

ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سدهای بتنی وزنی-قوسی با استفاده از تحلیل دینامیکی افزایشی

رضا شیخ‌زاده شایان^۱، محمد عالم‌باقری^{۲*}

- ۱- کارشناس ارشد مهندسی آب و سازه‌های هیدرولیکی، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس
۲- استادیار، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس

*alembagheri@modares.ac.ir

تاریخ پذیرش: [۹۷/۰۵/۱۷]

تاریخ دریافت: [۹۶/۱۲/۱۴]

چکیده

با پیشرفت دانش در زمینه مهندسی زلزله و توسعه روش‌های دقیق‌تر برای برآورد شدت زلزله‌های محتمل ازجمله روش تحلیل دینامیکی افزایشی، فرآیند تحلیل و ارزیابی لرزه‌ای سازه‌ها کامل‌تر شده و تأثیر پارامترهای بیشتری را می‌توان در ارزیابی ریسک هر سازه لحاظ کرد. در این پژوهش، پاسخ لرزه‌ای سدهای بتنی وزنی-قوسی تحت اثر تحریکات زلزله در یک تحلیل المان محدود سه‌بعدی و با استفاده از روش تحلیل دینامیکی افزایشی بررسی می‌شود. بدین منظور، ۷ رکورد زلزله سه مولفه‌ای مناسب انتخاب شده و هر یک به ۱۰ سطح از شدت زلزله مقیاس شده‌اند. آثار ناشی از در نظرگیری اندرکنش سد-مخزن-پی، رفتار غیرخطی مصالح بتن و همچنین الگوهای متفاوت شعاع قوس سد مطالعه شده است. همچنین به منظور بررسی آسیب کششی در نواحی مختلف بدنه سد، یک شاخص خرابی معرفی شده است. جابه‌جایی تاج سد، آسیب کششی ایجادشده در نواحی مختلف بدنه سد و انرژی تلف‌شده ناشی از خرابی کششی به‌عنوان پارامتر آسیب در نظر گرفته شده‌اند. در نهایت مدل‌های مختلف سد وزنی-قوسی با شعاع قوس‌ها مختلف با یکدیگر مقایسه شده و بر اساس نتایج، حالات حدی مختلف عملکرد سازه سد معرفی شده است.

واژگان کلیدی: سد بتنی وزنی-قوسی، پاسخ لرزه‌ای، تحلیل سه‌بعدی، اندرکنش سد-مخزن-پی، رفتار غیرخطی

۱- مقدمه

سد کوینا^۱ در هند در طی زلزله سال ۱۹۶۷ کوینا، که مطابق با ضوابط، استانداردها و روش‌های موردقبول زمان خود طراحی شده بود نشان داد که سدهای بتنی تا آنجا که به شکل عادی باور شده است در مقابل آسیب ناشی از زلزله مقاوم نیستند [1].

سدهای وزنی در مقایسه با سایر انواع سدهای بتنی، بیشترین مقدار بتن را برای ساخت لازم دارند و نیروی هیدروستاتیک وارد شده را تنها با کمک وزن زیاد خود تحمل می‌کنند. طراحی ایمنی سدها که مقادیر عظیمی از آب را ذخیره می‌کنند، در مقابل زلزله‌ها به علت نتایج بسیار ضرر بار ناشی از شکست آن‌ها بسیار مهم است. آسیب وارد شده به

1 Koyana dam

در میان سدهای بتنی، سدهای قوسی از ظرافت و حساسیت ویژه‌ای برخوردار هستند و به تناسب، طراحی، محاسبه و اجرای آن‌ها نیز ویژگی‌های خاص خود را دارد. قابلیت تحمل بالای قوس‌ها، موضوعی است که از زمان‌های قدیم مورد شناخت و توجه قرار داشته است. یک سد قوسی عبارت است از یک سازه عموماً بتنی که در پلان و به سمت بالادست رودخانه، دارای انحنا و قوس بوده، بارهای وارد شده از آب را به دو طرف خود و به جناحین دره منتقل می‌کند و درعین حال بیشینه استفاده مفید از مقاومت فشاری مصالح را میسر می‌سازد [2].

سد وزنی-قوسی به سدهای قوسی ضخیم اطلاق می‌شود. این سد که ترکیبی از سدهای قوسی و سدهای وزنی است تنها اختلاف محدودی در صرفه‌جویی مصالح نسبت به سدهای وزنی دارد. در این حالت، به دلیل انحنا کم قوس‌ها و زیاد بودن نسی شعاع آن‌ها، به تدریج که به سمت قسمت‌های پایین‌تر دره حرکت می‌شود، به ویژه در ترازهای کاملاً پایین، ضخامت سد به‌طور محسوس افزایش می‌یابد. از جمله سدهای وزنی-قوسی مشهور، می‌توان سد هوور^۲ در آمریکا را نام برد.

با توجه به شناخت موجود از میزان و ماهیت بارهای استاتیکی شامل بار وزن، فشار آب و بارهای حرارتی، دانش و تکنولوژی طراحی سدها در مقابل این بارها کاملاً توسعه یافته و سطح اطمینان بسیار بالایی از عملکرد ایمن بدنه سد تحت اثر بارهای مذکور وجود دارد. در مقابل، اهمیت بارگذاری دینامیکی زلزله روی سدها و همچنین چگونگی پاسخ و رفتار سدها، به ویژه سدهای بتنی قوسی و وزنی-قوسی که سازه‌های انعطاف‌پذیر و با رفتار کاملاً سبب‌بندی هستند، پیچیده‌تر بوده و دانش و تکنیک طراحی و تحلیل سدهای مقاوم در برابر بارهای دینامیکی، یکی از دغدغه‌های مهم و جاری کارشناسان و مسئولان مرتبط با این موضوع است. در تحلیل و تفسیر رفتار دینامیکی سدها، علاوه بر رفتار غیرخطی خود بدنه سد، اثرات متقابل مخزن و توده سنگ پی هم از تأثیر و اهمیت قابل توجهی برخوردار بوده و بدون توجه به

این آثار، درک و شناخت درستی از رفتار واقعی و سطح ایمنی بدنه سد در برابر بارهای دینامیکی به دست نمی‌آید.

بر اساس مطالعات انجام گرفته تا به امروز، می‌توان تصویر روشنی از نقاط آسیب‌پذیر سد در ذهن داشت. در ۱۹۷۲ چوپرا و چکرابارتی، آنالیز خطی مونولیت دو بعدی سد کوینا را تحت زلزله سال ۱۹۶۷ انجام دادند [3]. پکاو در ۲۰۰۴ آنالیز غیرخطی سد کوینا را به روش المان محدود انجام داد [4]. همچنین چوپرا و ژانگ نیز در ۱۹۹۱، لغزش ناشی از زلزله در سطح اتصال سد بتنی وزنی و پی را بررسی کردند [5].

با افزایش قدرت محاسباتی کامپیوترها در سال‌های اخیر، روش‌های مختلف تحلیل لرزه‌ای سدهای بتنی با پیشرفت چشم‌گیری مواجه شده‌اند. از این روش‌ها می‌توان روش تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA^۳) را نام برد. تحلیل دینامیکی افزایشی (فزاینده) یکی از دقیق‌ترین روش‌های تحلیل سازه‌ها است که در آن از طریق افزایش تدریجی شدت زلزله، رفتار سازه از ابتدا (حالت خطی) تا لحظه ایجاد و گسترش ترک و آستانه انهدام، قابل حصول بوده و در ارزیابی لرزه‌ای سازه‌ها بسیار کاربردی است. در این روش تحلیل، روی هر منحنی IDA، حالات حدی مشخص می‌شوند و سپس پاسخ‌ها برای ایجاد احتمال تجاوز از یک حالت حدی خاص در سطح شدت موردنظر خلاصه‌سازی می‌شوند. با توجه به اینکه نتایج نهایی در فرم مناسبی قرار دارند، می‌توانند به راحتی به همراه یک منحنی خطر مورد بررسی قرار بگیرند تا بتوان نرخ سالیانه تجاوز از ظرفیت یک حالت حدی خاص یا یک تقاضای خاص را محاسبه کرد [6]. وامواتسیکوس و کرنل به منظور تنظیم یک مرجع عمومی، به بررسی مفاهیم اصلی، تعریف اصطلاحات واحد، ارائه الگوریتم‌های مناسب و بررسی ویژگی‌های منحنی‌های IDA برای هر دو حالت سازه‌های یک درجه آزادی و چند درجه آزادی پرداختند. به علاوه تکنیک‌های خلاصه‌سازی مطالعات IDA چند رکوردی را مورد بحث قرار داده و در نهایت در چهارچوب مهندسی زلزله

پاسخ پی و سیال نیز بسیار حائز اهمیت است [10].

۱-۲- معادلات آکوستیک

معادله تعادل برای حرکات کوچک ذرات یک سیال تراکم پذیر و آدیاباتیک که اتلاف مومنتم در آن وابسته به سرعت است به صورت زیر در نظر گرفته می شود:

$$\frac{\partial p}{\partial x} + \gamma(x, \theta_i) \dot{u}^f + \rho_f(x, \theta_i) \ddot{u}^f \quad (1)$$

که در آن p اضافه فشار در سیال (فشار افزون بر فشار استاتیکی)، x موقعیت مکانی ذره سیال، $\dot{u}^f$ سرعت ذره سیال، $\ddot{u}^f$ شتاب ذره سیال، ρ_f چگالی سیال، γ دراگ حجمی (نیرو در واحد حجم در سرعت) و θ_i متغیرهای مستقلی مثل دما، رطوبت هوا، شوری آب که γ و ρ_f می تواند به آن وابسته باشد، هستند. معادله دالامبر بدون عبارت مربوط به شتاب انتقالی نوشته شده و با فرض سیالی لزج، خطی و تراکم پذیر داریم:

$$p = -k_f(x, \theta_i) \frac{\partial}{\partial x} u^f \quad (2)$$

که در آن k_f مدول بالک سیال است.

۲-۲- فرمولاسیون المان محدود سیستم سد-مخزن-پی

ارتباط بین بردار فشار هیدرو دینامیکی درون مخزن $\{P\}$ با بردار نیروهای اعمال شده روی فصل مشترک سد-مخزن و مخزن-پی $\{F\}$ را ماتریس کوپله Q برقرار می کند:

$$\{Q\} \cdot \{P\} = \{F\} \quad (3)$$

با استفاده از گسسته سازی المان محدود مخزن و نیز با در نظرگیری معادلات المان محدود حاکم بر جامدات، اندرکنش سد-مخزن و مخزن-پی یک مساله درگیر کلاسیک شامل یک دستگاه معادله دیفرانسیلی درجه دو است. این معادلات برای سازه و مخزن به شکل زیر است:

$$[M]\{\ddot{U}\} + [C]\{\dot{U}\} + [K]\{U\} = \quad (4)$$

$$[G]\{\ddot{P}\} + [\hat{C}]\{\dot{P}\} + [\hat{K}]\{P\} = \quad (5)$$

که در آن $[M]$ ، $[C]$ و $[K]$ به ترتیب ماتریس های جرم و میرایی و سختی سازه سد، G ، $[\hat{C}]$ و $[\hat{K}]$ به ترتیب ماتریس های

بر اساس عملکرد^۴ و از دیدگاه IDA تقاضا و ظرفیت را تخمین زدند [7]. رشیدی و میرزابزرگ در سال ۱۳۹۰ به بررسی رفتار سد بتنی قوسی دز تحت بارگذاری لرزه ای با نرم افزار انسیس و با روش تحلیل دینامیکی فزاینده پرداختند. آن ها منحنی های IDA را برای رکوردهای سطوح مختلف زلزله به دست آوردند؛ حالات حدی از قبیل حد بهره برداری، حد کنترل خسارت و حد جلوگیری از انهدام تعریف شدند و بر اساس اطلاعات به دست آمده از منحنی ها، اعلام نمودند که درک مناسبی از رفتار سدهای بتنی می تواند فراهم شود [8]. عالم باقری و قائمیان در سال ۲۰۱۲، به ارزیابی لرزه ای سدهای بتنی وزنی با استفاده از تحلیل های پوش آور استاتیکی (SPO^۵) و دینامیکی پرداختند. تحلیل دینامیکی افزایشی سد پایین فلت با ۱۲ رکورد زلزله (فقط با مؤلفه افقی آن ها) انجام شد و در نهایت با معرفی بیشینه تغییر مکان تاج سد به عنوان شاخص آسیب، سطوح مختلف عملکرد سازه مشخص شد [9].

در این پژوهش، مدل المان محدود سه بعدی یک سد بتنی وزنی-قوسی الهام گرفته شده از سد هوور آمریکا و با اندکی تغییرات، تهیه شده و آثار در نظرگیری اندرکنش سازه سد و مخزن، اندرکنش سازه سد و پی و همچنین رفتار غیرخطی بتن بدنه سد لحاظ شده است. همچنین الگوهای متفاوتی برای شعاع قوس سد در نظر گرفته شده است و پاسخ لرزه ای بدنه سد تحت این الگوهای متفاوت با یکدیگر مقایسه شده است. با انجام تحلیل دینامیکی افزایشی بر روی هریک از مدل ها، نتایج در قالب منحنی های تحلیل دینامیکی افزایشی ارائه شده اند.

۲- تحلیل لرزه ای غیر خطی سدهای بتنی

پاسخ سد در طول زلزله وابسته به ویژگی های زمین لرزه، خاک اطراف، مخزن خود و پی است. به این منظور، $\{F_1\} = [M]\{\ddot{U}_g\} + [C]\{\dot{U}_g\} + [K]\{U_g\}$ و $\{F_2\} = [G]\{\ddot{P}\} + [\hat{C}]\{\dot{P}\} + [\hat{K}]\{P\}$ به ترتیب پاسخ سازه اصلی و سازه

بوده و تغییرات آن در شکل (۲) نشان داده شده است. مقدار تنش تسلیم بتن در کشش (σ_t) مقدار ۲/۹ مگاپاسکال منظور می شود. برای بررسی رفتار غیرخطی سازه سدهای بتنی، نیاز به انجام مطالعات تحلیلی با استفاده از شبیه سازی کامپیوتری است. نرم افزار آباکوس مجموعه ای از برنامه های شبیه سازی مهندسی از مسائل خطی ساده تا شبیه سازی های غیرخطی پیچیده را دارد. این نرم افزار همچنین دارای کتابخانه گسترده ای از انواع مختلف المان ها و مجموعه گسترده ای از مدل های مصالح مختلف برای مدل سازی اغلب مصالح معمول می باشد. این نرم افزار توانائی انجام تحلیل های سازه ای و تحلیل های اندرکنشی مانند اندرکنش سازه سیال را دارد. این پژوهش بر پایه مدل سازی با نرم افزار مذکور خواهد بود.

مشخصات رفتار الاستیک بتن عبارت اند از: چگالی (ρ) 2400 Kg/m^3 ، مدول الاستیسیته سالم (E) 30 GPa و نسبت پواسون (ν) 0.2 .

شکل ۱. مدل المان محدود سه بعدی مدل $R/B = 0.6$

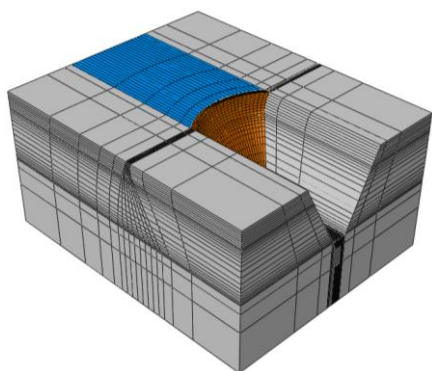


Fig.1. 3D finite element model of $R/B=0.6$

شکل ۲. نمودار تنش - کرنش بتن در مدل پلاستیسیته خرابی

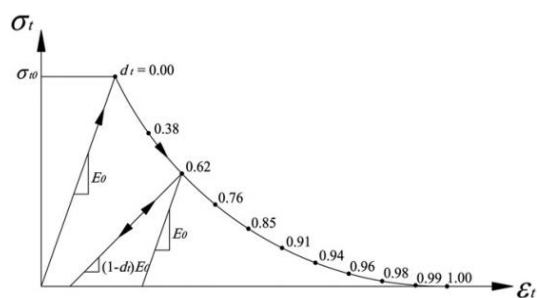


Fig. 2. Considered constitutive behavior of mass concrete in tension

جرم و میرائی و سختی مخزن است. $\{f_1\}$ بردار نیروهای بدنه ای و هیدرواستاتیک، $\{U\}$ و $\{P\}$ به ترتیب بردار جابه جایی و فشارهای هیدرودینامیکی است. $\{\ddot{U}_g\}$ بردار شتاب زمین و ρ چگالی سیال است. نقطه بالای حروف نیز نمایانگر مشتق زمانی متغیر است.

در فرمولاسیون المان محدود سیستم سد-مخزن-پی، ماتریس های G , M , K شامل زیر ماتریس های مرکب از سازه سد و پی است. در این حالت در واقع سد و پی به عنوان یک واحد کل در نظر گرفته شده که با آب درون مخزن در اندرکنش است.

۳- مدل سازی عددی

به منظور ارزیابی عملکرد لرزه ای سیستم کوپله سد بتنی وزنی-قوسی به همراه مخزن و پی، ۵ مدل مختلف از هندسه سه بعدی اصلاح شده سد وزنی-قوسی هوور با نسبت های مختلف شعاع خارجی سد (R) به عرض دره در تراز تاج سد (B) به همراه پی و مخزن با هندسه ثابت به شرح ذیل در نظر گرفته شده است:

$$\frac{R}{B} = 0.6 \text{ و } 0.7 \text{ و } 0.8 \text{ و } 0.9 \text{ و } 1$$

شکل (۱) سیستم المان محدود سه بعدی سد بتنی وزنی-قوسی-مخزن-پی با نسبت $R/B = 0.6$ را نشان می دهد. سد مدل شده در این مدل، به صورت یک مدل پیوسته مورد ارزیابی قرار گرفته و از رفتار غیرخطی در اثر حضور درزهای اجرایی و درزهای حین ساخت چشمپوشی شده است. همچنین برای بتن، ویژگی های غیرخطی مادی مصالح با استفاده از مدل آسیب پلاستیک (پلاستیسیته خرابی) در نظر گرفته شده است. برای رفتار غیرخطی بتن تنها متغیر خرابی کششی منظور شده و رفتار بتن در فشار، خطی فرض شده است. رفتار تنش - کرنش بتن در حالت غیرخطی به همراه مقادیر متناظر خرابی کششی در شکل (۲) نشان داده شده است [9]. رفتار پس از تسلیم، به صورت نرم شونده با کاهش مدول الاستیسیته بتن با یک متغیر خرابی کششی (d_t) مدل می شود. متغیر خرابی کششی تابعی از کرنش های غیرخطی

۴- تحلیل دینامیکی افزایشی سه بعدی

در تحلیل دینامیکی افزایشی یک سری از تحریکات لرزه‌ای به سازه اعمال می‌شود. با افزایش شدت زلزله، سازه از حالت الاستیک اولیه پس از پروسه‌های پی در پی غیرخطی شدن به سمت انهدام کامل سوق پیدا می‌کند. در طی این روش، عملکرد لرزه‌ای و سطوح مختلف ظرفیت سازه مشخص می‌شوند [7].

در مطالعه حاضر گام‌های بارگذاری اصلی شامل دو گام بارگذاری استاتیکی و دینامیکی است. در گام بارگذاری استاتیکی اطراف پی گیردار بوده و بارهای وزن و فشار هیدرواستاتیکی مخزن به سد اعمال می‌شوند. در گام دینامیکی، رکورد لرزه‌ای به صورت شرط مرزی از نوع شتاب به کف پی اعمال می‌شود. به منظور تحلیل دینامیکی افزایشی سیستم سد بتنی وزنی-قوسی-مخزن-پی، هفت رکورد زلزله انتخاب شده است. به دلیل وابستگی بسیار زیاد نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی افزایشی به رکوردهای لرزه‌ای انتخابی و با توجه به اینکه تعیین حالات حدی مختلف در سازه سد، مستلزم رسیدن سازه به حالت حدی نهایی و یا آستانه انهدام می‌باشد، بنابراین کوشش شده است تا با انتخاب هرچه صحیح‌تر رکوردهای لرزه‌ای اعمالی به سازه نتایج دقیق‌تری حاصل شود. بدین منظور رکوردهای انتخاب شده، همگی روی سنگ و متناسب با ساخت‌گاه سد بتنی ثبت شده‌اند. بزرگای این رکوردهای زلزله در بازه ۵/۵ تا ۷ و فاصله آن‌ها از محل گسل بین ۳۰ تا ۱۰۰ کیلومتر است. مشخصات اصلی رکوردهای زلزله انتخاب شده در جدول (۱) ذکر شده است.

در تحلیل دینامیکی افزایشی به منظور برآورد ظرفیت سازه لازم است تا رکورد زلزله با ضرایب مقیاس مختلف به سیستم اعمال شود تا روند تدریجی خسارت مشخص شود. در ابتدا طیف زلزله‌های موردنظر با استفاده از روش هماهنگی طیفی با طیف خاک نوع I آیین‌نامه ۲۸۰۰ که به عنوان طیف طرح مدنظر قرار گرفته، همپایه شده و سپس رکورد منطبق با طیف همپایه شده استخراج شده است. پس از همپایه‌سازی طیف شتاب رکوردهای لرزه‌ای انتخاب شده با طیف طرح، مقادیر شتاب طیفی مود اول با میرایی ۵٪ ($S_e(T_1, 5\%)$) برای

مخزن به صورت کاملاً پر مدل می‌شود. آب مخزن با رفتار خطی و چگالی 1000 Kg/m^3 و مدول بالک $2/07 \text{ Gpa}$ مدل شده است [9]. در حالتی که سدها روی پی‌های باکیفیت ساخته شوند، مدل المان محدود پی بدون جرم می‌تواند به شکل کافی آثار سنگ زیر سازه را مدل کند [1]. در این مطالعه از پی بدون جرم با رفتار خطی، مدول یانگ 30 Gpa و نسبت پواسون $0/3$ استفاده شده است.

تعداد المان‌های بدنه سد در همه مدل‌ها ۴۹۹۲ عدد و در پی ۳۹۳۶ بوده و نوع آن‌ها المان‌های پیوسته تنش/جابه‌جایی هشت گره‌ای با انتگرال‌گیری کاهش یافته است. همچنین تعداد ۳۱۲۰ المان برای مخزن از نوع آکوستیک سه بعدی هشت گره‌ای در نظر گرفته شده است. ماکزیمم اندازه المان‌های بدنه سد با استفاده از رابطه زیر کنترل می‌شود:

$$h_{\max} = \frac{2EG_f}{\sigma_t^2} \quad (6)$$

که در آن E مدول الاستیسیته، G_f انرژی شکست و σ_t مقاومت کششی است. با قرار دادن مقادیر مفروض در این مطالعه در معادله فوق، مقدار ماکزیمم بعد المان، حدود ۲ متر به دست می‌آید که در مقایسه با آنچه برای المان‌های کف سد در مش بندی مدل ساخته شده در نظر گرفته شده است، اختلاف قابل ملاحظه‌ای وجود دارد.

با توجه به اینکه در تمام مدل‌ها، تعداد المان‌ها در هر ردیف در راستای ضخامت بدنه سد ۸ عدد و در عرض سد ۲۴ عدد است که ابعاد آن‌ها در کف سد، بزرگ‌تر و در ناحیه گردن سد به مراتب کوچک‌تر است، محدودیت ماکزیمم بعد المان برای المان‌های گردن سد ارضا شده ولی ابعاد المان‌های کف سد در این رابطه صدق نمی‌نماید. از آنجا که توزیع آسیب در سدهای بتنی وزنی-قوسی در ناحیه گردن معمولاً از اهمیت بیشتری نسبت به ناحیه کف سد که از طریق گره‌زدن به پی متصل شده، برخوردار است، می‌توان ارضای محدودیت ماکزیمم ابعاد مش توسط المان‌ها در ترازهای بالای بدنه سد را کافی دانست. از طرفی ریزتر کردن المان‌ها نیز منجر به طولانی شدن زمان حل می‌شود که با توجه به تعداد زیاد تحلیل‌ها، هزینه‌بر خواهد بود.

شکل ۳. منحنی‌های IDA مدل $\frac{R}{B} = 0.6$ (الف) ماکزیمم جابه‌جایی نسبی تاج در جهت بالادست (ب) ماکزیمم جابه‌جایی نسبی تاج در جهت پایین دست (ج) ماکزیمم جابه‌جایی نسبی تاج سد

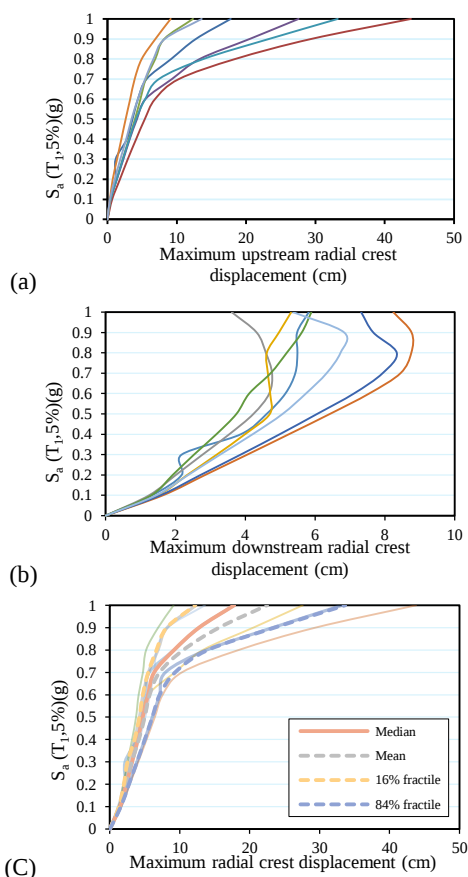


Fig. 3. IDA curve sets for radial crest displacement model $R/B=0.6$ a) upstream side b) downstream side c) absolute maximum

همچنین بیشینه جابه‌جایی تاج سد در جهت پایین دست و در همین سطح از شدت لرزه، $8/24$ سانتی‌متر و کمینه این مقادیر $3/6$ سانتی‌متر گزارش می‌شود. شکل (۳-الف)، افت تدریجی شیب محلی منحنی‌ها به سمت انهدام را نشان می‌دهد، درحالی‌که الگوی منحنی‌ها در شکل (۳-ب) به صورت غیرمونوتونیک و رفتی و برگشتی است. الگوی پیچ‌دار این منحنی‌ها شامل بخش‌های متوالی سخت شدگی و نرم شدگی است که بدین ترتیب سختی آن‌ها در سطوح بالاتر شدت زلزله کاهش یافته و در برخی سطوح نیز افزایش می‌یابد.

مولفه افقی کلیه رکوردهای زلزله همپایه شده، استخراج شده و سپس با تقسیم مقادیر شتاب مولفه‌های طولی، قائم و عرضی هریک از رکوردها بر مقدار شتاب طیفی مود اول با میرایی ۵٪ مولفه افقی همان رکورد، مقادیر شتاب مقیاس می‌شوند. سپس با انتخاب گام افزایش سطح شدت زلزله به مقدار $0.1g$ ، ده سطح از شدت زلزله از مقدار $0.1g$ تا $1g$ تولید می‌شود.

منحنی‌های تحلیل دینامیکی افزایشی با استفاده از درونیابی اسپلاین بین نقاط مختلف ترسیم شده‌اند. همچنین با خلاصه‌سازی مقادیر پارامتر آسیب برای هر منحنی به درصد‌های ۱۶٪، ۵۰٪ و ۸۴٪، مقادیر پارامتر آسیب در هر تراز از شدت آسیب با استفاده از یک منحنی بازگو شده‌اند.

۵- نتایج

برای مدل‌های مختلف و تحت هریک از رکوردهای زلزله، جابه‌جایی نسبی تاج سد نسبت به پاشنه برای پایین دست، جابه‌جایی نسبی تاج سد نسبت به پاشنه در جهت بالادست، بیشینه جابه‌جایی نسبی تاج سد^۶ نسبت به پاشنه و انرژی تلف شده توسط خرابی^۷ در هریک از سطوح شدت زلزله مورد بررسی قرار گرفته است.

تحلیل‌ها از سطح شدت $0.1g$ شروع و تا سطح شدت $1g$ ادامه داده شده و روند توزیع و گسترش آسیب در بدنه سد بررسی شده است. منحنی‌های IDA تغییر مکان نسبی تاج نسبت به پاشنه سد در جهت‌های پایین دست و بالادست و همچنین بیشینه تغییر مکان نسبی تاج، تحت هفت رکورد زلزله و برای مدل $\frac{R}{B} = 0.6$ ، در شکل (۳) مشخص شده‌اند.

همان‌گونه که در شکل (۳) مشاهده می‌شود، بیشینه و کمینه جابه‌جایی نسبی تاج سد در جهت بالادست، متناظر با سطح شدت لرزه $1g$ ، به ترتیب $43/78$ سانتی‌متر و $9/1$ سانتی‌متر است.

جدول ۱. مشخصات اصلی رکوردهای زلزله مورد استفاده در تحلیل دینامیکی افزایشی

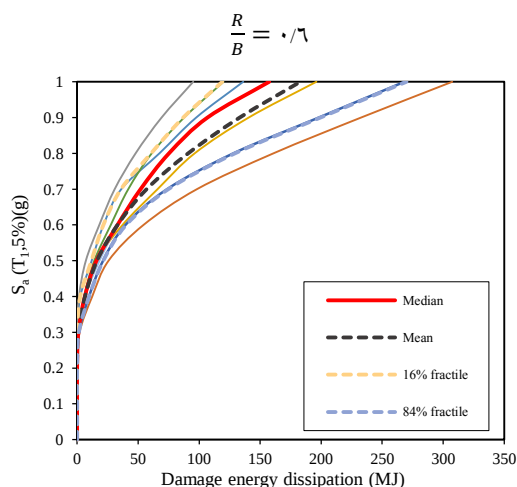
No.	Earthquake	Magnitude (M)	R_{rup} (Km)	V_{s30} (m/s)	Un-scaled PGA (g)		
					Stream	Cross-Stream	Vertical
1	Whittier Narrows	5.99	47.25	996.43	0.06	0.07	0.04
2	Sierra Madre	5.61	37.63	996.43	0.10	0.13	0.04
3	Iwate - M11	6.9	57.15	859.19	0.18	0.12	0.10
4	Iwate - M04	6.9	40.42	849.83	0.23	0.15	0.13
5	Chi-Chi	7.62	57.69	996.51	0.09	0.08	0.03
6	Iwate - I18	6.9	64.27	891.55	0.13	0.14	0.09
7	Niigata	6.63	52.15	828.95	0.14	0.10	0.09

Table.1. The properties of the earthquakes used in this research

سرعت زمین (PGV^A) به جهت مقیاس رکوردهای زلزله استفاده می‌شود، پراکندگی منحنی‌ها به ویژه در سطوح بالاتر شدت زلزله بسیار افزایش می‌یابد که این مسئله با مقیاس کردن رکوردهای زلزله با پارامتر شتاب طیفی دوره تناوب مود اصلی سازه، دیده نمی‌شود [11]

همان‌گونه که در شکل (۴) مشخص است، مقادیر انرژی تلف‌شده تا سطح شدت لرزه $0.3g$ ، بسیار ناچیز بوده و قابل چشم‌پوشی است. همچنین مقادیر انرژی تلف‌شده در سطح شتاب طیفی $0.3g$ معادل اولین ترک‌خوردگی در بدنه سد است که در قسمت تاج ایجاد شده و برابر با 0.84 مگا ژول است.

شکل ۴. منحنی IDA انرژی تلف‌شده ناشی از خرابی مدل

Fig. 4. The IDA curves sets for damage energy dissipation, model $R/B = 0.6$

در این منحنی‌ها که جابه‌جایی نسبی تاج سد به‌عنوان پارامتر آسیب در نظر گرفته شده است، مشاهده می‌شود که به‌جز در منحنی‌های مربوط به جابه‌جایی نسبی پایین‌دست سد، در سایر منحنی‌ها مسئله سخت‌شوندگی که معمولاً در منحنی‌های تحلیل دینامیکی افزایشی مربوط به ساختمان‌ها پدید می‌آید، دیده نمی‌شود. مسئله سخت‌شوندگی منحنی‌های تحلیل دینامیکی افزایشی، طبیعت تردشکنندگی توده حجیم بتن را نشان می‌دهد و با افزایش سطح شدت زلزله و گسترش آسیب در مدل، منحنی‌ها نرم شده و به سمت شیب صفر میل می‌کنند که البته در این مورد، تحلیل‌ها تا سطح شدت زلزله متناظر با شیب صفر ادامه داده نشده است.

همچنین ملاحظه می‌شود که مقادیر جابه‌جایی نسبی ایجاد شده در تاج سد نسبت به پاشنه در جهت پایین‌دست، در مقایسه با ارتفاع سد ناچیز است. مسئله مهم دیگری که در منحنی‌های تحلیل دینامیکی افزایشی مربوط به ماکزیمم جابه‌جایی نسبی تاج سد نسبت به پاشنه در جهت بالادست مشاهده می‌شود، هماهنگی نسبی مناسب و پایین بودن میزان پراکندگی این منحنی‌ها است. یکی از عمده‌ترین دلایل پایین بودن میزان پراکندگی این منحنی‌ها، انتخاب شتاب طیفی دوره تناوب مود اصلی سازه برای مقیاس رکوردهای زلزله است.

پژوهش‌های انجام شده در این زمینه نشان می‌دهد، زمانی که از پارامترهای بیشینه شتاب زمین (PGA^A) و یا بیشینه

درصد کل المان‌های این ناحیه فراتر رفته که به صورت حالت حدی معادل با لغزش کف سد مشخص شده است. با افزایش آسیب‌های کششی و ایجاد خرابی در بخش عمده‌ای از بدنه سد، سازه از عملکرد خود خارج شده و انهدام نهایی سازه رخ می‌دهد. با توجه به شکل‌های (۶ و ۷) و با بررسی منحنی‌های میانگین تحلیل دینامیکی افزایشی برای ماکزیمم جابه‌جایی نسبی تاج سد و همچنین انرژی تلف‌شده توسط خرابی در مدل‌های مختلف، مشاهده می‌شود این مقادیر با افزایش شعاع قوس سد تا مدل $\frac{R}{B} = 0.8$ افزایش یافته و پس‌از آن با افزایش شعاع قوس تا مدل $\frac{R}{B} = 1$ کاهش یافته است.

شکل ۶. منحنی‌های میانگین ماکزیمم جابه‌جایی نسبی تاج سد مدل‌های مختلف

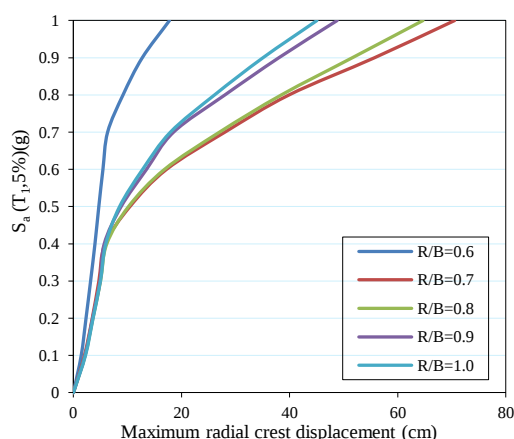


Fig. 6. Mean IDA curves of maximum radial crest displacement of various models

شکل ۷. منحنی‌های میانگین انرژی تلف‌شده مدل‌های مختلف

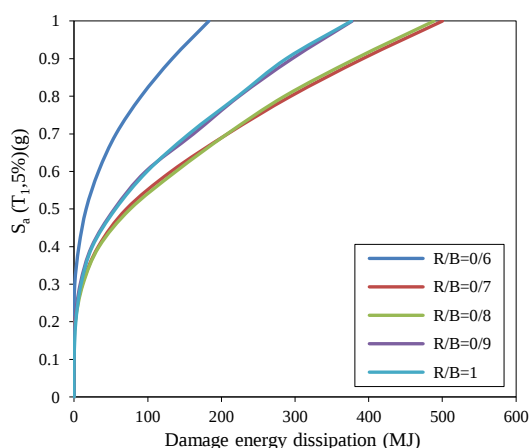


Fig. 7. Mean IDA curves of damage energy dissipation of various models

شکل ۵. منحنی ظرفیت مدل $\frac{R}{B} = 0.6$

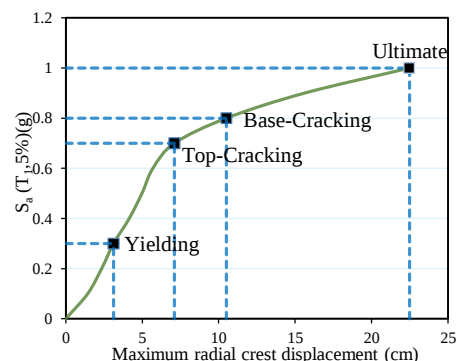


Fig. 5. The dam's various limit-states on the mean IDA curve, model $R/B = 0.6$

مقادیر انرژی تلف‌شده تا سطح شدت $0.5g$ ، نزدیک به هم است. این امر بیانگر آن است که مدل، تقریباً تحت اثر تمامی رکوردهای زلزله و تا سطح $0.5g$ ، به یک‌میزان دچار آسیب شده است. ترک‌های سراسری در ناحیه فوقانی سد، از سطح شدت $0.7g$ و به موازات افزایش میزان انرژی تلف‌شده در این سطح از شدت لرزه، شکل می‌گیرند. همچنین مقدار متوسط جابه‌جایی‌های ماکزیمم تاج سد در این سطح از شدت، معادل $7/1$ سانتی‌متر است. میانگین انرژی تلف‌شده معادل با این سطح از شدت برابر $33/12$ مگا ژول است. مطابق شکل (۵) تا سطح شدت لرزه $0.3g$ که ماکزیمم مقدار جابه‌جایی نسبی تاج سد به میزان $3/12$ سانتی‌متر است، معادل دوره اول عملکرد سازه (قابلیت بهره‌برداری) است.

با وقوع اولین ترک‌های جدی در تکیه‌گاه‌های جانبی و همچنین در قسمت تاج سد، سازه به سطح دوم عملکرد خود (آسیب متوسط) وارد می‌شود. انتهای این دوره عملکرد که متناظر با سطح شدت زلزله $0.7g$ بوده و میزان ماکزیمم جابه‌جایی نسبی تاج سد برابر با $7/10$ سانتی‌متر است، ترک‌ها تا وقوع ترک سرتاسری در مقطعی از بدنه سد پیش رفته‌اند. پس از ایجاد اولین ترک سرتاسری در بدنه سد و با افزایش شدت زلزله از سطح $0.7g$ (دوره عملکرد آسیب شدید)، ترک‌ها در سایر قسمت‌های بدنه سد گسترش یافته و باعث ایجاد جداشدگی قسمتی از تاج سد و بروز انهدام مقطعی بدنه سد می‌شوند. هم‌زمان با این اتفاق و در سطح شدت زلزله $0.8g$ ، متوسط میزان آسیب کششی ناحیه کف سد از مرز 10

۶- شاخص خرابی پیشنهادی

به منظور کمی سازی میزان آسیب کششی مدل ها و مقایسه خرابی در مدل های مختلف، پارامتری با عنوان شاخص خرابی به شرح ذیل تعریف می شود:

$$DI = \frac{\sum d_{t/e} \cdot V_e}{\sum V_e} \quad (7)$$

که در آن $d_{t/e}$ متغیر خرابی کششی المان e و V_e حجم المان e است. این شاخص که میانگین وزنی خرابی اعمال شده به بدنه سد است، می تواند روی کل بدنه سد و یا به صورت موضعی روی قسمت های مستعد آسیب دیدگی مانند گردن سد، پاشنه سد و یا نواحی تکیه گاهی جانبی محاسبه شود. محل های در نظر گرفته شده برای محاسبه این شاخص به شرح ذیل در شکل (۸) برای مدل سه بعدی نشان داده شده است:

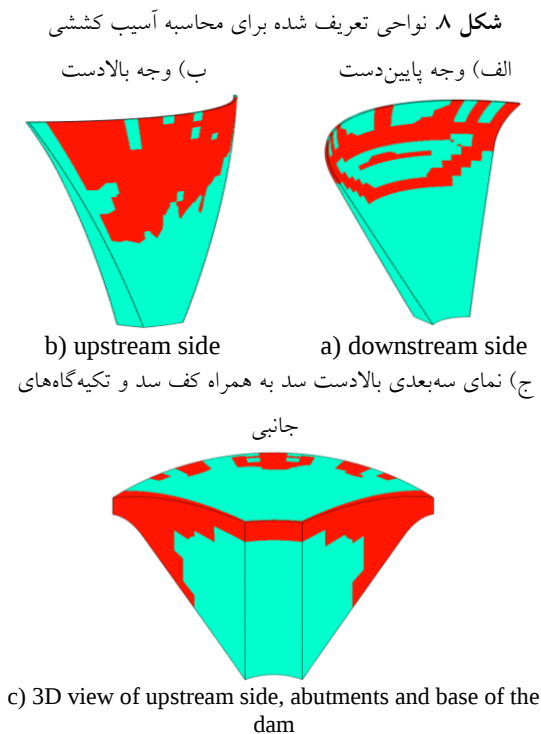
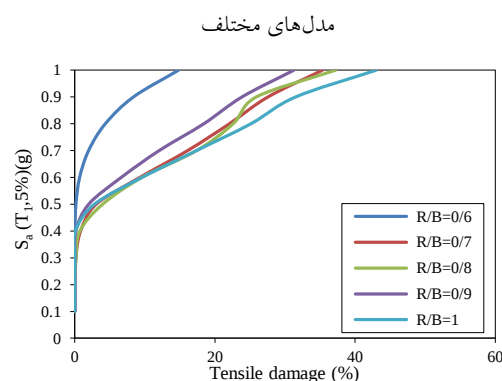


Fig. 8. Selected zones for calculating tensile damage

منحنی های IDA میانگین آسیب کششی در نواحی معین شده برای مدل های مختلف در شکل های (۹ تا ۱۳) با یکدیگر مقایسه شده اند. همان طور که در شکل های (۹ و ۱۰) ملاحظه می شود، میزان آسیب کششی ایجاد شده در نواحی تکیه گاه های جانبی به مراتب از سایر نواحی مورد بررسی بیشتر است. علت زیاد بودن میزان آسیب کششی در تکیه گاه های جانبی می تواند به علت عدم امکان لغزش بین مونولیت های سد در نتیجه در نظر نگرفتن درزهای انقباض در مدل سازی باشد. همچنین مشاهده می شود، با وجود وجود تقارن هندسی در تمامی مدل ها، میزان آسیب کششی ایجاد شده در نواحی تکیه گاه های جانبی متفاوت است. علت این امر، حضور مولفه عرضی رکوردهای زلزله در تحلیل دینامیکی است. همان طور که در شکل (۱۴) مشاهده می شود، در وجه پایین دست، ابتدا ترک های قائم و از تراز تاج ایجاد شده و تا محدوده تراز گردن و پایین تر گسترش می یابند.

- ۱- پاشنه سد، که در تمامی مدل ها با ارتفاع یک المان و شامل کل المان های کف سد است.
- ۲- تکیه گاه راست، که در تمام مدل ها به ضخامت یک المان در کل ارتفاع بدنه سد است.
- ۳- تکیه گاه چپ، که در تمامی مدل ها، شرایط مانند تکیه گاه راست است.
- ۴- ناحیه فوقانی سد از تراز ۸۴ متری تا تراز تاج سد، که در تمام مدل ها برابر ۶۶٪ فوقانی ارتفاع سد است و دارای طولی معادل با طول سد به غیر از نواحی تکیه گاهی که در ردیف های ۲ و ۳ توضیح داده شد، است.
- ۵- وجه بالادست سد به ضخامت یک لایه المان در کل ارتفاع بدنه سد به غیر از ناحیه پاشنه که در ردیف ۱ توضیح داده شده است.
- ۶- وجه پایین دست سد به ضخامت یک لایه المان در کل ارتفاع بدنه سد به غیر از ناحیه پاشنه که در ردیف ۱ توضیح داده شده است.

شکل ۹. منحنی‌های میانگین آسیب کششی در تکیه‌گاه چپ مدل‌ها



شکل ۱۲. منحنی‌های میانگین آسیب کششی وجه بالادست سد در مدل‌های مختلف

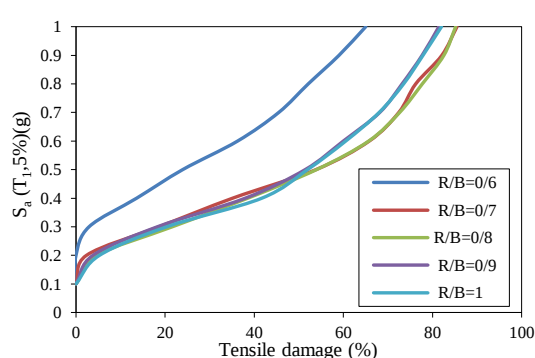


Fig. 12. Mean IDA curves of tensile damage in the upstream side of various models

Fig. 9. Mean IDA curves of tensile damage in the left abutment of various models

شکل ۱۰. منحنی‌های میانگین آسیب کششی در تکیه‌گاه راست مدل‌ها

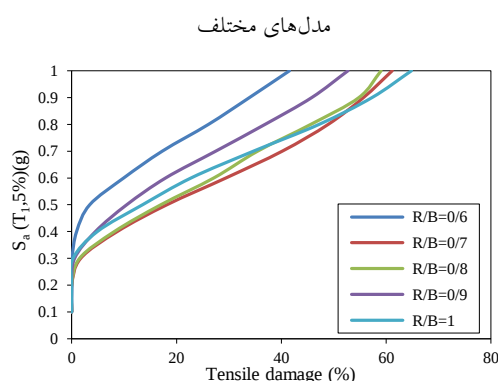


Fig. 13. Mean IDA curves of tensile damage in the downstream side of various models

شکل ۱۱. منحنی‌های میانگین آسیب کششی کف سد مدل‌های مختلف

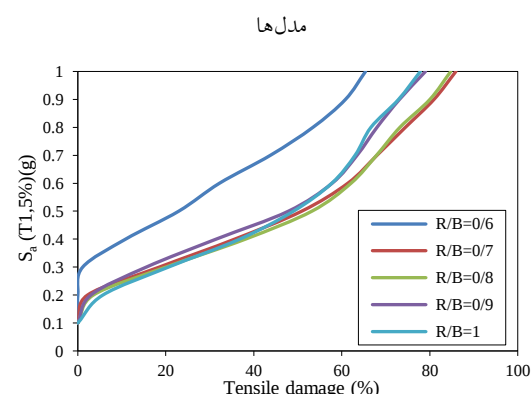


Fig. 10. Mean IDA curves of tensile damage in the right abutment of various models

با افزایش تنش در جهت طره، ترک‌های افقی مابین ترک‌های قائم ایجاد شده به وجود می‌آید و از طرفین تا نواحی تکیه‌گاهی و در امتداد قائم تا نیمه ارتفاع سد امتداد می‌یابند. مشاهده این الگوی خرابی و ایجاد ترک در هر دو وجه پایین‌دست و بالادست سد در سطوح بالاتر شدت زلزله، باعث زوال یک ناحیه کامل از بدنه سد می‌شود. البته شکل‌گیری این مدل از خرابی در سطح شدت زلزله ۱g، یک الگوی غیرواقعی است و حتی این حالت حدی تحت تمام رکوردهای زلزله و در سطح شدت لرزه ۱g اتفاق نمی‌افتد. غیرواقعی بودن این خرابی‌ها به دلیل الگوی ترک‌خوردگی پخشی است که در ترازهای بالای شدت زلزله، در بدنه سد مشاهده می‌شود. اگر با مدل‌سازی درزهای انقباض در بدنه سد، امکان لغزش بین مونولیت‌ها فراهم می‌شد، تحت این

شکل ۱۳. منحنی‌های میانگین آسیب کششی وجه پایین‌دست سد در مدل‌های مختلف

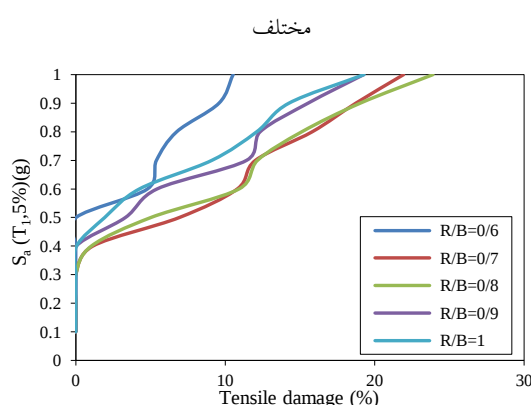


Fig. 11. Mean IDA curves of tensile damage in the base of the dam of various models

است. با ایجاد اولین آسیب کششی جدی در بدنه سد، دوره عملکرد اول سازه که معادل با دوره قابلیت بهره‌برداری است پایان یافته و با تسلیم اولیه سازه وارد دوره عملکرد آسیب متوسط می‌شود. سطح شدت زلزله متناظر با این سطح، در مدل‌های مختلف متفاوت است ولی به‌طور کلی حداقل در سطح شتاب طیفی $0.3g$ و حداکثر در سطح شتاب طیفی $0.8g$ این دوره از عملکرد در سازه‌ها آغاز شده است. اولین آسیب کششی ایجاد شده در بدنه سد و در این سطوح از شدت زلزله عمدتاً در ناحیه تاج سد و تکیه‌گاه‌های جانبی رخ داده است. در ترازهای پایین‌تر شدت زلزله و عمدتاً تا سطح شتاب طیفی $0.6g$ ، ترک‌های عمودی در قسمت تاج سد و در نزدیکی تکیه‌گاه‌های جانبی مشاهده می‌شود. با افزایش شدت زلزله، این ترک‌های عمودی به‌طور مشابه در حفاصل میانی عرض سد و در قسمت تاج نیز ایجاد می‌گردند. با افزایش شدت زلزله و عمدتاً از سطح شتاب طیفی $0.6g$ ، ترک‌ها به‌صورت افقی در قسمت گردن سد ایجاد شده و گسترش می‌یابند. با افزایش آسیب‌های کششی افقی در این ناحیه و در ترازهای بالاتر شتاب طیفی، جداشدگی قسمتی از بدنه سد را به همراه دارد که باعث انهدام مقطعی در بدنه سد می‌شود. شدت آسیب کششی در قسمت تکیه‌گاه‌های جانبی بیش از سایر نواحی بدنه سد است. علت این امر عدم امکان لغزش بین مونولیت‌ها است.

References

۸- مراجع

- [1] Alembagheri M and Seyedkazemi M (2012) *Modeling Concrete Gravity Dams with Abaqus*. 1st Edition. Simaye Danesh Pub (In Persian).
- [2] Abrishami J and Rajaei NV (2009) *Concrete Dams: Design and Construction*. 4th Edition. Beh Nashr Pub (In Persian).
- [3] Chopra AK and P Chakrabarti (1972) "The earthquake experience at Koyna dam and stresses in concrete gravity dams" *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 1.2: 151-164.
- [4] Pekau OA and Yuzhu Cui (2004) "Failure analysis of fractured dams during earthquakes by DEM" *Journal of engineering structures* 26:1483-1502
- [5] Chopra AK and Zhang L (1991) "Earthquake-induced base sliding of concrete gravity dams" *Journal of structural Engineering* 117(12):3698-3719
- [6] Vamvatsikos D and Cornell CA (2001)

الگوی خرابی، بخشی از بلوک فوقانی سد در اثر ایجاد یکی از ترک‌های اصلی، از بدنه سد جدا می‌شد.

شکل ۱۴. آسیب کششی رخ بالادست و پایین‌دست سد در

سطوح مختلف شدت زلزله تحت رکورد Whittier

Narrows در مدل $\frac{R}{B} = 0.6$

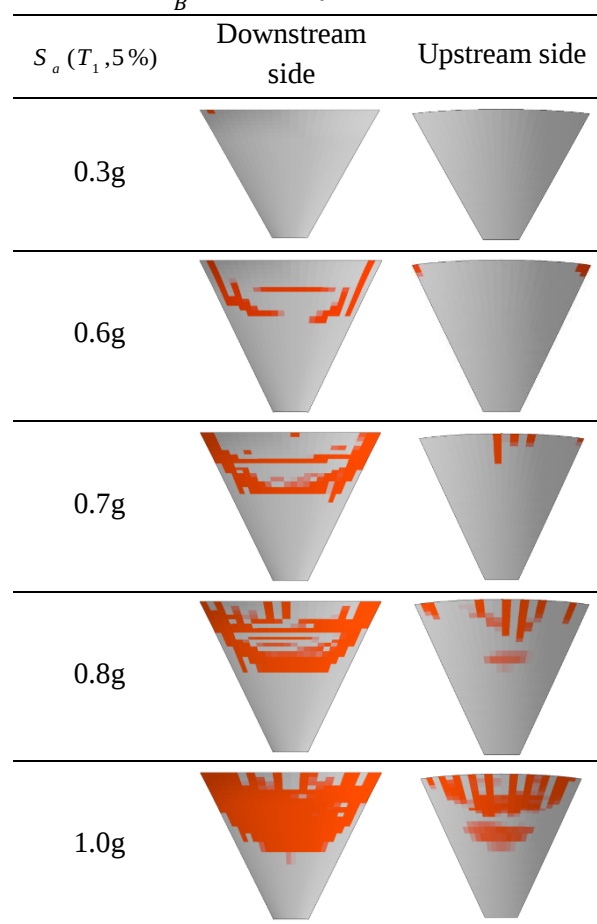


Fig. 14. Damage contours of the model $R/B = 0.6$ under Whittier Narrows record at various intensity levels.

۷- نتیجه‌گیری

نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی افزایشی ۵ مدل مختلف از سد بتنی وزنی-قوسی بررسی شد و در پایان منحنی‌های IDA برای مدل‌های مختلف، با یکدیگر مقایسه شدند. با بررسی منحنی‌های تحلیل دینامیکی افزایشی جابه‌جایی نسبی بالادست تاج سد در مدل‌های مختلف مشاهده شد، میانگین این مقادیر با افزایش شعاع قوس سد تا مدل $\frac{R}{B} = 0.8$ افزایش یافته و پس از آن با افزایش شعاع قوس کاهش یافته

estimation and damage indexes" *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 42(1):123-14

[10] Burman A, Nayak P, Agrawal P and Maity D (2012) "Coupled gravity dam-foundation analysis using a simplified direct method of soil-structure interaction" *Soil Dynamics & Earthquake Engineering* 34:62-68

[11] Alembagheri M and Ghaemian M (2013) "Damage assessment of a concrete arch dam through nonlinear incremental dynamic analysis" *Soil Dynamics & Earthquake Engineering* 44:127-137

"Incremental dynamic analysis and its application to performance-based earthquake engineering" *12th European Conference on Earthquake Engineering*, Paper Reference 479

[7] Vamvatsikos D and Cornell CA (2002) "Incremental Dynamic Analysis" *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 31:491-514

[8] Rashidi F (2010) Using IDA in seismic performance assessment of arch dams. MSc Thesis, KN Toosi University.

[9] Alembagheri M and Ghaemian M (2013) "Seismic assessment of concrete gravity dams using capacity

Seismic performance evaluation of concrete arch-gravity dams using incremental dynamic analysis

R.S.Shayan¹⁰, M. Alembagheri^{*11}

1- M.Sc. Department of Civil and Environmental Eng., Tarbiat Modares University

2- Assistant Prof., Department of Civil and Environmental Eng., Tarbiat Modares University

* alembagheri@modares.ac.ir

Abstract:

Dams are among infrastructural and essential structures which are designed and implemented for storage of water for multi-purpose usage. One of the natural events that constantly threatens the sustainability of dams is the earthquake. Therefore, accurate modeling and investigation of dam behavior considering the effective parameters and interactions during earthquake is one of the principles of safety evaluation of dams.

With the advancement of knowledge in the field of earthquake engineering and the development of more precise methods for estimating the intensity of possible earthquakes, The methods of analyzing and evaluating the seismicity of the structures have been improved and the effects of more parameters can be considered in assessing the risk of each structure. Considering the nonlinear behavior of materials and the effect of cracking and its extension in dams, as well as more precise expression of the forces involved in, and its analysis with more advanced methods, are included as the important achievements of earthquake engineering in this field in recent years. For nonlinear analysis of concrete dams, nonlinear behavior of these structures by choosing existing methods requires acquaintance with the functional nature of the materials.

In the past, seismic analysis of concrete gravity dams was most often considered ideally by using two dimensional monoliths in design mechanisms, and earthquake effects were usually applied by defining an earthquake coefficient. But in recent years, more emphasis has been placed on linear time history analysis and the failure analysis of the concrete dams in three dimensional space. In the present study, the seismic response of a concrete arch-gravity dam under the influence of earthquake stimulation is investigated in a three dimensional finite element analysis. The effects of dam-reservoir-foundation interactions are considered, the nonlinear behavior of the concrete and also the different patterns of the arc radius of the dam are studied and the results are compared with the two dimensional analysis. Finally, the contribution of response of each of the sustainability factors to seismic stimulation is evaluated.

In the present study, the seismic response of a concrete arch-gravity dams has been evaluated through three dimensional nonlinear incremental dynamic analysis (IDA). For this purpose, five different-radius arch-gravity dam-reservoir-foundation coupled systems are analyzed under a set of 7 proper three-component ground motions, each scaled to 10 increasing intensity levels. The effects of dam-reservoir-foundation interactions are considered and the nonlinear behavior of the concrete and also the different patterns of the arc radius of the dam are studied. A damage index (DI) has proposed so that the damage imposed to the dam body is calculated based on the obtain results from the IDA study. Crest displacement, tensile damage occurred in various zones of the dam body and energy dissipation are considered as damage measure (DM), then the performance and different limit-states of the dam structure are determined.

Keywords: concrete arch-gravity dams, seismic response, three dimensional analysis, dam-reservoir-foundation interaction, nonlinear behavior.

1 M.Sc. Hydraulic Structures

2 Assistant Professor