارت مرجع         |
| In CAR DITIV                         | میانگین دمای هوا در     |
| ۲۲۴ درجتای شنشیوش                    | سردترين ماه سال         |
|                                      | میانگین دمای هوا در     |
| ۱۱/۲ درجەي سىسيوس                    | گرمترین ماہ سال         |

جدول ۱: مشخصات حرارتی بتن و اطلاعات دمایی ناحیه سد

سپيدرود



شکل ۶: سیستم سد-مخزن-پی و شرایط مرزی چهارگانه در مخزن

# ۲-۳-تحلیل مقادیر ویژه

نتایج تحلیل مقادیر ویژه برای سیستم با مخزن پر، نشان از آن است که در مود هشتم با فرکانس ۷۸/۶ هرتز، ۹۰ درصد جرم مودی در جهات افقی و قائم تأمین شـده اسـت. ایـن مود به همراه مود اول که دارای فرکانس ۲/۵۱ هرتز اسـت در محاسبه ی ضـرایب میرایـی رایلـی مـورد اسـتفاده قـرار گرفته اند.

## ۴–۲–شرایط مرزی در محیط سیال

با توجه به شکل ۶، برای محیط سیال، چهار شرط مرزی در بالادست مخزن، کف مخزن، سطح آزاد مخزن و فصل مشترک سد با مخزن، قابل تعریف است که در ادامه به توضیح هرکدام خواهیم پرداخت. شرایط مرزی بالادست و کف مخزن که تماس با محیط نیمه بینهایت را بیان می کنند می توانند به صورت معادله زیر نمایش داده شوند: -1

$$\frac{\partial p}{\partial n} = \frac{-1}{\beta v_s} \dot{p} \tag{1}$$



که در آن n جهت انتشار موج υs سرعت انتشار موج فشار هیدرودینامیک در محیط سیال، p فشار هیدرو دینامیک و β ضریب انکسار موج در بستر نامحدود مخزن است؛ به تعبیری دیگر اگر کمیت ρv را که حاصل ضرب جرم مخصوص ماده در سرعت انتشار موج است، امپدانسِ آکوستیک محیط بنامیم، β نسبت امپدانس آکوستیکی محیط نامحدود مجاور مخزن به محیط سیال است و به صورت زیر نمایش داده می شود:

$$\beta = \frac{1+\varepsilon}{1-\varepsilon} = \frac{\rho_b v_b}{\rho v_s} \tag{7}$$

که در آن اندیس b محیط نامحدود مجاور مخزن را نشان می دهد، ρ جرم مخصوص سیال، و ٤ نسبت دامنه موج پس رو به دامنه ی موج پیش رو (ضریب بازتاب موج از مرز) می باشد. اگر فرض کنیم که مخزن تا بی نهایت ادامه داشته باشد، در این صورت در مرز بالادست (n=x)، تنها موج پیش رو خواهیم داشت و ٤ مساوی صفر خواهد بود (و β مقداری برابر یک خواهد داشت) پس:

$$\frac{\partial p}{\partial x} = \frac{-1}{v_s} \dot{p} \tag{(7)}$$

مطالعات عددی نشان می دهند که جذب کف مخزن میرایی مؤثر سیستم را افزایش می دهد؛ بنابراین پاسخ سد به بارگذاری لـرزه ای را کـاهش مـی دهـد. ایـن کـاهشِ پاسـخ در تمـام فرکانس های تحریک رخ می دهد اما در فرکانس های اساسیِ سـد اهمیت بیشتری دارد و قابـل توجـه است [۱۰]. نحـوه ی برخورد با این مرز شبیه مرز بالادست است، با این تفاوت کـه در این مرز ممکن است سمتی از امواج کـه بـه کـف مخـزن برخورد می کند (n=y) به دلیل لایه های نرم رسوبی و با توجـه به جنس مصالح کف مخزن که نامحدود است، جذب آن شده و قسمتی از آن منعکس شود. به عبارت دیگر در این حالـت ٤ بین صفر و یک بوده و در نتیجه β نیز کوچکتر از یک است. پس در مرز کف خواهیم داشت:

$$\frac{\partial p}{\partial y} = \frac{-1}{\beta v_s} \dot{p} - \rho \ddot{u}_{gn} \tag{(f)}$$

P=0

اگر ans شتاب وجه بالادست سد در جهت عمود بر سطح سد و n بردار عمود بر سطح تماس سـد بـا مخـزن باشـد بدین ترتیب شرط مرزی بین سد و مخزن به شکل زیر بـه دست می آید[۱۲]:

$$\rho a_{ns} = -grad \, p. \, n = -\frac{\partial p}{\partial n} \tag{(b)}$$

#### ۵-۲-صحت سنجی مدل مورد استفاده

برای سنجش صحت مدل به کار رفته در تحلیل ها، تحلیل خطی مدل تحت اثر بارهای استاتیکی وزن، فشار هیدرواستاتیکی آب، فشار برکنش و حرارت تابستانی رکورد زلزله ی آب بر، که مؤلفه ی افقی آن به g ۰/۷۱۴ مقیاس شده، صورت گرفته است و نتایج حاصل با نتایج ذکر شده در مرجع [۵] مقایسه شده اند. با توجه به شکل ۷، مقدار مورد تأکید در مجاورت بخش تغییر شیب پایین دست و نیز الگوی توزیع تنش ها با آنچه که در شکل ۸ آمده اند هماهنگی قابل قبولی دارند و نشانگر صحت مدل سازی و نیز الگوی توزیع تخش ها با آنچه که در شکل ۸ آمده اند هماهنگی قابل قبولی دارند و نشانگر صحت مدل سازی و تحلیل صورت گرفته است و نشانگر صحت مدل مدان و نیز الگوی توزیع تنش ها با آنچه که در شکل ۸ آمده اند هماهنگی قابل قبولی دارند و نشانگر صحت مدل سازی و تحلیل صورت گرفته است.





پاسکال در تحلیل خطی تحت اتر بارهای استاتیکی (وزن، فشار هیدرواستاتیکی آب، فشار برکنش و حرارت تابستانی) و زلزله آب بر (مقیاس شده به 0.714g)



شکل ۸ : تنش های کششی اصلی، تحت رکورد آب بر مقیاس شده

# ۶-۲-مطالعات حساسیت سنجی

به منظور مطالعه ی میزان حساسیت سدهای بتنی پشتبند دار به نوع بتن مصرفی در بدنه ی سد، نسبت مدول ارتجاعی بتن به کار رفته در بدنه ی سد به سنگ پی و نوع زلزله ی وارد بر سازه، سه نوع بتن با مقاومت های فشاری ۲۵ ، ۱۷ و ۳۵ مگاپاسکال، سه حالت مدول نرمی پی (نسبت مدول های ارتجاعی بتن بدنه ی سد و سنگ پی ) با مقادیر ۵ ، ۱ و ۱۰ و سه زلزله ی ثبت شده روی سنگ، شامل : زلزله ی کولینگا ثبت شده در ایستگاه Anticline Ridge، زلزله ی نورتریچ، ثبت شده در ایستگاه (downstream) Pacoima Dam و زلزله ی منجیل، ثبت شده در ایستگاه آب بر مورد استفاده قرار گرفتند. در تحلیل ها از مؤلفه های طولی و قائم شتاب نگاشت ها استفاده ها کرده ایم و اثر مؤلفه ی عرضی زلزله ها را نادیده گرفته ایم. دلایلی مانند عدم مشاهده موارد قابل توجه خسارت لرزه ای تحت زلزله ی عرضی، و یا با فرض مقید کردن مونولیت ها در جهت عرضی (عمود بر جریان)، این مطلب را توجیه پذیر می سازد؛



علاوه بر این، در پژوهش های دیگران و مطالعات انجام شده در گذشته نیز اثر مؤلفه ی عرضی زلزله لحاظ نشده است. از ترکیب حالات ذکر شده برای هر کدام از موارد فوق، ۲۷ حالت مختلف (مطابق جدول ۲) را می توان در نظر گرفت برای ساختگاه سد سفیدرود، بیشینه شتاب افقی مبنای طرح حرکت زمین برابر g ۲۳/۰ برآورد شده است و این شتابی است که رویداد آن در عمر مفید سد، بسیار قابل انتظار است[1]. بر این اساس، مؤلفه ی افقی این شتاب نگاشت ها به ایـن مقـدار مقیاس شده و برای مقیاس شده و این شتابی است که رویداد آن در عمر مفید سد، بسیار قابل انتظار است[1]. بر این اساس، مؤلفه ی افقی این شتاب نگاشت ها به ایـن مقـدار مقیاس شده و برای مقیاس کردن مؤلفه های قائم آنها نیـز از همان نسبت تعدیل مؤلفه ی افقی شتاب نگاشت استفاده شده است. با توجه به طولانی بودن رکوردها و نیز اثر ناچیز مقادیر شتاب کوچکتر از ۲٫۰۵ بر و ۲٫۰۵ برا و ۲٫۰۹ برا محدوده ای از معادی مقائم انهای مقیاس شده است. و مقیام مقیاس شده ای به مولانی بودن رکوردها و نیز اثر ناچیز مقادیر شتاب کوچکتر از ۲٫۰۵ بود به به این نگاشت ها معای قائم آنها نیـز از همان نسبت تعدیل مؤلفه ی افقی شتاب نگاشت استفاده شده است. این ای مودن رکوردها و نیز اثر ناچیز مقادیر شتاب کوچکتر از ۲٫۰۰۵ بو ۲٫۰۵ به این و مولفه های قائم آنها نیـز از مقادیر ذکرشده هستند استفاده شده است. و مؤلفه های قائم مولفه ی افقی شتاب نگاشت ها کـه در آن شـتاب ها بـیش از مقادیر ذکرشده هستند استفاده شده است و مؤلفه های قائم انها نیـز در همان محدوده ی زمانی استفاده شده است. طیـف هـای پاسـخ ساختگاه سد سفیدرود با احتمال رویداد ۲۰/۰، ۲۰۰۰ و ۲۰۰۰ در سال، به همراه طیف پاسخ زلزله های مقیاس شده برای ضریب میرایی ۵ درصد در شکل ۹

| 4       | نابنگاشن | <u></u> | اری<br>کال) | ت فشا<br>مگاپات | مقار،<br>بتن ( | مدول نرمی |   |   | 4    |  |
|---------|----------|---------|-------------|-----------------|----------------|-----------|---|---|------|--|
| كرلينكا | نودتريج  | ي       | ٣٥          | ٢٥              | ١٧             | ١.        | ٥ | ٢ | Ĵ    |  |
|         |          | ٠       |             |                 | ٠              |           |   | ٠ | 1    |  |
|         |          | ٠       |             | ٠               |                |           |   | ٠ | ۲    |  |
|         |          | ٠       | ٠           |                 |                |           |   | ٠ | ٣    |  |
|         |          | ٠       |             |                 | ٠              |           | ٠ |   | ٤    |  |
|         |          | ٠       |             | ٠               |                |           | ٠ |   | ٥    |  |
|         |          | ٠       | ٠           |                 |                |           | ٠ |   | ٦    |  |
|         |          | ٠       |             |                 | ٠              | ٠         |   |   | v    |  |
|         |          | ٠       |             | ٠               |                | ٠         |   |   | •    |  |
|         |          | ٠       | ٠           |                 |                | ٠         |   |   | ٩    |  |
|         | ٠        |         |             |                 | ٠              |           |   | ۲ | 14   |  |
|         | ٠        |         |             | ٠               |                |           |   | ٠ | - 11 |  |
|         | ٠        |         | ۲           |                 |                |           |   | ۲ | 17   |  |
|         | ٠        |         |             |                 | ٠              |           | ٠ |   | 11   |  |
|         | ٠        |         |             | ٠               |                |           | ٠ |   | NE.  |  |
|         | ٠        |         | ۲           |                 |                |           | ٠ |   | 10   |  |
|         | ٠        |         |             |                 | ٠              | ٠         |   |   | 17   |  |
|         | ٠        |         |             | ٠               |                | ٠         |   |   | 11   |  |
|         | ٠        |         | ٠           |                 |                | ٠         |   |   | - NA |  |
| ۰       |          |         |             |                 | ٠              |           |   | ۲ | 14   |  |
| ٠       |          |         |             | ٠               |                |           |   | ۲ | ۲.   |  |
| ۰       |          |         | ۲           |                 |                |           |   | ۲ | 11   |  |
| ٠       |          |         |             |                 | ٠              |           | ۲ |   | 77   |  |
| ٠       |          |         |             | ٠               |                |           | ۲ |   | ۲۳   |  |
| ٠       |          |         | ۰           |                 |                |           | ٠ |   | ٣£   |  |
| ٠       |          |         |             |                 | ٠              | ٠         |   |   | ۲٥   |  |
| ۰       |          |         |             | ٠               |                | ٠         |   |   | 17   |  |
| ۰       |          |         | ۰           |                 |                | ٠         |   |   | ۲۷   |  |

جدول ۲ : حالت های مورد نظر برای انجام مطالعات پارامتریک

همان گونه که از نمودار طیف پاسخ زلزله های مورد استفاده قابل مشاهده است، مقدار بیشینه شتاب در طیف پاسخ زلزله ی نورتریج منطبق بر دوره ی تناوب اصلی (مود اول) سیستم سد-پی-مخزن بوده و مقدار قابل توجهی نیز دارد. در مورد



« بررسی روش های بر آورد آسیب لرزه ای در سد های بتنی »

طیف پاسخ زلزله ی آب بر، این هماهنگی در دوره ی تناوب مود هشتم (تأمین کننده ی ۹۰ درصد جرم مودی) سیستم رخ می دهد. در کل، در مجاورت دوره ی تناوب مودهای پایین (مودهای اول تا سوم ) سیستم، زلزله ی نورتریج شتاب بیشتری دارد و زلزله های آب بر و کولینگ در رده های بعدی قرار می گیرند. بحرانی تر بودن شرایط، تحت زلزله ی نورتریج و پس از آن، زلزله ی منجیل (رکورد آب بر) و با شدت بسیار کمتر در زلزله ی کولینگا با توجه به این مطالب، قابل توجیه است. در تمام ۲۷ حالت تحلیل ابتدا بارهای استاتیکی(شامل بار وزن، فشار هیدرواستاتیک مخزن، برکنش و حرارت تابستانی ) بر سازه اعمال و نتیجه ی حاصل، به عنوان شرایط اولیه در تحلیل دینامیکی تاریخچه ی زمانی غیرخطی که در ادامه ی آن صورت می گیرد در نظر گرفته شده اند. علت استفاده از شرایط حرارت تابستانی در تحلیل ها آن است که تحلیل های انجام شده برای مقایسه ی اثر حرارت تابستانی و زمستانی نشانگر بحرانی تر بودنِ شرایط تنش در بدنه ی سد در حالت حرارت تابستانی نسبت به حرارت زمستانی بود؛ البته بالاتر بودن تراز آب مخزن در شرایط تابستانی، (در حدود ۴۴ متر) نسبت به شرایط زمستانی نود؛ البته بالاتر بودن تراز آب مخزن در شرایط تابستانی، هیدرودینامیک و در نتیجه در بحرانی تر شدن شرایط در ضری ی در این بال مخزن در شرایط تابستانی، با استفاده از رابطه ی رافائل (رابطه ی (۶))، مقدار مقاومت کششی بین ۲ ثر معلوم بودن مقدار مقاومت فشاری بین ت

$$f_t' = 0.33 \left( f_c'^{\frac{2}{3}} \right) \tag{9}$$

برای محاسبه ی مدول ارتجاعی بتن از روی مقاومت فشاری و وزن مخصوص آن روابط مختلفی وجود دارند که برای بتن با مقاومت های فشاری در محدوده ی ۲۱ تا ۸۳ مگاپاسکال، رابطه ی (۷) و رابطه ی (۸) به نقل از مؤسسه ی معماری ژاپن ( AIL) ارائه شده است.

$$E_c = 3320 \sqrt{f_c' + 6900} \tag{V}$$

$$E_c = 2.1 \times 10^5 \left(\frac{\gamma}{2300}\right)^{1.5} \sqrt{\frac{f_c'}{2000}} \tag{(A)}$$

در محاسبات انجام شده با توجه به اینکه رابطه ی (۸) برای بتن حجیم ارائه شده، بیشتر این رابطه مورد توجه قرار گرفته (برای مقاومت های فشاری ۲۵ و ۳۵ مگاپاسکال) و فقط در حالت مقاومت فشاری ۱۷ مگاپاسکال از رابطه ی (۹) استفاده شده است. با تغییر تحلیل از حالت استاتیکی به دینامیکی، مقادیر مقاومت فشاری، مقاومت کششی و مدول ارتجاعی (در بتن و توجه به در نظر گرفتن رفتار غیرخطی برای بتنِ بدنه ی سد با استفاده از معیار دراکر -پراگر، با معلوم بودن مقادیر مقاومت فشاری 2 و زایه اصطکاک داخلی  $\phi$  با استفاده از روابط (۹) و (۱۰) ، ارائه شده در مرجع [۱۴] محاسبه شده اند

$$f_{c}' = \frac{2c\cos\varphi}{1-\sin\varphi}$$

$$f_{t}' = \frac{2c\cos\varphi}{1+\sin\varphi}$$
(9)
(1)

زاویه ی اتساع که دیگر پارامتر لازم در تحلیل غیرخطی در نرم افزار با استفاده از معیار دراکـر –پراگـر اسـت در تمـامی حالات برابر ۱۰ درجه در نظر گرفته شده است.

مطابق با طیف های پاسخ رسم شده برای ساختگاه سد سفیدرود و زلزله های مقیاس شده، می توان گفت که زلزله های نورتریج و آب بر در بیشینه سطح طراحی (MDL) قرار می گیرند، هرچند به ۳۲g. مقیاس شده اند. ولی زلزله ی کولینگا در سطح مبنای طراحی (DBL) است؛ بنابراین سازه تحت اثر این دو گروه زلزله رفتار متفاوتی خواهد داشت و کمتر



بودن تنش های ایجاد شده در سازه تحت اثر زلزله ی کولینگا نسبت به زلزله های نورتریج و آب بر، علاوه بر کمتر بودن شتاب این زلزله نسبت به دو زلزله ی دیگر (به ویژه در کنار دوره ی تناوب مودهای پایین سیستم)، به تفاوت سطوح حرکتی زمین در این زلزله ها نیز مربوط می شود و انتظار می رود که سازه تحت اثر زلزله ی بیشینه سطح طراحی (نظیر زلزله های نورتریج و آب بر) نسبت به زلزله ی سطح مبنای طراحی (نظیر زلزله ی کولینگا) شرایط بحرانی تری را تجربه کند؛ این مطلب در نتایج به دست آمده به روشنی دیده می شود.

در ادامه، کانتورهای بیشینه مقادیر تنش کل و جا به جایی کل تجربه شده به وسیله ی گره های مختلف شبکه ی بدنه ی سد در کل مدت زمان اعمال شتاب نگاشت در بین ۲۷ حالت تحلیل شده، نشان داده می شوند نـرم افـزار مـورد استفاده (Ansys12.0) چنین کانتورهایی را به عنوان خروجی نمی دهد و فقط قادر است در یک گام زمانی خاص از زمان اعمال شتاب نگاشت، نتایج را نشان دهد. این برنامه هر چند ممکن است در یک گره خاص از شبکه، بیشینه مقادیر تجربه شده را نشان دهد ولی بیشینه مقادیر تجربه شده به وسیله ی گره های مختلف شبکه ی بدنه ی سد در یک گام زمانی خاص و به صورت هم زمان اتفاق نمی افتند؛ پس برای یافتن مقادیر بیشینه تجربه شده در هر گره در کل زمان اعمال شتاب نگاشت، برنامه ای (به زبان APDL) به فایل تحلیل شده در حالات مختلف بیان شده، اضافه شد. سـپس خروجی حاصل از اًن با نرم افزار Tecplot به صورت نشان داده شده رسم شد. همان گونه که از این شکل ها پیداست، بیشینه تنش های فشاری و برشی در محدوده ی پنجه و بیشینه تنش کششی در محدوده ی پاشنه ی سد رخ داده اند. به طور کلی می توان گفت که در بیشتر حالات ذکرشده، با افزایش مقاومت فشاری بنن، اندازه ی تنش ها و البته مقاومت های کششی و برشی نیز افزایش پیدا می کند؛ هر چند که در تعداد محدودی از حالت ها، با افزایش مقاومت فشاری بتن، تنش ها به صورت موضعی کاهش یافته انـد. بـا نرمتر شـدن پـی، در سـه موضـع حسـاس از بدنـه ی سـد (گره های میانی قرار گرفته در محل تغییر شیب پایین دست، پاشنه و پنجه)، تنش های کششی کاهش پیدا کرده و در مقابل، تنش های فشاری در محل پنجه افزایش یافته است. با افزایش مقاومت فشاری بتن، جا به جایی سد در جهت جریان و نیز به طرف پایین (نشست سد) کاهش پیدا کرده است. با افزایش نرمی پی، شاهد افزایش جا به جایی سد در جهت جریان و نیز به طرف پایین (نشست سد) بوده ایم. با توجه به کانتورهای بیشینه تنش های کششی، فشاری و فون میزس (دو برابر تنش برشی حداکثر) رسم شده برای حالت های مختلف، می توان نتیجه گرفت که تنش های فشاری در بدنه ی سد بسیار کمتر از مقاومت فشاری بتن خواهند بود و در نتیجه احتمال شکست فشاری منتفی است. اما در مورد تنش های کششی و برشی وضعیت متفاوتی حاکم است و در مناطقی همچون محل تغییر شیب پایین دست، پاشنه و پنجه، تنش های بزرگی ایجاد می شود و احتمال آسیب بدنه ی سد و یا یی، تحت آن تنش ها در مناطق ذکر شده زیاد است.





شکل ۹: طیف های پاسخ ساختگاه سد سپیدرود و زلزله های مقیاس شده



شکل ۱۰ : کانتور های تنش کششی بیشینه در بدنه سد بر حسب پاسکال برای حالت زلزله نور تریج و مدول نرمی پی برابر ۵ و مقاومت فشازی بتن برابر ۳۵ مگاپاسکال (حالت شماره ۱۵)

# ۷-۲-بحث روی نتایج تحلیل ها

دو مسئله در تحلیل سدهای وزنی و پشتبنددار دارای اهمیت است؛ یکی مقادیر تنش ها در نقاط مختلف بدنه ی سد (که البته محدوده هایی مانند محل تغییر شیب پایین دست، پاشنه و پنجه ی سد مورد توجه اصلی قرار می گیرند).

« بررسی روش های بر آورد آسیب لرزه ای در سد های بتنی »





شکل ۱۱ : کانتورهای تنش فشاری بیشینه در بدنه ی سد برحسب پاسکال برای حالت زلزلـه ی نـورتریج و مـدول نرمـی پـی برابـر ۵ و مقاومت فشاری بتن برابر ۳۵ مگاپاسکال ( حالت شماره ۱۵)



شکل ۱۲ : کانتورهای تنش فون میزس بیشینه در بدنه ی سد برحسب پاسکال در حالـت زلزلـه ی نـورتریج و مـدول نرمـی پـی برابـر ۱۰ و مقاومت فشاری بتن برابر ۳۵ مگاپاسکال ( حالت شماره ۱۸)





و لزوم عدم تجاوز از مقدار مقاومت بتن و دیگری احتمال بروز شکست برشی در محل تماس سد و پی . برای بررسی بهتر این دو مطلب، دو پارامتر تعریف کرده ایم؛ یکی پارامتری تحت عنوان نسبت نیاز به ظرفیت (DCR) تنش به صورت تعمیم یافته؛ که در واقع نسبت تنش محاسبه شده به مقاومت موجود در بتنِ بدنه ی سد است، ودیگری، پارامتر F ، که پارامتر ایمنی برشی در سطح تماس سد و پی است.



شکل ۱۴ : کانتورهای جا به جایی قائم بیشینه بدنـه ی سـد برحسـب میلی متر در حالت زلزلـه ی نـورتریج و مـدول نرمـی پـی برابـر ۱۰ و مقاومت فشاری بتن برابر ۱۷ مگاپاسکال ( حالت شماره ۱۶)



البته باید به این نکته اشاره کرد که از DCR در تحلیل های خطی استفاده می شود و استفاده از مفهوم آن در این بخش (که مربوط به تحلیل های غیرخطی است) با هدف شناسایی محل های خسارت (با مقادیر DCR نزدیک به یک) است. در واقع با استفاده از مقدار DCR در نقاط حساس بدنه ی سد احتمال شکست های کششی و فشاری بررسی می شود. از آنجا که در سطح بارگذاری لرزه ای در این پژوهش رفتار غیرخطی مصالح بتن، نه در کشش و نه در فشار یا برش در هیچ قسمت از بدنه که سد رخ نداده است، مفهوم آن در این بخشی و فشاری بررسی می شود. از آنجا که بر سطح بارگذاری لرزه ای در این پژوهش رفتار غیرخطی مصالح بتن، نه در کشش و نه در فشار یا برش در هیچ قسمت از بدنه سد رخ نداده است، مفهوم RCR به راحتی قابل استفاده خواهد بود. و با استفاده از حداقل مقدار پارامتر ایمنی بدنه سد رخ نداده است، مفهوم RCR به راحتی قابل استفاده خواهد بود. و با استفاده از حداقل مقدار پارامتر ایمنی برشی R، احتمال رخداد شکست برشی در سطح ترین ی آن که یک حالت شکست شایع در سدهای وزنی ( که سدهای پشت بنددار نیز حالت خاصی از آنها است ) است ارزیابی می شود. پارامتر ایمنی برشی R، احتمال رخداد شکست برشی R به مورت زین است ی از آنها است این این که می حالت شکست شایع در سدهای وزنی ( که سدهای پشت بنددار نیز حالت خاصی از آنها است ) است ارزیابی می شود. پارامتر ایمنی برشی F به صورت زیر وزنی ( که سدهای پشت بنددار نیز حالت خاصی از آنها است ) است ارزیابی می شود. پارامتر ایمنی برشی F به صورت زیر می شود :

(۱۱) در صورتی که مقدار F کوچکتر و یا مساوی صفر باشد نشان دهنده ی بروز شکست برشی در سطح تماس سد و پی است و در مقابل، اگر F مثبت باشد سطح تماس سد و پی در برابر شکست برشی مقاوم محسوب می شود.

## تنش کششی در محل تغییر شیب پایین دست

با افزایش مقاومت فشاری بتن، مقدار DCR کاهش می یابد و تنها استثنا، حالتی است که سد روی پی های خیلی نـرم قرار گرفته و زلزله ی نورتریج بر سازه اعمـال می شـود؛ در این حالت با افـزایش مقاومـت فشـاری بـتن، مقـدار DCR افزایش پیدا می کند . با افزایش نرمی پی، مقدار DCR کاهش می یابد؛ یعنی در شرایط پی های نرمتر، تنش کششی کمتری در این ناحیه رخ می دهد . به طور کلی در این ناحیـه بـرای حالات مختلف، مقدار DCR کمتر از ۱/۶ است که نشـانگر سطح ایمنی قابل قبولی است. بیشترین مقادیر تنش به ترتیب در زلزله های نورتریج، آب بر و کولینگا رخ می دهند.

# تنش کششی در پاشنه ی سد

در این ناحیه چه با افزایش مقاومت فشاری بـتن و چـه بـا افزایش نرمی پی، مقدار DCR کاهش پیدا می کند. به طور کلی در این ناحیه برای حالات مختلف، مقدار DCR کمتر از ۰/۸ است که هر چند ایمن به نظر مـی رسـد، امـا شـاید بتوان گفت که بیشترین احتمال شکست کششی مربوط بـه ایـن ناحیـه اسـت . بیشـترین مقـادیر تـنش بـه ترتیـب در زلزله های نورتریج، آب بر و کولینگا رخ می دهند.

# تنش کششی در پنجه سد

برخلاف وضعیت پاشنه ی سد، در پنجه ی سد و در شرایط پی های انعطاف پذیرتر، افزایش مقاومت فشاری بتن موجب افزایش مقدار DCR می شود . البته در حالت پی بسیار سخت (مدول نرمی برابر واحد ) نتایج برعکس است . در حالت کلی اگر مقاومت فشاری ثابت باشد، با افزایش مدول نرمی پی، مقدار DCR کاهش پیدا می کند . با توجه به اثر فرکانس های غالب تحریک، در صورتی که زلزله ی بیشینه سطح طراحی (زلزله ای نظیر نورتریج ) بر سازه ای با بتن مقاومت بالا وارد شود، پی با سختی متوسط بدترین حالت را ایجاد می کند و اگر مدول نرمی پی بسیار بالا ( مقداری نظیر ۱۰ ) یا بسیار پایین (مقداری نظیر یک ) باشد شرایط بهتری ایجاد می کند. به طور کلی در این ناحیه برای حالات مختلف، مقدار DCR همواره کمتر از ۵۵/۰ باقی مانده است، که نشان دهنده ی سطح ایمنی قابل قبولی می باشد. بیشترین مقادیر تنش در زلزله ی نورتریج رخ می دهد و زلزله های آب بر و کولینگا اثرات مشابهی در این ناحیه داشته اند.



تنش فشاری در پنجه ی سد

در این ناحیه با افزایش مقاومت فشاری بـتن، مقـدار DCR کاهش پیدا می کند. اما این مطلب در مورد مدول نرمی پـی برعکس است و با افزایش مـدول نرمـی پـی، مقـدار DCR افزایش می یابد. به هرحال برای حالات مختلف، مقدار DCR کمتر از ۰/۸ است که برای بتن بدنه ایمن به نظر می رسد.

## پایداری در مقابل لغزش

# ۳-سد بتنی دو قوسی

برای شبیه سازی آسیب و خرابی سد بتنی دوقوسی تحت خطرات طبیعی مانند زلزله، نیاز به روش های دقیق عددی است تا اثرات آن به صورت صحیح و بهینه اعمال شود. به عبارت دیگر تهیه مدل عددی غیرخطی از سازه که بتواند رفتار آن را توجیه کند بسیار با اهمیت خواهد بود. نتایج نشان می دهد رفتار سد سالم و آسیب دیده تا قبل از ایجاد ترک بسیار شبیه به هم می باشد. ولی پس از گسترش ترک متفاوت خواهد بود. در حالت کلی ترک خوردگی باعث افزایش تغییرمکان های سد و کاهش تنش در بدنه به خصوص اطراف ترک می شود، همچنین الگوی ترک خوردگی کلی بدنه سد حین زلزله پیش بینی شده و قابل بررسی است تا نقاط ضعف آن تقویت شود.

## 1-۳-روش المان محدود توسعه يافته

در روش المان محدود توسعه یافته با استفاده از دسته ای از توابع غنی سازی که با توجه به هندسه و فیزیک مساله انتخاب می شوند، توابع شکل عادی المان محدود غنی سازی می شوند. در واقع تنها توابع خاصی بر مبنای نوع ناپیوستگی به حل عددی استاندارد اضافه می شوند. برای مدل کردن ترک، از یک تابع برای ایجاد ناپیوستگی در امتداد طول ترک و از تابع دیگری برای ایجاد شرایط تکینه در المان نوک ترک استفاده می گردد. در نتیجهٔ اعمال توابع، درجهٔ آزادی گره های اطراف المان نوک ترک و گره های اطراف طول ترک افزایش می یابد، که به آن غنی سازی گرهی مطابق رابطه ۱۲ گفته می شود:

$$u = \sum_{I=1}^{N} N_{I} \left( \sum_{J=1}^{M} \psi_{J} a_{J} \right)$$
(17)



در رابطه ۱، u جابجایی گره، و NI تابع شکل در روش المان محدود استاندارد، توابع غنی ساز و aj ضرایب مجهول مرتبط با توابع غنی سازی است که در نهایت توسط این روابط، ضرایب مجهول aj به درجات آزادی گره های اطراف ترک اضافه می شوند. مطابق شکل ۱، برای تعیین نوع تابع مناسب جهت غنی سازی، محل برخورد ترک با اضلاع المان ها مشخص می گردد اگر ترک در دو ناحیه اضالع یک المان را ببرد از تابع پله ای واحد جهت غنی سازی گره های اطراف آن المان استفاده خواهد شد (گره های مربعی) و اگر ترک تنها یکی از اضالع المان را قطع کند یا به عبارت د یگر نوک ترک داخل المان باشد برای گره های اطراف آن المان غنی سازی به روش تابع تکینه انجام خواهد گردید (گره های دایره ای).



شکل ۱۵ : نمایش نحوه غنی سازی گره ها در روش المان محدود توسعه یافته

برای یافتن ماتریس سختی هر المان، فقط باید با توجه به معیار غنی سازی ارائه شده، تأثیر درجات آزادی افزوده شده به هر گره در ابعاد ماتریس [B] در نظر گرفته شود. بنابراین سهم هر سه نوع کلی گره به طور جداگانه در روش المان محدود توسعه یافته، درون ماتریس [B] به دست آورده می شود که با توجه به نوع گره های اطراف، روی مرز یا داخل هر المان می توان ماتریس کلی [B] را برای آن المان بدست آورد. سپس ماتریس سختی مربوط به آن المان مشخص می گردد که در ماتریس سختی کل مدل مونتاژ می شود. بد یهی است ابعاد ماتریس سختی المان که وابسته به ابعاد ماتریس [B] می باشد، متفاوت خواهد بود، اما از لحاظ ریاضی به راحتی قابل اثبات است که همواره ماتریس سختی برای هر نوع المان متقارن خواهد بود که در نتیجه ماتریس سختی کل سازه نیز متقارن می شود. بنابراین با روش المان محدود توسعه یافته، ترک به صورت مجازی و مستقل از مش مدل می شود و نیاز به استفاده از مش ریز، المان تکینه در اطراف نوک ترک و ا یجاد مش مجدد در بررسی رشد ترک نخواهد بود[۱۶].

#### ۲-۳-مدل ترک چسبنده

در حالتی که ناحیه فرآیند شکست در مقایسه با طول ترک و ابعاد مسئله قابل صرفنظر کردن نباشد، مثل مصالح نیمه ترد نظیر مصالح خاکی و بتن، استفاده از مدل مکانیک شکست الاستیک خطی منطقی نیست. بمنظور توصیف فرآیندهای غیرخطی که در محدوده نوک ترک رخ می دهد، بارنبالت در سال ۱۹۶۲ و داگدایل در سال ۱۹۶۰ مدل ترک چسبنده را به عنوان جایگزینی برای مدل مکانیک شکست خطی مطرح نمودند. مدل ترک چسبنده، رفتار غیرخطی در ناحیه نوک ترک را به حساب آورده و تکینگی میدان تنش در نوک ترک را که یک فرض غیر واقعی مکانیک شکست الاستیک خطی می باشد اصالح می کند. مطابق شکل ۱۶، نوک ترک در مدل ترک چسبنده به دو صورت تعریف می شود: یکی نوک ترک ریاضی که محلی است که در آن ناپیوستگی میدان جابجایی در مدل المان محدود توسعه یافته از بین می رود و دیگری نوک ترک واقعی که محلی است که در آن نیروی چسبنده در نوک ترک از بین می رود. در این راستا، معیار کشش جدایش بر مبنای مفهوم ترک



چسبنده که در آن رفتار ماده تحت اعمال کشش و برش، به دو بخش قبل از جوانه زنی و آغاز شکست کامل ماده تقسیم می شود، همخوانی خوبی با رفتار مواد شبه ترد از جمله سنگ ها و مواد مصنوعی مانند بتن از خود نشان می دهد.



شکل ۱۶ : نوک ترک در مدل ترک چسبنده

# **III** –۳-مدلسازی خرابی و رشد ترک سد کارون

سدکارون III به عنوان یکی از بلندترین سدهای بتنی دوقوسی در حال بهره برداری کشور از اهمیت ویژه ای برخوردار می باشد. عملکرد مطابق انتظار این سازه و اطمینان از این مسئله، جایگاه ویژه ای در صنعت سدسازی کشور دارد. سد کارون III از نوع بتنی دوقوسی با طول تاج ۴۶۲ متر، عرض تاج ۵/۵ متر، ارتفاع از پی ۲۰۵ و ضخامت در پی ۲۹/۵ متر می باشد. نما یی از بدنه سد، مخزن و سازه های جنبی در شکل ۱۷ ارائه شده است.



شکل ۱۷ : نمایی از سد کارون III

برای تحلیل سد از پارامترهای قبال بدست آمده که مبنای طراحی سد کارون III می باشند استفاده می شود. مدول الاستیسیته ۲۹/۵ گیگاپاسگال، ضریب پواسون ۲٫۰، دانسیته بتن ۲۴۰۰ کیلوگرم بر مترمکعب و مقاومت نهایی فشاری بتن ۳۵ مگاپاسگال می باشد. میرایی سد به روش رایلی با نسبت میرایی بحرانی ۳ درصد با استفاده از فرکانس سد به روش رایلی با نسبت میرایی بحرانی ۳ درصد با استفاده از فرکانس سد به روش رایلی با نسبت میرایی بحرانی ۳ درصد با استفاده از فرکانس سد به روش رایلی با نسبت میرایی بحرانی ۳ درصد با استفاده از فرکانس سد به روش رایلی با نسبت میرایی بحرانی ۳ درصد با استفاده از فرکانس سد به روش رایلی با نسبت میرایی بحرانی ۳ درصد با استفاده از فرکانس طبیعی اول و سوم سازه بدست آمده است. رفتار سد با استفاده از نرم افزار آباکوس ابتدا به صورت الاستیک خطی با المان C3D8R، گام زمانی ۲۰۱۱ و بطول ۱۰ ثانیه در نظر گرفته می شود. مدل المان محدود و مش بندی مناسب آن پس از حساسیت سنجی، بطوریکه الگوی ترک با مش ریزتر تفاوتی نکند و همچنین بررسی همگرایی نتایج در شکل ۴ ارائه شده است. شتاب نگاشت اعمال شده براساس مولفه های افقی و قائم زلزله کوینا می بررسی ممگرایی نتایج در شکل ۴ ارائه شده است. برای قائم زلزله کوینا می باشد که با بزرگنمایی ۳ برابر وارد شده است. برای قائم زلزله کوینا می باشد که با بزرگنمایی ۳ برابر وارد شده است. برای



« بررسی روش های برآورد آسیب لرزه ای در سد های بتنی »

مولفه طولی و قائم از مولفه افقی و برای مولفه عرضی از مولفه قائم زلزله کوینا استفاده شده است. اعمال مولفه های زلزله و بزرگنمایی آن به صورتی بوده است که در نهایت ترک در داخل بدنه سد به دور از تکیه گاه اتفاق افتد. بدیهی است ترک میانی و در داخل بدنه نزدیک به تاج نسبت به ترک های دیگر خطرناک تر می باشد. لذا با سعی و خطا و اعمال مولفه های زلزله کوینا با بزرگنمایی و تغییر جهت اعمالی به بدنه سد کارون III این امر میسر شده است که نتیجه نهایی مطابق موارد اشاره شده اخیر است. بارهای استاتیکی شامل وزن و فشار آب هیدرواستاتیک است. برای آسیب و گسترش ترک از روش المان محدود توسعه یافته مطابق با مش بندی شکل ۱۸ استفاده می شود. مدل المان محدود توسعه یافته سد با توجه به مدل ترک چسبنده بر پایه خواص بتن آن ساخته می شود. با توجه به مقاومت مجاز کششی بتن بدنه، ماکزیمم تنش اصلی مطابق با معیار کشش جدایش، برابر ۳٫۷۶ مگاپاسگال می باشد. برآورد خرابی از نوع انرژی با انرژی شکست ۳۰۰ نیوتن بر متر در نظر گرفته شده است. ضریب ویسکوزیته برای چسبندگی پایدارسازی آسیب بمنظور همگرا کردن آنالیز غیرخطی برابر ۶–۱۰۰ است. در صورتی که در محلی از سد مقادیر تنش کششی به مقدار ماکزیمم تنش اصلی برایر گرفته و با می برابر ۶–۱۰۰ است. در نفره براورد خرابی گردن آن به مواهد کرد.



شکل ۱۸ : مدل المان محدود سد کارون III

۴-۳-نتایج تحلیل سد سالم و روش اجزای چسبنده ترک توسعه یافته

زلزله کوینا یکی از شدیدترین رکوردهای گزارش شده در سطح دنیا می باشد که باعث ایجاد ترک های شدید در سد بتنی وزنی کوینا شده است. مطابق شکل ۱۹ شتاب نگاشت زلزله کوینا باعث ترک خوردگی بدنه سد و همچنین آسیب دیدگی موضعی در نواحی تکیه گاهی سد کارون III شده است. بنابراین با استفاده از تحلیل مدل المان محدود توسعه یافته سد، نواحی مستعد آسیب، ترک خورده و در داخل بدنه گسترش پیدا خواهد کرد و حتی ممکن است کل سازه دچار شکست و گسیختگی شود. الزم به ذکر است که اثر درزهای اجرایی در نظر گرفته نشده است. ترک خوردگی از ثانیه ۴٫۰۹ شروع شده و تا ثانیه ۴٫۱۴ منجر به رشد ترک ۵۳ متری در داخل بدنه سد می شود. در شکل ۲۰ هندسه سه بعدی ترک عمیق ایجاد شده در بدنه نشان داده شده است. بنابراین الگوی ترک خوردگی کلی بدنه سد کارون III حین زلزله پیش بینی شده و قابل بررسی است تا نقاط ضعف آن تقویت شود. در شکل ۲۱ مقایسه تغییر مکان عرضی طولی و قائم نقطه وسط تاج سد تحت زلزله آورده شده است.





شکل ۱۹ : ترک های سد کارون III در رویه پایین دست و بالا دست



شکل ۲۰ : هندسه سه بعدی ترک مرکزی سد کارون III



شكل ۲۱ : مقايسه تغيير مكان نقطه وسط تاج سد

بیشترین محدوده تغییرمکان مربوط به حالت طولی می باشد در حالیکه محدوده تغییرمکان عرضی و قائم یکسان است. همچنین الگوی تغییرمکان طولی و قائم شبیه بهم می باشد، چراکه شتاب نگاشت اعمالی زلزله در جهت طولی و قائم یکسان است. در حالیکه الگوی تغییرمکان عرضی متفاوت با دو تغییرمکان دیگر است. ماکزیمم تغییرمکان طولی، عرضی و قائم به



ترتیب با تحلیل المان محدود، برابر ۰٫۰۲۱ ، ۱۵۱، - و ۰٫۰۳۳ و با تحلیل المان محدود توسعه یافته بر مبنای مدل ترک چسبنده بتن، برابر ۰٫۰۲۳ ، ۰٫۱۶۳ و ۰٫۰۴۲ می باشد. مالحظه می شود که رفتار سد سالم و آسیب دیده تا قبل از ایجاد ترک بسیار شبیه به هم می باشد. ولی پس از گسترش ترک متفاوت خواهد بود. در حالت کلی ترک خوردگی باعث افزایش تغییرمکان های سد شده است. در شکل ۲۲ و۲۲، به ترتیب مقایسه تنش در بدنه سد به روش المان محدود خطی و المان محدود توسعه یافته در لحظات ۲٫۲۹، ۴٫۱۴، ۴٫۵۴ و ۱۰ ثانیه ارائه شده است.



شکل ۲۲ : مقایسه تنش در بدنه سد به روش المان محدود خطی به ترتیب در لحظات ۲/۲۹، ۴/۱۴، ۴/۵۵ و ۱۰ ثانیه

شکل ۲۳ : مقایسه تنش در بدنه سد به روش المان محدود توسعه یافته در لحظات ۲/۲۹، ۴/۱۴، ۴/۵۵ و ۱۰ ثانیه



مطابق شکل ۲۲ و ۲۳، با استفاده از مدل المان محدود توسعه یافته سد، نواحی مستعد آسیب، ترک خورده و در داخل بدنه گسترش پیدا خواهد کرد تا اینکه سازه دچار ترک عمیق در قسمت میانی تاج شود. مالحظه می شود مقادیر بیشینه تنش در حالت خطی بیشتر از حالت غیرخطی است. تنش پس از شروع آسیب و گسترش ترک تغییر می کند بطوریکه تنش کششی پس از آن به صورت کامل در اطراف ترک حذف می شود. بنابراین گسترش ترک باعث تغییر تنش در بدنه و کاهش آن می شود به نحوی که میزان تنش با توجه به آزاد شدن انرژی، در اطراف ترک نسبت به بدته بیشتر کاهش پیدا می کند. بعالوه الگوی ترک خوردگی کلی بدنه سد حین زلزله پیش بینی شده و قابل بررسی است تا نقاط ضعف آن تقویت شود.

۵-سدهای بتنی تک قوسی

# روش منحنی های شکنندگی

سدهای بتنی قوسی از جمله سازه های حیاتی هستند که ایمنی آن ها در هنگام زمین لرزه بسیار مهم می باشد. ارزیابی عملکرد این گونه سدها در برابر شدت معینی از حرکت لرزه ای زمین و همچنین تحلیل دینامیکی غیرخطی تا حد امکان نزدیک به واقعیت، جهت بررسی ایمنی آنها الزم است. این ارزیابی مبنای بسیاری از تصمیم گیریها برای بحث مقاوم سازی آن ها می باشد. نسل جدید از روشهای برآورد عملکرد، بر مبنای ارزیابی ریسک سازه ها میباشد. احتمال خرابی سازه در بحثی به عنوان خطر پذیری لرزه ای بررسی می شود. یکی از روشهای رایج برای بررسی میزان آسیب پذیری و خسارت وارده به سازه ها روش آنالیز خطراحتمالاتی میباشد. از نتایج این روش می توان به استخراج منحنیهای شکنندگی برای سازه ها نام برد. با وجود آن که ترسیم منحنی های شکنندگی برای سازههایی همچون مخازن نیروگاهی، قاب های بتنی و فلزی و پلها از سالها می آغاز شده است،لیکن استخراج این منحنی ها برای سدهای بتنی خصوصاً سد های بتنی قوسی امری کاملاً جدید به حساب می آید[۲].

## ۱–۵–مدل سازی رفتار سد و مخزن

مدل مکانیک شکست بتن توانایی مدل کردن دو حالت خردشدگی و ترک خوردگی، برای بتن حجیم مسلح وغیر مسلح را دارد. دیدگاه ایجاد ترک برای بتن حجیم روش ترک پخشی ثابت می باشد. در این روش، تشکیل ترک بوسیله جایگزینی رفتار ایزو تروپیک حاکم بر رفتار مصالح با رابطه اروتوتروپیک بعد از جوانه زنی ترک مدل می شود. برای مدل سازی ترک علاوه بر تعریف پارامتر های مخصوص شکست بتن باید ضریب انتقال برش را نیز برای ترک باز و بسته تعریف کرد. مکانیک شکست بتن در حالت تنش های چند محوره به صورت رابطه (۱۳) بیان می شود:

$$\frac{F}{f_c} - S \ge 0$$
(۱۳)  
که در رابطه ۱۳ داریم:  
F = تابعی است که وضعیت تنش های اصلی ( $\sigma_{zp}, \sigma_{yp}, \sigma_{xp}$ ) را بیان می کند.  
S = سطح شکست می باشد که در روابط وضعیت تنش های اصلی تعریف شده است.  
f\_c = مقاومت تک محوره فشاری.  
f\_c = مقاومت تک محوره فشاری.  
c, صورتی که معادله (۱۳) ارضاء نشود، هیچ ترک و یا خرد شدگی به وقوع نخواهد پیوست. توابع F و S مذکور در رابطه (۱۳)

برحسب تنش های اصلی ( 53 50 01 ) به صورت زیر تعریف می گردند:



 $\sigma_{1} = \operatorname{Max} (\sigma_{xp} \cdot \sigma_{yp} \cdot \sigma_{Zp})$  $\sigma_{2} = \operatorname{Min} (\sigma_{xp} \cdot \sigma_{yp} \cdot \sigma_{Zp})$  $\sigma_{1} \ge \sigma_{2} \ge \sigma_{3}$ 

توابع تنش F و سطح شکست S در هر یک از ۴ حوزه به طور مستقل تعریف می شوند.ولی در تمامی حوزه ها، سطح شکست S در هنگام تغییر علامت هریک از تنش های اصلی پیوستگی خود را حفظ می کند،ولی شیب آن دیگر پیوسته نخواهد بود. شکل (۲۴) نمایش سه بعدی از سطح شکست بتن را نشان می دهد[۱۷].



شکل ۲۴ : نمایش سه بعدی سطح شکست بتن پیشنهادی ویلیام و واراتکه

ترک در یک نقطه انتگرال گیری توسط ماتریس تنش-کرنش در یک سطح ضعیف (ترک) در جهت نرمال ترک تعریف می گردد.دراین ماتریس برای المان ترک خورده در جهت ترک ضرایب انتقال برش برای ترک باز و بسته تعریف می شوند.این ضرایب به ترتیب برای کاهش و افزایش مقاومت برشی بتن در سطح ترک، در مقابل نیروهای برشی تعریف می شوند. در تحلیل سدهای بتنی جهت اعمال اثر مخزن و حل همزمان اندرکنش سد و مخزن با روش المان محدود از دو روش متداول اویلری و الگرانژی استفاده میشود. در این در معادله دینامیک حاکم بر انتشار امواج هیدرودینامیک در محیط مخزن برای سیال الگرانژی استفاده میشود. در این دو -2 می بازی معادله دینامیک حاکم بر انتشار امواج هیدرودینامیک در محیط مخزن برای سیال تراکم ناپذیر و غیر لزج (معادله هلمهولتز) می باشدکه به شکل رابطه (۱۴) نمایش داده می شود. (۱۴)

در رابطه ی (۱۴) P فشار هیدرودینامیکی و  $\dot{P}$  مشتق دوم زمانی فشار و C سرعت موج فشاری سیال می باشد. به طور کلی برای حل معادله ی حاکم بر دریاچه در فضای سه بعدی چهار شرط مرزی انتهای دور مخزن، مرز بین مخزن و دیواره ها ی اطراف و بستر،سطح آزاد مخزن و مرز بین سد و مخزن باید بررسی و تعیین شوند[۱۸].

# ۲-۵-مطالعه موردی

سد کرج یک سد بتنی قوسی نازک به ارتفاع ۱۶۸ متر و طول تاج ۳۸۴ متر است. قوس های افقی آن دایره ای تک مرکز و قوس های قائم آن سهمی درجه دو می باشد. تراز پایه سد ۱۶۰۰ متر و تراز تاج آن ۱۷۶۸ متر بالاتر از سطح دریا می باشد. ضخامت تاج و پایه سد به ترتیب ۷/۸۵ و ۳۲ متر می باشد. ارتفاع تراز نرمال آب مخزن ۱۷۶۵ متر بالاتر از سطح دریا است. مشخصات الاستیک و مقاومتی بتن مورد استفاده برای آنالیز ها درجدول (۳) آمده است[۱۹].



| 2450 kg/m <sup>3</sup> | وزن مخصوص بتن                        |
|------------------------|--------------------------------------|
| 26 G Pa                | مدول الاستيسيته بتن در حالت استاتيكي |
| 32.5 G Pa              | مدول الاستیسیته بتن در حالت دینامیکی |
| 0.17                   | ضريب پواسون بتن                      |
| 43 M Pa                | مقاومت فشارى ديناميكي بتن            |

جدول ۳ : مشخصات الاستیک و مقاومتی بتن

برای شبکه بندی بدنه سد کرج از المان ۳ بعدی ۸ گرهی استفاده شده است. هر گره از این المان دارای ۳ درجه آزادی در جهات ۷، ۲ و z می باشد. تعداد کل المان های بدنه سد ۱۶۰۰ المان می باشد. برای شبکه بندی المان های دریاچه از المان ۳ بعدی ۸ گرهی استفاده شده است. طول مخزن ۴۲۰ متر می باشد که در حدود ۲/۵ برابر ارتفاع سد می باشد . تعداد کل المان های سیال به کار رفته برای مدل سازی مخزن ۷۲۰۰ المان می باشد. دو نوع المان سیال (در حضور و عدم حضور سازه) برای مدل کردن اندرکنش سد و مخزن تعریف شده است. ویژگی های المان های به کار رفته در مخزن بر حسب میزان جذب، عبور و انعکاس امواج هیدرودینامیکی با یکدیگر متفاوت می باشند . مدل المان محدود سد و مخزن در شکل (۲۵) نمایش داده شده است [۲].



شکل ۲۵ : مدل المان محدود سد و مخزن

## ۳-۵-آناليز شكنندگي

(10)

برای تولید منحنی های شکنندگی بر اساس نتایج تحلیل تاریخچه زمانی از روش های احتمالاتی استفاده می شود. در این تحقیق از بیشینه شتاب زمین PGA منحنی های شکنندگی سازه ای با توجه به محدودیت سازه ای تعریف شده به عنوان احتمال مشروط تعیین میشود. یعنی احتمال اینکه پارامتر مورد نیاز مهندسی EPD بیشتر از ظرفیت سازه ای AC باشد، به صورت منحنی شکنندگی سازه ای تعریف می شود. این احتمال(P) از رابطه (۱۵) بدست می آید:

Fragility =  $P[EPD > AC \forall IM]$ 

یک توزیع نرمال آماری برای هر پارامتر تقاضای مهندسی (EPD) در هر شدت حرکت زلزله (IN) در نظر گرفته می شود. برای ارزیابی احتمال تجاوز از یک حد مرزی خاص (AC) ، میانگین و انحراف معیار هر یک از EDP ها برای اثر تمامی شتاب نگاشت های زلزله محاسبه می شود. سپس با استفاده از تابع توزیع تجمعی نرمال یا لوگ نرمال احتمال تجاوز هر یک از EDP ها از حالت حدی داده شده، محاسبه می شود[۲۰].



#### ۴–۵–تحلیل های تاریخچه زمانی

برای بررسی آسیب پذیری لرزه ای سد قوسی کرج از هشت رکورد زلزله حوزه نزدیک که همگی از g ۲/۰۲ g ۸/۰ مقیاس شده اند، استفاده شده است. مشخصات این زلزله ها در جدول (۴) آمده است[۱۷]. فرکانس های طبیعی سد خالی و پر در جدول (۵) آمده است. در تمام تحلیل ها، ضمن استفاده از میرایی رایلی ضرایب ماتریس جرم و سختی طوری تعیین شده اند که میرایی مودهای اول و پنجم درحالت غیر خطی برابر ۷ درصد باشد. (بر اساس فرکانس های مخزن پر). با توجه به مقادیر فرکانس های مود اول و پنجم،ضرایب α و β به ترتیب برابر با ۱/ ۲۶۲ و ۱/ ۱۸۱ محاسبه می شوند.

| Earthquake     | Station        | Year | Magnitude | R(km) | $V_s$ 30 m/s |
|----------------|----------------|------|-----------|-------|--------------|
| Kobe           | Nishi Akashi   | 1995 | 6.9       | 7     | 610          |
| Manjil         | Abbar          | 1990 | 7.3       | 12.5  | 724          |
| Cape Mendocino | Petrolia       | 1992 | 7.01      | 8     | 712          |
| Northridge-01  | Pacoima Dam    | 1994 | 6.69      | 7.1   | 2016         |
| Tabas          | Tabas          | 1978 | 7.35      | 2.1   | 766          |
| Loma Prieta    | Observatory    | 1989 | 6.93      | 12    | 714          |
| Northridge-01  | Hills 12250    | 1994 | 6.69      | 12.4  | 545          |
| Cape Mendocino | Cape Mendocino | 1992 | 7.01      | 7     | 513          |

جدول ۴ : مشخصات رکورد های منتخب برای آنالیز لرزه ای

| ٨    | ۷    | ۶    | ۵    | ۴    | ٣    | ۲    | ١    | مود  |
|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| ۷,۰۳ | ۵,۵۳ | ۵,۳۱ | ۴,۵۵ | 4,14 | ۳,۴۹ | 7,49 | ۲,۱۲ | خالى |
| ۴,۳۸ | ۴,۰۸ | ۳,۶۹ | ۳,۱۷ | ۲,۶۵ | ۲,۳۹ | ۲,۱۲ | ١,٨٢ | ŗ    |

جدول ۵ : مقادیر فرکانس های طبیعی سد با و بدون مخزن(Hz)

## ۵-۵-شاخص خرابی

با توجه به وجود آیین نامه ها و تحقیقات آزمایشگاهی مختلف بر روی قاب ها و پل ها ،انتخاب سطوح عملکردمناسب برای این قبیل سازه ها چندان کار دشواری نیست. لذادر دسترس نبودن نتایج آزمایشگاهی و آیین نامه های مدون باعث شده است که قضاوت مهندسی در تعیین شاخص خرابی و حالت حدی برای سدهای بتنی تاثیرگذار باشد. عملکرد سد های بتنی قوسی کامالاً با سد های بتنی وزنی متفاوت می باشد. بنابراین شاخص های خرابی آن نیز باید متفاوت درنظر گرفته شود. با توجه به تینکه مدل مورد نظر یک مدل سه بعدی است و رفتار غیر خطی بتن نیز منظور شده است، تغییر مکان نسبی تاج نسبت به تکیه گاه صلب می تواند شاخص خرابی مناسبی باشد. البته پایداری سدهای قوسی بسیار وابسته به پایداری تکیه گاه های آن می باشد که از میزان لغزش،جابجایی و شکست آن می توان به عنوان شاخص خرابی استفاده کرد. برای تعیین حاللت حدی به ساختگاه هستند، استفاده شده است. تک تک این شتاب نگاشت ها را بصورت افزاینده تا جایی که در محدوده ساختگاه هستند، استفاده شده است. تک تک این شتاب نگاشت ها را بصورت افزاینده تا جایی که سد بطور کامل دچار واگرایی شود (شروع خرد شوندگی بتن)، به سیستم اعمال می شود. مقادیر تغییر مکان تاج از مرحله آغاز تا واگرایی برای هر PGA به مقیاس رسیده شده برای سه رکورد مذکور در شکل (نمایش داده شده است. ماری رکور دو کامل دچار واگرایی موع عملکرد رفتار غیر خطی سد تقریباً از g ۶۰۰ آغاز می شود. شروع خرد شوندگی بتن برای رکورد ور روی روی برای شد شروع عملکرد رفتار غیر خطی سد تقریباً از g ۶۰۰ آغاز می شود. شروع خرد شوندگی بتن برای رکورد ور ور روی روی ور روی برای شروع عملکرد رفتار غیر خطی سد تقریباً از g ۶۰۰ آغاز می شود. شروع خرد شوندگی بتن برای رکورد و در مول رو والت شروع عملکرد رفتار غیر خطی سد تقریباً از g ۶۰۰ آغاز می شود. شروع خرد شوندگی بتن برای رکورد ور زار هر می و در از شروع عملکرد رفتار غیر خطی سد تقریباً از g ۶۰۰ آغاز می شود. شروع خرد شوندگی بین برای رکورد و در رو خری و خلی و در از شود شروع مراز و دو تار غیر خطی دو دالت حدی منظور می کنیم. بنابراین مقادیر۵ و ۱۷ سانتیمتر به عنوان دو مقدار حدی در در در در در در در سرای کنو بر با با سانتیمتر به عنوان دو مقدار حدی در در در در در در می می می می می بیابر ین مقادیر۵ و ۱۷ سانتیمتر به عنوان دو مقدار حدی در در در در می در از می شده در ما



استخراج شکنندگی لحاظ شده اند. نحوه توزیع ترک در این رکوردها برای حالت نهایی (واگرایی) در شکل (۲۷) الی (۲۹) نمایش داده شده است.



شکل ۲۶: نتایج تغییر مکان تاج برای تعیین حالت حدی خرابی

در این مطالعه سطوح عملکرد به صورت ۵۰ درصد حالت های حدی را به عنوان خرابی کامل، ۴۰ درصد به عنوان خرابی شدید، ۲۰ درصد به عنوان خرابی متوسط و ۲۰ درصد به عنوان خرابی کم تعریف شده است.



شکل ۲۷ : توزیع ترک بالادست سد در زلزله Tabas برای 1/2g





شکل ۲۸ : توزیع ترک بالادست سد در زلزله Pretoria برای 1g



شکل ۲۹ : توزیع ترک بالادست سد در زلزله Kobe برای 0/8g

# ۶–۵–استخراج منحنی های شکنندگی

برای نتایج بدست آمده از آنالیز ها، توزیع آماری نرمال و لوگ نرمال را ترسیم می کنیم. با توجه به اشکال (۳۰) و (۳۱) مالحظه می شود که برازش نتایج در توزیع لوگ نرمال دارای همگنی بیشتری می باشند. بنابراین ازتابع توزیع احتمال لوگ نرمال برای استخراج منحنی های شکنندگی استفاده می شود.





با توجه به سطوح عملکرد تعریف شده، استفاده از توزیع لگاریتم نرمال و همچنین جواب های بدست آمده از تحلیل تاریخچه زمانی دینامیکی غیر خطی با درنظر گرفتن اندرکنش سد و سیال منحنی های شکنندگی را ترسیم می کنیم. دراشکال(۳۲) تا (۳۵) منحنی های شکنندگی برای حالت حدی شروع تغییر مکان غیرخطی تاج سد و برای هر چهار سطح عملکرد ترسیم شده است.



از آنجایی که بزرگی زلزله در سایت سد کرج با دوره برگشت ۱۰۰۰ سال (سطح زلزله DBE) برابر DBE می باشد، مشاهده می شود که احتمال وقوع محدودیت سازه ای تغییر مکان تاج برای حالت حدی شروع پاسخ غیر خطی برای سطوح عملکرد خرابی کامل، شدید، متوسط و کم به ترتیب برابر با صفر، ۳۶، ۹۵و ۹۹ درصد می باشد. برای سطح MCE که دوره بازگشت آن برای ساختگاه سد در حدود ۳۰۰۰ سال می باشد ( ۶ ۱/۴۳) این مقادیر به ترتیب برابر است با: ۱۰۰، ۹۶، ۳۰ و ۱۰۰ درصد می باشد. برای حالت حدی انتهای خرابی (واگرایی) منحنی شکنندگی طبق اشکال (۳۶) تا

۲۹) برای تمام سطوح عملکرد ترسیم شده است. (۳۹) برای تمام سطوح عملکرد ترسیم شده است.



شکل ۳۶ : حالت حدی واگرایی و سطح عملکرد خرابی کم شکل ۳۷ : حالت حدی واگرایی و سطح عملکرد خرابی متوسط



شکل ۳۸ : حالت حدی واگرایی و سطح عملکرد خرابی شدید شکل ۳۹ : حالت حدی واگرایی و سطح عملکرد خرابی کامل

برای سطح زلزله با شدت برابر g ۰/۲۳ مشاهده می شود که احتمال وقوع محدودیت سازه ای، یعنی تغییر مکان تاج برای سطح عملکرد خرابی کامل، شدید متوسط و کم به ترتیب برابر با صفر، صفر، ۹۲ و ۱۰۰ درصد می باشد. برای سطح MCE (۰/۴۳ g)، این مقادیر به ترتیب برابر است با : صفر، ۴۰ ،۰۰۰ و ۱۰۰ درصد می باشد.

#### نتيجه گيرى

در نتیجه ی تحلیل های صورت گرفته بر روی سد های بتنی پشتبند دار، مناطق حساس و آسیب پذیر در سدهای بتنی پشتبنددار تحت اثر زلزله، محدوده های پاشنه، پنجه، محل تغییر شیب پایین دست و همچنین مناطقی دیگر روی پشتبند سد و در محل اتصال پشتبند به پی بتنی مونولیت شناسایی شدند. در تمام حالات بررسی شده، بیشینه تنش کششی لرزه ای در بدنه ی سد در محدوده ی پاشنه و بیشینه تنش های فشاری و برشی لرزه ای در محدوده ی پنجه ی سد رخ داده اند. به طور کلی تنش های فشاری و برشی در بدنه ی سد، در حالت پی های با نرمی زیاد افزایش



می یابند. این تنش ها در بیشتر نقاط بدنه با افزایش مقاومت فشاری بتن با کاهش مقدار روبرو می شوند. نتایج تحلیل ها نشان از آن است که اگر چه تحت زلزله های سطح طراحی احتمال شکست فشاری در بدنه ی سد منتفی است، اما در مورد تنش های کششی و برشی وضعیت متفاوتی حاکم است. در واقع در مناطقی همچون محل تغییر شیب پایین دست، پاشنه و پنجه، تنش های بزرگی ایجاد می شود؛ پس احتمال آسیب برشی یا کششی به بدنه ی سد تحت آن تنش ها در این مناطق هنگام زلزله، زیاد است. بیشترین تنش های برشی لرزه ای در محدوده ی پنجه ی سد و نیز در لبه ی پایین دستی کمر پشتبند رخ می دهد. این تنش ها با شدت کمتری در پاشنه و محل تغییر شیب پایین دست سد نیز ایجاد می شوند. تنش های فشازی لرزه ای در پنجه ی سد، با افزایش مدول نرمی پی تشدید می شوند. اگرچه بتن بدنه ی سد توان تحمل این افزایش تنش فشاری را دارد، ولی ایـن پدیـده نگرانی شکست فشاری در پی را (که ضعیف نیز است ) در پنجه ی سد تشدید خواهد کرد.

در این تحقیق ارزیابی خرابی لرزه ای سد بتنی دوقوسی کارون از روش المان محدود توسعه یافته و مدل ترک چسبنده بتن تحت تحریک لرزه ای قوی انجام گرفت و با روش المان محدود مرسوم مقایسه شد. نتایج نشان می دهد مدلسازی ناپیوستگی ها و از جمله ترک از مشکلات موجود المان محدود می باشد. با وجود اینکه رفتار سد سالم (المان محدود) و آسیب دیده (المان محدود توسعه یافته) تا قبل از ایجاد ترک بسیار شبیه به هم می باشد، ولی پس از گسترش ترک کامال متفاوت خواهد بود. بطوریکه ترکی به عمیقی به ارتفاع ۵۳ متر در میانه سد ایجاد می شود. در حالت کلی ترک خوردگی باعث افزایش تغییرمکان های سد شده است که با توجه به ترک خوردگی و کاهش طلبیت سازه مورد انتظار است. همچنین کاهش تنش در بدنه به خصوص در اطراف ترک با توجه به آزاد شدن انرژی می شود. با استفاده از تحلیل مدل المان محدود توسعه یافته سد، رفتار سد حین زلزله قوی شبیه سازی می شود و الگوی ترک خوردگی کلی بدنه ناشی از زلزله بدست می آید که در این صورت می توان به تمهیدات بعدی برای تعمیر و بهسازی سازه اندیشید.



#### مراجع و منابع

[1] حسینی ، سید ژیان و احمدی ، محمد تقی ، "بررسی حساسیت لرزه ای سد های بتنی پشت بند دار" ، مجله علمی پژوهشی "عمران مدرس" ، دوره چهاردهم، شماره ۲، تابستان ۱۳۹۲.

[2] پیر بوداقی ، سجاد و تاری نژاد ، رضا و اعلمی ، محمد تقی ، "ارزیابی خرابی لرزه ای سد بتنی دو قوسی با اتسفاده از روش المان محدود توسعه یافته و مدل ترک چسبنده بتن" ، فصلنامه علمی تخصصی مهندسی و مدیریت ساخت ، سال اول ، شماره دوم ، تابستان ۱۳۹۵.
[3] زمانی ، حبیب و مرادلو ، جواد و ناصر اسدی ، کیارش ، "بررسی اسیب پذیری لرزه ای سد های بتنی قوسی با استفاده از منحنی های شکنندگی" ،

هفدهمین کنگره ملی مهندسی عمران ، دانشکده مهندسی شهید نیکبخت ، زاهدان ، اردیبهشت ۱۳۹۲.

[4] Schnitter, Nicholas J ., "A history of dams : the useful pyramids", A.A. Balkema, 1994.

[5] Ahmadi,M.T.,Khoshrang,Gh.,Mokhtarzadeh, A. &Jalalzadeh, A., "Behaviour of a large concrete dam due to an actual maximum credible earthquake",Earthquake Engineering, Tenth World Conference, Balkema, Rotterdam, 1992, pp. 3995-4000.

[6]Ahmadi,M.T.&Khoshrang,Gh., "SefidRuddam'sdynamicresponsetothelargenearfieldearthquakeofJune1990",D amEngineering,vol.3, Issue 2, 1992.

[7]W.Indermaur, R.P.Brenner&T.Arasteh, "Theeffectsof1990ManjilearthquakeonSefidRudbuttressdam", DamEngi neering, vol.2, Issue 4, 1992

[8]Ghaemmaghami,A.R.&Ghaemian,M.,"ExperimentalseismicinvestigationofSefidrudconcretebuttressdammode lonshakingtable",EarthquakeEngineeringandstructuraldynamics,vol.37, 2008, pp. 809–823.

[9]Ghaemmaghami,A.R.&Ghaemian,M.,"Shortcommunication:Shakingtabletestonsmall-scaleretrofitted modelof Sefid-rudconcretebuttressdam",EarthquakeEngineeringandstructuraldynamics,vol.39, 2010, pp. 109–118

[10] "NumericalModelsforSeismicEvaluationofConcreteDams,Review,EvaluationandInterpretationofResults",US SD, November 2008.

[11]ذاکری، میرمنصور و احمدی، محمـدتقی، "شناسـایی ماهیت تـرک پایـه ی ۱۸ سـد سـفیدرود "، چهـارمین کنفرانس سدسا زی، دی ۱۳۷۹. [12] احمـدی، محمـدتقی و قـره بـاغی، بهـرام، "روش نـوین تحلیل اندرکنش دینامیکی سد و مخزن به روش اویلـر -لاگرانژی"، مؤسسه ی بین المللی زلزله شناسی و مهندسـی زلزله، پروژه ی تحقیقاتی شماره ۱۱۴ ، شهریور ۱۳۷۲.

[13] مطالعات طرح ترمیم سد سفیدرود، گزارش لرزه خیزی و خطر زمین لرزه در ساختگاه سد سفیدرود"، شرکت توسعه ی منابع آب و نیروی ایران (آب و نیرو) ، شهریور ۱۳۷۰.

[14] Chen, W.F. & Han, D.J.," Plasticity for Structural Engineers", Springer-Verlag, USA, 1988.
[15] Ghanaat, Yusof, "Failure modes approach to safety evaluation of dams", 13<sup>th</sup> world conference of earthquake engineering, Vancouver, Canada, paper no. 1115, 2004.

[16] Mohammadi, S., Extended finite element method: for fracture analysis of structures. 2008: John Wiley & Sons

[17] ANSYS User's Manual, for Revision 12.0, 2010

[18] احمدی ،محمد تقی . مرادلو، امیر جواد " بررسی الگوی مناسب برای تحلیل غیرخطی سد بتنی قوسی در محدوده جابجائی های بزرگ و بیان اهمیت این تحلیل"اولین کنفرانس ملی عمران،۱۳۸۳.

[19] مهاب قدس، "کتاب داده های سد بتنی قوسی کرج"، شماره ۲۳۶۶–۱۳۳۳۶ - ۲۳۳۱-۶۱۹.

[20] K. Nasserasadi, M. Ghafory-Ashtiany, S. Eshghib and M.R. Zolfaghari" Developing Seismic Fragility Function Of Structures By Stochastic Approach", Asian Journal Of Civil Engineering (Building And Housing) Vol. 10, No. 2 (2009)



.

# Title **Investigating of Seismic Damage Estimation Methods in Concrete Dam**

A seminar submitted in partial fulfillment of the requirement for the M.S. degree in

Civil Engineering- Hydraulic Structures

By **Hengame Haddadi** 

Supervised by Amirjavad Moradloo

September 2018