

پاسخ دینامیکی سدهای بتنی وزنی با احتساب ترک اندود چرخان و چند جهته‌ی ثابت

مهدی علیجانی اردشیر (دانشجوی دکتری)

بهرام نوائی نیا* (دانشیار)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل

محمدتقی احمدی (استاد)

دانشکده‌ی مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس

مهندسی عمران شریف، زمستان ۱۳۹۶ (۲-۳۳، شماره ۲/۴، ص. ۲۵-۳۵)

در پژوهش حاضر، نتایج تحلیل لرزه‌ی غیرخطی سدهای بتنی وزنی با احتساب اندرکنش سد و مخزن با استفاده از مفاهیم مکانیک شکست، به منظور مقایسه‌ی مدل‌سازی ترک در جسم سد به دو روش ترک اندود چرخشی و غیرچرخشی چندجهته‌ی عمود ارائه شده است. سیستم سد - مخزن به روش لاگرائزی مدل‌سازی و تحلیل به روش اجزاء محدود صورت گرفته و پاسخ‌های تغییر مکان تاج سد و نیز تنش در جسم سد پایین فلت تحت شتاب زلزله‌ی تفت ارائه شده است. از روش انتگرال زمانی بوساک برای حل معادلات دینامیکی حرکت استفاده و تحلیل غیرخطی به روش نیوتن رافسون اصلاح شده انجام شده است. نتایج به دست آمده نشان می‌دهند که هر دو روش مدل‌سازی ترک اندود، ضمن اینکه تا حدی وابسته به پارامترهای مدل‌سازی ترک است، در بسیاری از نقاط آسیب دیده‌ی جسم سد به طور مناسبی بر هم منطبق هستند. همچنین هر دو الگوی ترک ثابت و چرخان در تعداد نقاط ترک خورده و نیز مسیر رشد ترک، اختلاف اندکی با هم دارند.

واژگان کلیدی: سد بتنی وزنی، تحلیل دینامیکی غیرخطی، ترک اندود چرخشی، ترک اندود چند جهته‌ی ثابت.

alijani.as@gmail.com
navayi@nit.ac.ir
mahmadi@modares.ac.ir

۱. مقدمه

دهه‌ی ۱۹۸۰ به‌طور وسیعی در تحلیل سدهای بتنی به منظور پیش‌بینی بروز و رشد ترک‌های احتمالی کاربرد پیدا کرده است که در این میان استفاده از مکانیک شکست غیرخطی به علت حضور منطقه‌ی بزرگی از نرم‌شوندگی کرنش در اطراف نوک ترک در سدهای بتنی مناسب است.

به‌طور کلی برای آنالیز سازه‌های بتنی به روش اجزاء محدود، به منظور مدل‌سازی ترک از دو روش ترک منفرد و ترک اندود استفاده می‌شود. در این میان روش ترک اندود به این دلیل که از نظر محاسباتی، بازده بیشتری نسبت به روش ترک منفرد دارد، به تدریج جایگزین روش مذکور شده است. در مدل ترک اندود، ترک در بتن به‌صورت یک‌سری ترک‌های موازی که به‌طور پیوسته‌ی در عرض المان توزیع می‌شوند، بیان می‌شود. به‌طور کلی روش ترک اندود در مسائلی که موقعیت و جهت ترک در آنها از قبل مشخص نباشد و یا برای مدل‌سازی ترک‌هایی که قبل از تحلیل سازه در بدنه‌ی سد وجود دارند، روش مناسبی است. یکی از اولین مدل‌های ترک اندود که به روش اجزاء محدود و با استفاده از ضوابط مکانیک شکست عمل می‌کرد، در پژوهشی در سال ۱۹۶۸ معرفی شده است که در آن از مقاومت برشی سطوح ترک خورده‌ی بتن صرف‌نظر شده است که معادل صرف‌نظر کردن از سختی کششی و برشی المان بعد

در سال‌های اخیر، مطالعات گسترده‌ی در مقوله‌ی تأمین ایمنی و پایداری سدها صورت گرفته است. از اولین پژوهش صورت گرفته جهت تعیین فشار هیدرودینامیک بر روی سدهای بتنی (۱۹۳۳)^[۱] تاکنون تلاش‌های بسیاری برای مدل‌سازی سیستم سد - مخزن انجام شده است. تحلیل‌های خطی بسیاری در این زمینه انجام شده است^[۲-۵] که به دلیل پیچیدگی‌های هندسی و بارگذاری، عمدتاً از روش عددی اجزاء محدود برای تحلیل سیستم سد - مخزن استفاده و در آن‌ها اثر پارامترهای مختلفی، نظیر: جذب کف مخزن، فشار هیدرودینامیک سیال و شکل‌پذیری پی بررسی شده است. به دلیل ضعف کششی بتن، به‌خصوص تحت بار زلزله، سدهای بتنی مستعد بروز و گسترش ترک هستند. وجود ترک‌ها منجر به رفتار غیرخطی می‌شود و برای تحلیل سازه‌های مذکور، لزوم تحلیل غیرخطی اجتناب‌ناپذیر است. روش‌های اولیه‌ی تحلیل‌های غیرخطی نسبتاً ساده و در عین حال به دلیل عدم دقت در بیان میدان‌های تنش در اطراف نوک ترک با تقریب زیادی همراه بوده‌اند. در ادامه، به منظور مدل‌سازی واقعی‌تر ترک، پیشنهاد استفاده از نظریه مکانیک شکست برای بتن مطرح و از اواخر

* نویسنده مسئول

تاریخ دریافت: ۱۳۹۴/۴/۱۰، اصلاحیه ۱۳۹۵/۳/۳۱، پذیرش ۱۳۹۵/۳/۱۹

از شروع ترک است.^[۶] در ادامه برخی پژوهشگران، مطالعات بسیاری با استفاده از روش ترک اندود بر روی دیگر پارامترهای تأثیرگذار انجام دادند و از معیارهای مبتنی بر انرژی که رفتار غیرخطی و تنش دو محوره را می‌تواند مدل کند، برای بررسی جواهرزنی ترک استفاده کردند.^[۸۷] در بررسی اثر متقابل برش و کشش (۱۹۸۳)،^[۹] از تغییر فرم برشی سطوح ترک صرف‌نظر و ماتریس سختی با استفاده از مؤلفه‌ی قائم کرنش به‌دست آورده شده است. همچنین در سال ۲۰۰۷، از ایده‌ی ضریب انتقال برش استفاده شده است که در واقع بیان‌کننده‌ی تغییرات مقاومت برشی سطوح ترک بر حسب کرنش نرمال بر ترک است.^[۱۰]

در ترک اندود، منحنی نرم‌شوندگی کرنش در مود اول شکست بر مبنای انرژی شکست فرمول‌بندی می‌شود و این بدان معنی است که مود اول، در شکست مؤثرتر در نظر گرفته می‌شود. در سال ۱۹۸۷، نیز مفهوم انرژی شکست در مود دوم پیشنهاد و نتایج آن بررسی شد.^[۱۱] همچنین این سوال که هر مود چه تأثیری می‌تواند در شکست داشته باشد، تا حدودی اعتبار مدل ترک اندود ثابت را تحت تأثیر قرار داد و برای رفع آن، مدل‌های ترک اندود ثابت چند جهته و ترک اندود چرخشی مطرح شدند. در مدل ترک اندود چرخشی با چرخش محور ترک، در تمام لحظات صفحه‌ی ترک همیشه عمود بر محور تنش‌های اصلی باقی می‌ماند. لذا با این راهبرد، فرض شکست بتن در مود اول آن به واقعیت نزدیک‌تر بود و تغییر فرم برشی در سطوح ترک ناچیز فرض شد و هیچ اندرکنشی بین تنش‌های قائم و برشی به وجود نیامد و ماتریس سختی نیز متقارن شد.^[۱۰-۱۱] همچنین در مدل ترک اندود چند جهته با حضور چند ترک با جهت‌های متفاوت در یک نقطه سعی می‌شود تا در حد ممکن، صفحه‌ی ترک عمود بر محور تنش‌های اصلی شود.

اولین آنالیز غیرخطی سد به روش اجزاء محدود در سال ۱۹۷۶ بررسی و از ترک اندود و ضابطه‌ی مقاومت برای جواهرزنی و رشد ترک در تحلیل سد کویتا استفاده شده و نتایج نشان داده است که ترک به میزان کمی در ضخامت نفوذ می‌کند و سپس به‌طور قائم پخش می‌شود.^[۱۳] در سال ۱۹۸۷ نیز با استفاده از مدل ترک اندود و ضابطه‌ی مقاومت ۳ سد با ارتفاع‌های متفاوت، تحلیل غیرخطی صورت گرفت.^[۱۴] برخی پژوهشگران (۱۹۸۹) هم با استفاده از مدل ترک اندود و ضابطه‌ی مکانیک شکست غیرخطی سد پلین فلت^۱ را تحلیل کردند.^[۱۵] همچنین در پژوهش دیگری (۱۹۸۹) با استفاده از مدل ترک اندود و ضابطه‌ی مقاومتی که وابسته به ابعاد المان نباشد، سد پلین فلت تحلیل و پدیده‌ی ضربه‌ی سطوح ترک نسبت به هم در هنگام بسته یا باز شدن ترک بعد از نرم‌شدگی بررسی شد.^[۱۶]

در سال ۱۹۹۸ نیز رفتار غیرخطی بدنه و درزهای عمودی در سدهای بتنی با استفاده از روشی مبتنی بر ترک اندود بررسی شد و در روش مذکور، جهت صفحه‌ی ترک و درزهای عمودی در هر یک از نقاط اتگرال‌گیری، از پیش تعیین می‌شود.^[۱۷] در سال ۲۰۰۳، نتایج مطالعه‌ی ارائه شده که در آن از مدل ترک اندود استفاده شده بود. همچنین در آن برای مدل کردن درزهای عمودی بدنه‌ی سد از مدل ساده‌ی استفاده شده بود که معیارش در تغییر سختی‌های نرمال و برشی، تنش نرمال بود. همچنین در مطالعه‌ی مذکور نشان داده شد که رفتار غیرخطی بتن بدنه، اثر به‌سزایی بر باز و بسته شدن درزها دارد و مدل با رفتار غیرخطی بدنه، توانایی جلوگیری از ایجاد تنش‌های بالا را دارد؛ در حالی که استفاده از فقط مدل با درزهای عمودی، منجر به ایجاد تنش‌های بالا در بدنه‌ی سد خواهد شد.^[۱۸]

در بررسی رفتار لرزه‌ی سد بتنی وزنی نیز با استفاده از مبنای مکانیک شکست غیرخطی و در نظر گرفتن اندرکنش سد و مخزن (۱۹۹۷)، نشان داده شد که قفل‌شدگی تنش در لبه‌های المان ترک خورده با استفاده از مدل ترک اندود چرخان به‌طور قابل ملاحظه‌ی کاهش می‌یابد.^[۱۹] همچنین در سال ۱۹۹۹، در بررسی رفتار لرزه‌ی

سد بتنی با استفاده از مدل ترک اندود، برای حل معادلات درگیر سیستم سد - مخزن از روش Staggered استفاده شد.^[۲۰] رفتار غیرخطی سد قوسی نیز با استفاده از مدل‌های ترک اندود و مکانیک تخریب بررسی شد و هر دو مدل ارائه شده نشان داد که ترک در کل المان به‌طور یکنواخت پخش می‌شود و می‌توان از پاسخ متوسط المان برای بررسی پارامترهای مؤثر در مسئله استفاده کرد.^[۲۱، ۲۲]

در سال ۲۰۰۵ هم با استفاده از مدل ترک اندود چرخان و با در نظر گرفتن اثر اندرکنش سد و مخزن، با به‌دست آوردن پاسخ غیرخطی سد بتنی وزنی نشان داده شد که ترک‌خوردگی در محل تمرکز تنش مانند تغییر شیب پایین دست سد مشاهده می‌شود.^[۲۳] برخی پژوهشگران نیز به منظور بررسی رفتار غیرخطی سه بعدی سدهای بتنی، عملکرد دو مدل کشسان خمیری و مدل ترک اندود را با هم مقایسه کردند.^[۲۴] همچنین در سال ۲۰۰۰، با استفاده از معیار مکانیک شکست غیرخطی، مدلی براساس مدل نواری غیرخطی بازتاب به منظور مطالعه‌ی شکست سد بتنی وزنی ارائه و اثر پارامترهایی نظیر: انرژی شکست و مش‌بندی مجدد ارزیابی شد.^[۲۵] در سال ۲۰۱۵ نیز با استفاده از مکانیک شکست غیرخطی و احتساب اندرکنش سد و مخزن، سد پلین فلت تحلیل غیرخطی شد و این نتیجه به‌دست آمد که مؤلفه‌های دورانی زلزله، حسب مورد می‌تواند سبب کاهش یا افزایش پاسخ‌های سد شوند.^[۲۶] همچنین در سال ۱۹۹۵، مدلی بر پایه‌ی مکانیک تخریب به‌صورت غیرایزوتروپ در فضای دوبعدی به منظور تحلیل سد بتنی وزنی،^[۲۷] و در سال ۲۰۰۱، نیز مدل مکانیک تخریب برای تحلیل استاتیکی سد بتنی قوسی در فضای سه‌بعدی ارائه شد.^[۲۸] در پژوهش‌های دیگری هم به بررسی رفتار غیرخطی سدهای بتنی پرداخته شده است که هر یک با استفاده از مدل‌های غیرخطی نظیر: مدل خمیری و مکانیک تخریب به نتایج مختلفی دست یافته‌اند.^[۲۹، ۳۰]

در کلیه‌ی مطالعات صورت گرفته، مدل‌سازی ترک به‌صورت ثابت یا چرخان در سد صورت پذیرفته و مزایا و معایب دو شیوه‌ی مدل‌سازی مذکور با هم مقایسه نشده است. در پژوهش حاضر، سیستم سد - مخزن تحت اثر زلزله به روش اجزاء محدود با در نظر گرفتن هر دو روش مدل ترک اندود چرخان و ثابت، تحلیل غیرخطی صورت گرفته و نتایج در شرایط یکسانی از نظر هندسی، بارگذاری و شرایط مرزی سیستم، بررسی و مزایا و معایب دو روش مدل‌سازی ترک با یکدیگر مقایسه شده است.

۲. نظریه

۱.۲. مدل ترک اندود

مدل ترک اندود، یکی از مدل‌هایی است که به‌صورت نسبتاً گسترده‌ی برای تحلیل غیرخطی سدهای بتنی استفاده شده است. یک مدل مناسب برای آنالیز ترک در تحلیل سدهای بتنی باید توانایی بررسی المان‌ها در این ۵ حالت را داشته باشد:

۱.۱.۲. قبل از شروع ترک

قبل از جواهرزنی ترک، رابطه‌ی بین تنش‌ها و کرنش‌ها در هر نقطه از جسم به‌صورت رابطه‌ی ۱ بیان می‌شود:

$$\{\sigma\} = [D]\{\varepsilon\} \quad (۱)$$

که در آن $\{\sigma\}$ تانسور تنش، $\{\varepsilon\}$ تانسور کرنش و $[D]$ ماتریس رفتار مصالح است که با فرض تنش صفحه‌ی وجود رفتار خطی و ایزوتروپیک در حالت دوبعدی،

به صورت رابطه ۲ بیان می شود:

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

که در آن، E مدول یانگ و ν نسبت پواسون است. در پژوهش حاضر، رفتار بتن در تنش های فشاری خطی فرض شده است.

۲.۱.۲. جوانه زنی ترک

با در نظر گرفتن سطح زیر منحنی تنش - کرنش تک محوری جسم در کشش تا نقطه‌ی پیشینه‌ی بار مطابق شکل ۱، ضابطه‌ی جوانه زنی ترک با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی بتن در محدوده‌ی بار نهایی و اثر تنش دو محوره، مطابق رابطه ۳ به دست می آید. [۱۹، ۲۱]

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_i} = \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_1 - \nu\sigma_2} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (3)$$

که در آن، σ_1 و σ_2 تنش های اصلی، σ_t مقاومت کششی تک محوره‌ی بتن و σ_i مقاومت کششی ظاهری و از رابطه‌ی $\sigma_i = 1/3\sigma_t$ تعیین می شود. [۱۹] همچنین به منظور تأثیر دادن سرعت بارگذاری در حالت دینامیکی، ضریب افزایشدهنده‌ی ۱/۵ برای مقاومت کششی و ضریب ۱/۲۵ برای مدول کشسانی در نظر گرفته می شود. [۱۹، ۲۱] وقتی که ترکیب تنش های اصلی در المان به معیار گسیختگی فوق برسد، المان در جهت عمود بر تنش اصلی کششی پیشینه مطابق شکل ۲ ترک می خورد.

به دلیل تأثیر ناچیز غیرخطی بودن منحنی تنش - کرنش در بخش نرم شدگی بتن، در پژوهش حاضر این بخش خطی فرض می شود. [۱۹، ۲۱] همچنین به منظور

ارضاء اصل بقای انرژی شکست، شیب منحنی نرم شدگی به گونه‌ی تعیین می شود که انرژی مستهلک شده در واحد سطح ترک ثابت بماند. به این ترتیب مدل رفتاری مورد استفاده در پژوهش حاضر، در دو حالت استاتیکی و دینامیکی همانند شکل ۳ خواهد بود.

کرنش نهایی بتن تحت بارهای استاتیکی و دینامیکی به ترتیب برابر با ϵ_f' و ϵ_f است که از رابطه ۴ به دست می آیند:

$$\epsilon_f = \frac{2G_f}{\sigma_i h_c} \quad (4)$$

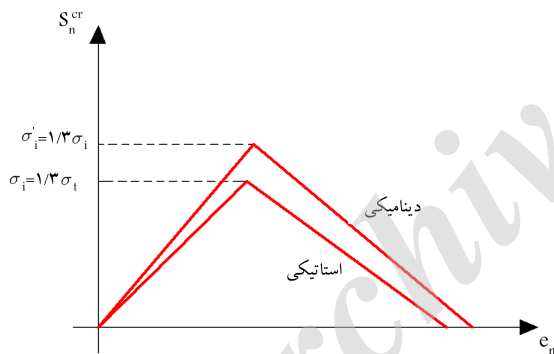
$$\epsilon_f' = \frac{2G_f'}{\sigma_i' h_c}$$

که در آنها G_f' و σ_i' مقاومت کششی و انرژی کششی و G_f و σ_i مقاومت کششی و انرژی کششی در حالت دینامیکی بوده و h_c نیز طول ویژه است که برای اجتناب از نرم شدگی جعلی، برابر با جذر سطح المان ترک تعریف می شود. [۱۰]

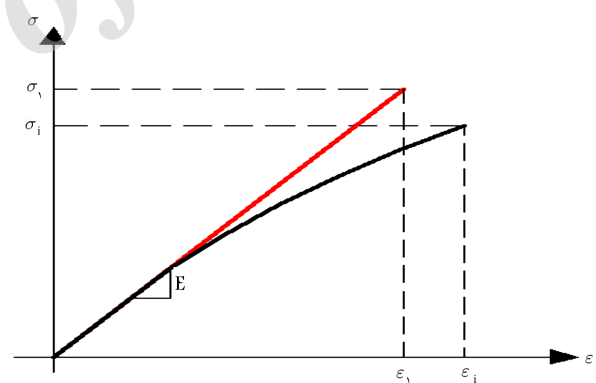
۳.۱.۲. نرم شدنگی کرنش

در طی مرحله‌ی نرم شدنگی کرنش در بتن، رابطه‌ی تنش - کرنش ایزوتروپیک با رابطه‌ی ارتوتروپیک که محورهای آن عمود و مماس بر ترک هستند، جایگزین می شود که علت آن کاهش مدول کشسانی در جهت عمود و مماس بر ترک است. در پژوهش حاضر، برای شبیه سازی نرم شدنگی کرنش از فرمول بندی سکانت استفاده شده است. در روش مذکور با داشتن کرنش کل، می توان تنش کل را در هر نقطه حتی در منطقه‌ی نرم شده‌ی بتن با استفاده از مدول کشسانی کاهش یافته (E_s) مطابق شکل ۴ محاسبه کرد. [۱۹، ۲۱]

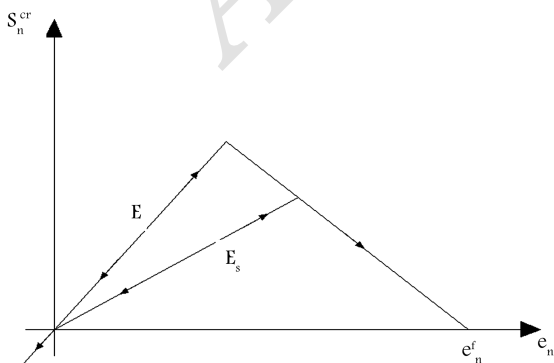
ماتریس کشسانی بتن ترک خورده در مختصات محلی ترک چرخان از رابطه ۵



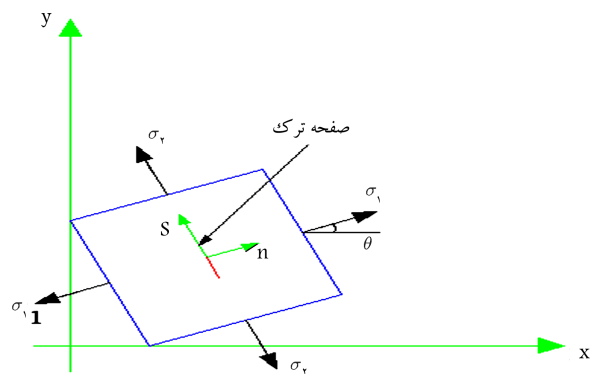
شکل ۳. مدل رفتاری کششی بتن در دو حالت استاتیکی و دینامیکی. [۱۰]



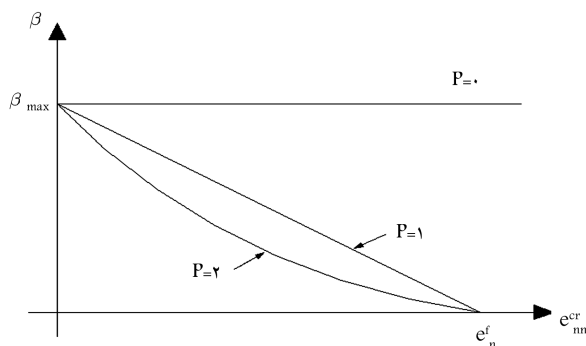
شکل ۱. منحنی تنش - کرنش بتن در کشش. [۱۹]



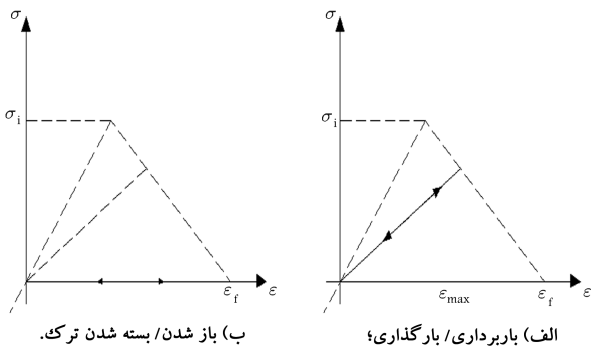
شکل ۴. سختی کاهش یافته (سکانت) در بخش نرم شدگی بتن. [۱۹]



شکل ۲. مسیر ترک و سیستم مختصات محلی در حالت دوبعدی. [۱۰]



شکل ۵. رابطه‌ی بین ضریب انتقال برش و کرنش ترک در مختصات محلی. [۱۹]



شکل ۶. مدل رفتاری تنش کرنش کششی تحت بارگذاری دینامیکی. [۱۹]

۴.۱.۲. رفتار المان ترک خورده

— ترک چندجهته ثابت: در مدل ترک غیرچرخشی ثابت، جهت ترک در شروع جوانه‌زنی، عمود بر تنش اصلی بیشینه است و بعد از شروع ترک‌خوردگی، جهت آن ثابت خواهد ماند و هر ترک با جهت خاص خودش، شناسایی و در طی تحلیل جهت آن تغییر نمی‌کند. بعد از ترک‌خوردگی، تنش برشی در سطح ترک باعث تغییر و چرخش محورهای تنش اصلی می‌شوند؛ ولی ترک جدید در یک نقطه، زمانی شروع می‌شود که زاویه‌ی بین ترک قبلی و تنش کششی اصلی جدید از زاویه‌ی حدی مشخصی (در پژوهش حاضر: ۴۵ درجه)، تجاوز کند و یا اینکه تنش کششی اصلی جدید از معیار ترک‌خوردگی تجاوز کند.

— ترک چرخان: در مدل ترک چرخان، جهت ترک عموماً عمود بر تنش اصلی بیشینه است و بعد از شروع ترک‌خوردگی، جهت آن همواره هم جهت با کرنش‌های اصلی است و بنابراین با تغییر جهت کرنش‌های اصلی، محورهای محلی این ماتریس نیز تغییر می‌کند. در نهایت حتی در صورت عدم تغییر مؤلفه‌های ماتریس مدول سختی کاهش یافته، در صورت چرخش ترک به اندازه‌ی معین، باید این ماتریس با توجه به زاویه‌ی چرخش جدید محاسبه و با استفاده از ماتریس تبدیل به فضای کلی انتقال یابد.

— بارگذاری و باربرداری ترک: تحت بارگذاری دینامیکی، کرنش کششی ϵ_n در المان ممکن است به‌طور متناوب افزایش یا کاهش یابد که با تغییر آن، سایر پارامترهای موجود در ماتریس رفتار مصالح مانند μ و β نیز کاهش یا افزایش می‌یابند. در پژوهش حاضر، از روش باربرداری سکانت که در شکل ۶ نشان داده شده است، جهت تعیین پارامترهای مذکور استفاده می‌شود.

برخلاف ضریب μ که پس از کاهش، هیچ‌گاه افزایش نمی‌یابد؛ ضریب β با کاهش کرنش کششی نرمال بر ترک افزایش می‌یابد و با افزایش کرنش، کاهش

به دست می‌آید که با استفاده از ماتریس تبدیل به فضای کلی انتقال می‌یابد. [۱۹]

$$D_{ns} = \frac{E}{1 - \mu\nu^2} \begin{bmatrix} \mu & \mu\nu & 0 \\ \mu\nu & \mu & 0 \\ 0 & 0 & \beta \frac{1 - \mu\nu^2}{(1 + \nu)} \end{bmatrix} \quad (5)$$

که در آن μ ، β به ترتیب نسبت مدول سختی کاهش یافته‌ی نرمال و برشی به مدول کشسانی و مدول برشی اولیه است.

همچنین ماتریس کشسانی بتن ترک خورده در مختصات محلی برای ترک چند جهته‌ی عمود از رابطه‌ی ۶ به دست می‌آید که با استفاده از ماتریس تبدیل به فضای کلی انتقال می‌یابد. [۱۹]

$$D_{ns} = \begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} & 0 \\ D_{21} & D_{22} & 0 \\ 0 & 0 & D_{33} \end{bmatrix} \quad (6)$$

که در آن، D_{11} ، D_{12} ، D_{21} ، D_{22} و D_{33} از رابطه‌ی ۷ به دست می‌آیند:

$$\begin{aligned} D_{11} &= \frac{E\mu_1}{1 - \mu_1\mu_2\nu^2}, D_{12} = D_{21} = \frac{\mu_1\mu_2\nu}{1 - \mu_1\mu_2\nu^2}, \\ D_{22} &= \frac{E\mu_2}{1 - \mu_1\mu_2\nu^2}, D_{33} = \frac{E\mu_3}{1 - \mu_1\mu_2\nu^2}, \\ \bar{\beta} &= \frac{\beta_1\beta_2}{\beta_1 + \beta_2 - \beta_1\beta_2} \end{aligned} \quad (7)$$

در رابطه‌های ۶ و ۷، μ_1 ، μ_2 ، β_1 ، β_2 به ترتیب نسبت مدول سختی و برشی کاهش یافته در جهت نرمال بر هر یک از دو ترک عمود بر هم به مدول کشسانی و مدول برشی اولیه است. ماتریس کشسانی بتن ترک خورده در مختصات محلی با استفاده از ماتریس تبدیل $[T]$ به فضای کلی انتقال می‌یابد (رابطه‌ی ۸): [۱۹]

$$[D_{xy}] = [T]^T [D_{ns}] [T] \quad (8)$$

در پژوهش حاضر، جهت تعریف منحنی نرم‌شوندگی تنش برشی بر حسب تنش نرمال در ترک چند جهته‌ی عمود از رابطه‌ی ۹ استفاده می‌شود:

$$\begin{aligned} \beta_1 &= \beta_{\max} \left(1 - \frac{\epsilon_n^{cr1}}{\epsilon_n^f}\right)^p \\ \beta_2 &= \beta_{\max} \left(1 - \frac{\epsilon_n^{cr2}}{\epsilon_n^f}\right)^p \end{aligned} \quad (9)$$

که در آن، β_{\max} معرف بیشینه‌ی تغییرات برش در ترک است و مقدار آن از ۰ تا بیشینه‌ی آن که ۰/۵ و معرف ترک‌خوردگی شدید است، تغییر می‌کند. [۱۹] در رابطه‌ی مذکور، ϵ_n^{cr1} ، ϵ_n^{cr2} و ϵ_n^f کرنش ترک خوردگی برای دو ترک عمود بر هم و کرنش نهایی در جهت عمود بر ترک تعریف شده‌اند و P ثابتی است که برای تعریف شکل نرم‌شدگی برش استفاده می‌شود. مطابق شکل ۵، در حالت P برابر با صفر، ۱ و ۲ شکل نرم‌شدگی برش به‌صورت ثابت، خطی و غیرخطی است؛ که در پژوهش حاضر، ۱ در نظر گرفته شده است.

در مدل ترک چرخشی، نرم‌شوندگی در برش بر حسب کرنش‌های نرمال سطح بیان می‌شود. در پژوهش حاضر، از رابطه‌ی واقعی و احمدی (۱۹۹۷)، [۱۹] به منظور بیان رابطه‌ی ضریب کاهش برش (رابطه‌ی ۱۰) استفاده شده است:

$$\beta = \frac{1 + \nu}{1 - \mu\nu^2} \left(\frac{\mu\epsilon_n - \epsilon_s}{\epsilon_n - \epsilon_s} - \mu\nu \right) \quad (10)$$

که در آن، ϵ_n و ϵ_s و کرنش‌های محلی عمود و مماس بر جهت ترک خوردگی هستند.

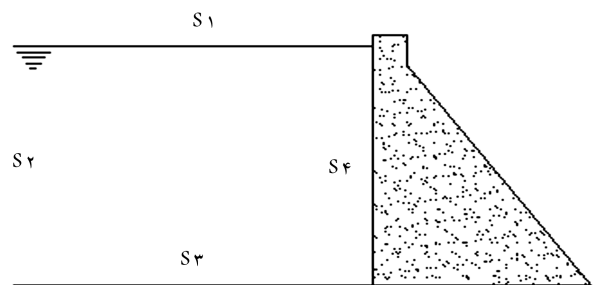
می‌یابد. به عبارتی تغییرات مقدار β همواره و همیشه، تابعی از کرنش‌های عمود بر ترک است. در مسیر باربرداری در ترک غیرچرخشی β به β_{max} برگردانده می‌شود. به عبارت دیگر، وقتی کرنش در نقطه‌ی گوس از کشش به فشار برسد، β در آن نقطه به دلیل آسیب‌دیدگی بتن، نهایتاً می‌تواند به مقدار β_{max} برسد. اما در ترک چرخشی فرض می‌شود که نقطه‌ی گوس حتی پس از آسیب‌دیدگی به بیشینه‌ی توان خود برسد ($\beta = 1$) و مانند بتن سالم در فشار مستقل از کشش عمل کند.

۲.۲. مدل اجزاء محدود سیستم سد - مخزن

روش‌های تحلیل سیستم سد - مخزن به روش اجزاء محدود، بسته به مدل‌سازی مخزن به دو روش لاگرانژی - اویاری و لاگرانژی - لاگرانژی طبقه‌بندی می‌شود. بیان معادله‌ی تعادل دینامیکی سیستم سد - مخزن برحسب تغییر مکان نقاط گره‌یی سبب ایجاد فرمول‌بندی واحدی در سیستم سد - مخزن می‌شود و با تعیین ماتریس سختی واحدی برای کل مجموعه، پاسخ تمام نقاط سیستم سد - مخزن را به دست می‌دهد. بدین منظور در پژوهش حاضر از روش لاگرانژی - لاگرانژی استفاده شده است.^[۲۶] استفاده از روش لاگرانژی - لاگرانژی لزوماً دقت مسئله را بالا نخواهد برد، ولی از درگیر بودن سیستم حل معادلات جلوگیری می‌کند و برای محاسبه‌ی اثر اندرکنش سد و مخزن به روش سعی و خطا نیازی نخواهد داشت.

شرایط مرزی سیستم سد - مخزن مطابق شکل ۷ در سطوح S1 تا S4 اعمال می‌شوند، که در آن S1 شرط مرزی امواج سطحی، S2 شرط مرزی انتشار امواج در مرز بالادست مخزن است که از شرط مرزی سامرفیلد استفاده می‌شود، S3 شرط مرزی کف مخزن است که برحسب میزان رسوبات رودخانه‌یی در کف مخزن مقداری از انرژی زلزله را جذب می‌کند، و S4 نیز شرط مرزی اندرکنش بین سد و مخزن است.^[۲۱] ماتریس جرم مورد استفاده در پژوهش حاضر به روش هینتون تعیین و به فرم یک ماتریس قطری است.^[۲۱] ماتریس سختی کل سیستم از سرهم کردن ماتریس سختی، نظیر: اجزاء سد، مخزن و المان‌های تماسی به دست می‌آید. در تشکیل ماتریس سختی المان‌های مخزن، مشکلاتی نظیر: مودهای جعلی به وجود می‌آید که برای رفع آن از توابع جریمه استفاده می‌شود. ویلسون و خلوتی (۱۹۹۱)، ماتریس سختی المان‌های سیال را با اعمال قید عدم چرخش در درایه‌های ماتریس کشسانی سیال به دست آوردند و برای جلوگیری از به وجود آمدن سختی کاذب ناشی از اعمال قید عدم چرخش، در پژوهش حاضر از انتگرال‌گیری کاهش‌یافته با تعداد نقاط گوس ۲ در ۲ استفاده شده است.^[۲۱]

محیط سد با المان‌های ۸ گره‌یی تنش مسطح با ۹ نقطه‌ی انتگرال‌گیری گوس و محیط مخزن با المان ۹ گره‌یی با ۴ نقطه‌ی گوس در حالت دوبعدی مدل شده است.



شکل ۷. سیستم سد - مخزن و مرزهای آن.

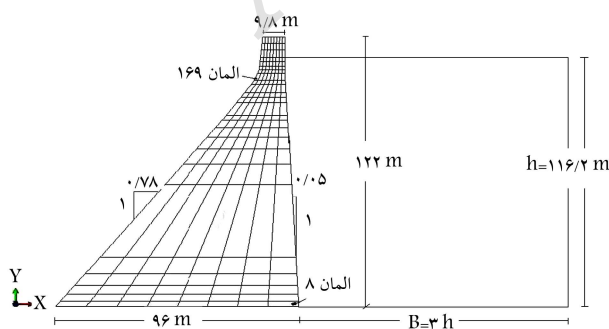
۳.۲. تحلیل دینامیکی

با توجه به رفتار غیرخطی سیستم مورد بررسی در پژوهش حاضر، برای حل معادله‌ی دینامیکی حرکت از روش‌های انتگرال‌گیری مستقیم استفاده شده است که از میان آنها، روش بوساک به دلیل ایجاد میرایی عددی در حل سیستم معادلات و قدرت حذف اثرات جعلی مودهای بالاتر، برای حل معادله‌ی دینامیکی انتخاب شده است. در پژوهش حاضر با توجه به گستردگی رفتار غیرخطی و نیز بالا بودن درجه آزادی سیستم سد - مخزن، از روش نیوتن - رافسون اصلاح شده جهت تحلیل غیرخطی سیستم استفاده شده است که در آن نیازی به اصلاح ماتریس سختی در هر تکرار از گام زمانی نبوده است.

۳. نتایج عددی

در پژوهش حاضر، به منظور تحلیل دینامیکی سیستم سد - مخزن براساس تئوری مطرح شده‌ی مذکور، برنامه‌ی رایانه‌یی به زبان فرترن تهیه و به کمک آن تحلیل دینامیکی سد پایین‌فالت انجام شده است که از نوع بتنی وزنی با طول تاج ۵۶۰ متر بوده است. سازه‌ی سد از ۳۷ مونولیت به عرض ۱۵/۲ متر تشکیل شده است که بلندترین آن که در پژوهش حاضر از آن استفاده شده است، ۱۲۲ متر است و بیشینه‌ی تراز سطح آب نسبت به کف سد برابر با ۱۱۶/۲ متر بوده است. در مدل‌سازی به روش اجزاء محدود، طولی از مخزن که در مش اجزاء محدود در نظر گرفته شده است، ۳ برابر ارتفاع آن است.^[۲۶] سایر مشخصات سد در شکل ۸ مشاهده می‌شود.

در شروع کلیه‌ی تحلیل‌ها، محیط سد و مخزن ایزوتروپ و همگن فرض شده و وزن مخصوص، نسبت پواسون، مدول کشسانی و مقاومت کششی بتن در سازه‌ی سد به ترتیب برابر با $2450 \left(\frac{kg}{m^3}\right)$ و 0.2 و 22400 (MPa) و 2 (MPa) بوده و انرژی شکست بتن و β_{max} به ترتیب برابر با $250 \frac{N}{mm}$ و 0.35 انتخاب شده‌اند.^[۲۱] همچنین چگالی و مدول بالک آب مخزن نیز به ترتیب $1000 \frac{kg}{m^3}$ و 0.2 و 1000 (GPa) می‌باشد.



شکل ۸. مقطع بزرگ‌ترین مونولیت سد پایین‌فالت و مش اجزاء محدود آن.

۴. آنالیز سد پایین فلت

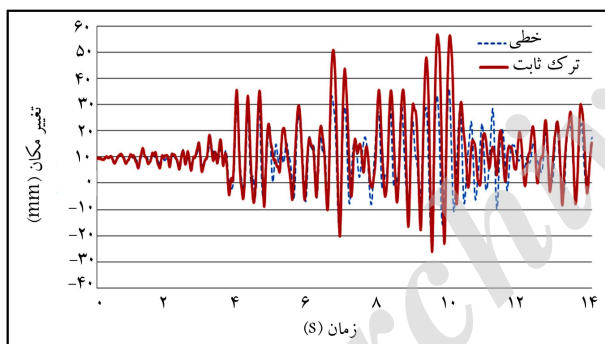
۱.۴. حالت مخزن خالی

به منظور بررسی اثرات غیرخطی ناشی از ترک خوردگی بتن بدنه سد، ابتدا تغییر مکان تاج سد در دو حالت ترک ثابت و چرخان تحت اثر وزن و مؤلفه‌ی S_{۶۹E} شتاب زلزله‌ی تافت در شکل‌های ۱۱ و ۱۲ مقایسه شده‌اند.

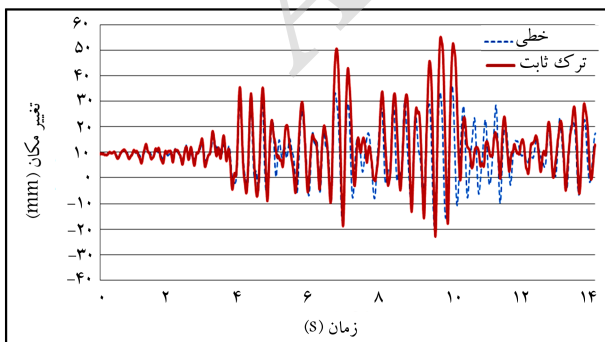
همان‌طور که نتایج نشان می‌دهند، بیشینه‌ی تغییر مکان غیرخطی تاج سد بیشتر از بیشینه‌ی تغییر مکان همان نقطه از سد در حالت خطی است و از طرفی تغییر مکان‌های تاج سد محاسبه شده براساس دو الگوی ترک ثابت و چرخان انطباق زیادی بر هم دارند و بیشینه‌ی تغییر مکان غیرخطی تاج سد در روش ثابت بیشتر از روش چرخان است.

تنش‌های اصلی به وجود آمده تحت شتاب مؤلفه‌ی S_{۶۹E} زلزله‌ی تافت در نقطه‌ی گوس میانی المان‌های ۸ و ۱۶۹ سد در دو حالت ترک ثابت و چرخان در شکل‌های ۱۳ و ۱۴ مقایسه شده‌اند. در شکل‌های ۱۵ و ۱۶، تنش‌های بیشینه‌ی کششی و فشاری جسم سد در دو حالت ترک ثابت و ترک چرخان تحت اثر تحریک مؤلفه‌ی S_{۶۹E} زلزله‌ی تافت به صورت منحنی‌های هم‌تنش ارائه شده‌اند. نتایج نشان می‌دهند که محل ترک‌خوردگی منطبق بر محل تنش‌های بیشینه‌ی کششی سد است و در اجزاء متصل به پی هیچ ترکی به وجود نمی‌آید که این موضوع به دلیل ناچیز بودن تنش‌های اصلی کششی در المان‌های کف است که به عنوان مثال می‌توان به المان ۸ اشاره کرد.

در هر دو روش، اولین جوانه‌زنی ترک در ثانیه‌ی ۳/۹۳ و در اجزاء نزدیک به تغییر شیب پایین‌دست سد رخ می‌دهد. المان ۱۶۹ در هر دو روش ترک ثابت و



شکل ۱۱. تغییر مکان افقی تاج سد در حالت مخزن خالی تحت تحریک مؤلفه‌ی S_{۶۹E} زلزله‌ی تافت براساس الگوی ترک ثابت.

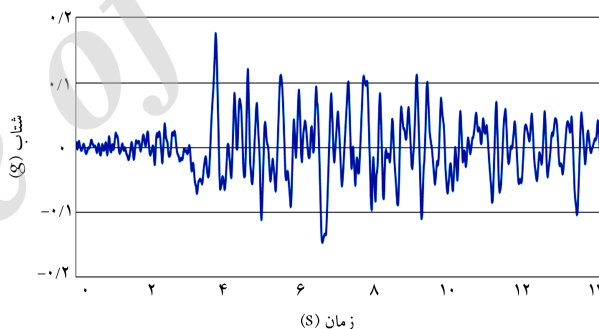


شکل ۱۲. تغییر مکان افقی تاج سد در حالت مخزن خالی تحت تحریک مؤلفه‌ی S_{۶۹E} زلزله‌ی تافت براساس الگوی ترک چرخان.

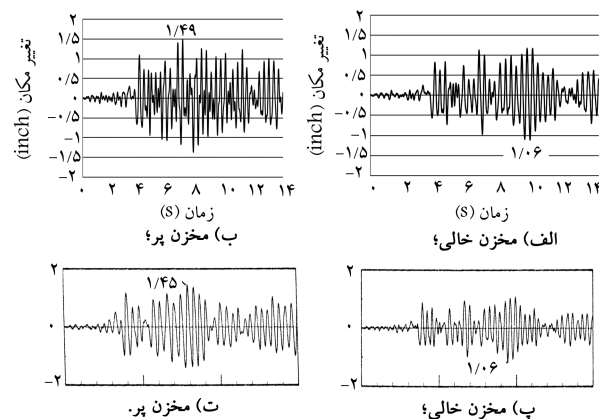
۲/۰۷ در نظر گرفته شده است. ضریب میرایی مودهای ارتعاشی مؤثر سد و مخزن به ترتیب برابر با ۵ و ۱ درصد است و در کلیه‌ی تحلیل‌ها فقط اثر وزن و بار زلزله در نظر گرفته شده است. به منظور بارگذاری لرزه‌ی سد پایین فلت از مؤلفه‌ی افقی زلزله‌ی تافت لینکلن^۲ که در سال ۱۹۵۲ توسط شتاب‌نگاشت ایستگاه کرن‌کانتی^۳ ثبت شده است (شکل ۹)، استفاده و برای تحلیل غیرخطی نیز ضریب افزاینده‌ی ۱/۵ در نظر گرفته شده است. بیشینه‌ی شتاب فوق برابر با $g/179$ در جهت بالادست - پایین‌دست سد بوده است. به منظور بررسی صحت تحلیل‌های صورت گرفته، آنالیز حساسیت انجام شده و در آن مدل مناسب مش اجزاء محدود سیستم سد - مخزن شناسایی شده و Δt نیز با توجه به دوره‌ی تناوب طبیعی سیستم حساسیت، برابر با 0.02 ثانیه در نظر گرفته شده است.

علاوه بر این، برای بررسی صحت عملکرد برنامه‌ی رایانه‌ی تهیه شده در مدل‌سازی سیستم سد - مخزن، تغییر مکان خطی تاج سد در دو حالت مخزن خالی و مخزن پر بدون در نظر گرفتن اثر جذب کف، تحت شتاب زلزله‌ی تافت با نتایج فنوس و چوپرا، در شکل ۱۰ مقایسه شده است.^[۴]

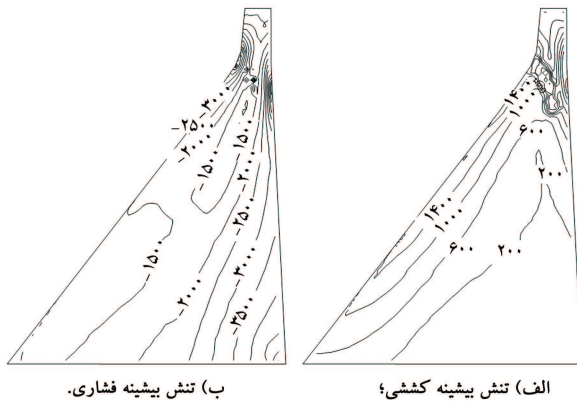
مطابق شکل مذکور، تطابق خوبی بین نتایج بیشینه‌ی پژوهش حاضر و مرجع مذکور وجود دارد. اختلاف جزئی در نتایج ذکر شده را عمدتاً می‌توان به تفاوت مدل‌سازی سد و مخزن با المان‌های ۴ گره‌ی و نیز المان‌های نیمه بی‌نهایت مخزن برای اقتناع شرایط مرزی بالادست نسبت داد. ضمن اینکه تعداد کل گره‌های مش اجزاء محدود سیستم سد - مخزن در پژوهش حاضر و مرجع یاد شده یکسان نیست. در پژوهش حاضر، کلیه‌ی تنش‌ها و کرنش‌های کششی مثبت فرض شده‌اند.



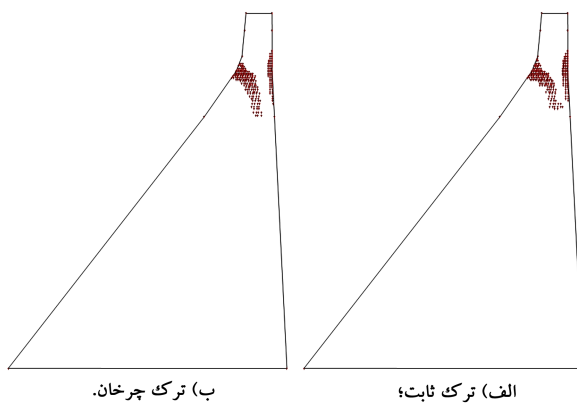
شکل ۹. مؤلفه‌ی افقی S_{۶۹E} زلزله‌ی تافت لینکلن ثبت شده توسط شتاب‌نگاشت ایستگاه کرن‌کانتی.



شکل ۱۰. تغییر مکان افقی تاج سد تحت تحریک مؤلفه‌ی S_{۶۹E} زلزله‌ی تافت بدون اثر وزن سد و مخزن؛ الف و ب) تحقیق حاضر، پ و ت) فنوس و چوپرا.^[۴]



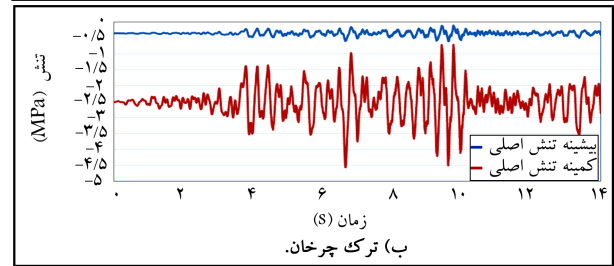
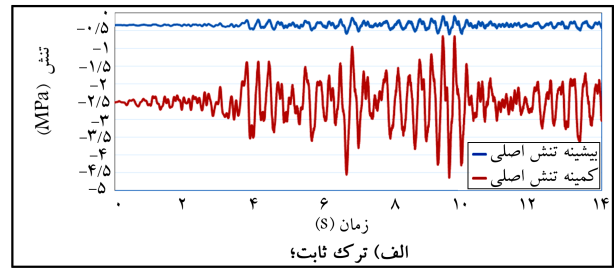
شکل ۱۶. تنش‌های بیشینه کششی و فشاری بدنه‌ی سد در حالت مخزن خالی بر حسب کیلوپاسکال تحت تحریک مؤلفه‌ی S69E زلزله‌ی تافت براساس الگوی ترک چرخان.



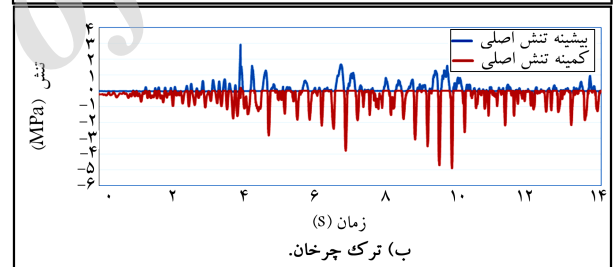
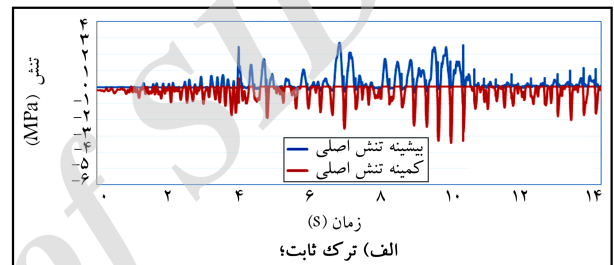
شکل ۱۷. توزیع ترک در بدنه‌ی سد در حالت مخزن خالی تحت تحریک مؤلفه‌ی S69E زلزله‌ی تافت.

ترک چرخان در لحظه‌ی ۳/۳۹ ثانیه شروع به ترک خوردن می‌کند. در المان‌های مذکور، تنش‌های فشاری براساس الگوی ترک چرخان بیشتر از تنش‌های فشاری براساس الگوی ترک ثابت محاسبه می‌شوند و تنش‌های کششی براساس الگوی ترک چرخان کمتر از تنش‌های کششی براساس ترک ثابت محاسبه می‌شوند که این موضوع به دلیل تفاوت بین تعریف ضریب انتقال برش در دو روش است. در روند تحلیل سازه مشاهده شده است که این افزایش و کاهش تنش‌ها، کاملاً وابسته به الگوی باربرداری و بارگذاری است؛ یعنی هنگام بسته شدن ترک در روش ترک چرخان برش می‌تواند به بیشینه‌ی مقدار خود برسد، ولی در روش ترک ثابت برش فقط می‌تواند به مقدار بیشینه‌ی خود یعنی β_{max} دست یابد. این تغییر در مقادیر باربرداری - بارگذاری منجر به تغییر در مقادیر تنش‌های کششی و فشاری می‌شود.

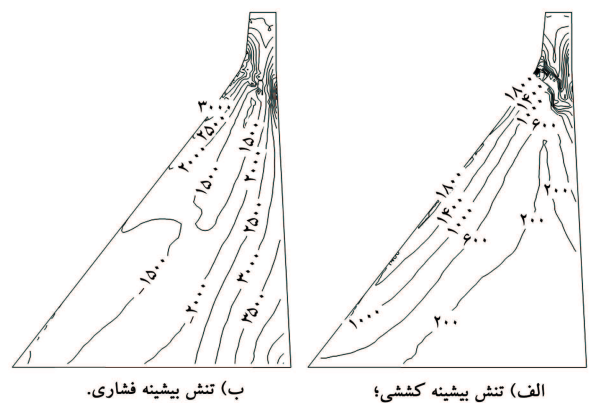
تعداد کل نقاط گوس خورده در روش ترک ثابت ۲۴۸ نقطه و در روش ترک چرخان ۲۴۰ نقطه است. همچنین مقدار تغییر مکان ماندگار باقی‌مانده در تاج سد روش‌های ترک ثابت و چرخان به ترتیب برابر ۰/۶ و ۰/۵ میلی‌متر است. در شکل ۱۷، پروفیل کلی توزیع ترک در بدنه‌ی سد در پایان تحلیل، برای دو حالت ترک ثابت و ترک چرخان در حالت مخزن خالی با هم مقایسه شده است. همان‌طور که اشاره شده است، دو روش مذکور در تعداد نقاط ترک خورده با هم اختلاف دارند، ولی مسیر رشد ترک در هر دو روش تقریباً مشابه به هم است. روش ترک ثابت



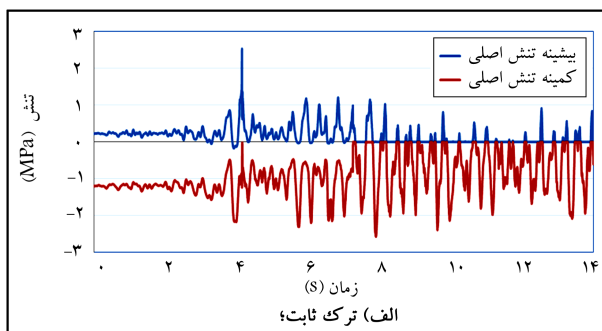
شکل ۱۳. تنش‌های اصلی در نقطه‌ی گوس میانی المان ۸ سد در حالت مخزن خالی تحت تحریک مؤلفه‌ی S69E زلزله‌ی تافت.



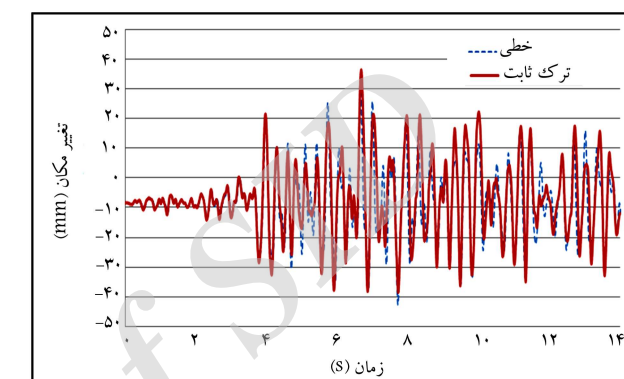
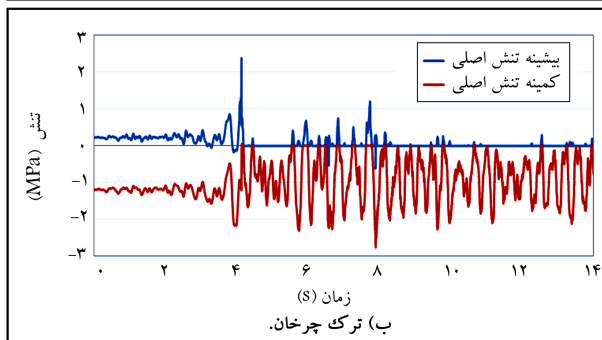
شکل ۱۴. تنش‌های اصلی در نقطه‌ی گوس میانی المان ۱۶۹ سد در حالت مخزن خالی تحت تحریک مؤلفه‌ی S69E زلزله‌ی تافت.



شکل ۱۵. تنش‌های بیشینه کششی و فشاری بدنه‌ی سد در حالت مخزن خالی بر حسب کیلوپاسکال تحت تحریک مؤلفه‌ی S69E زلزله‌ی تافت براساس الگوی ترک ثابت.

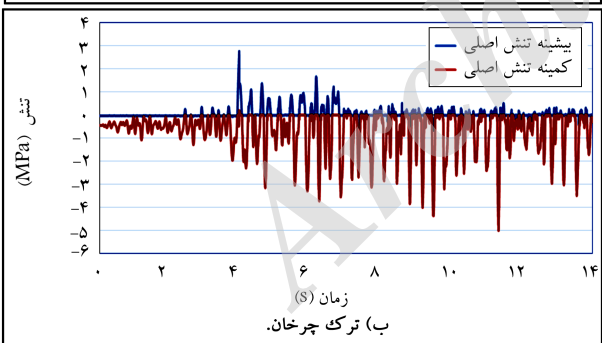
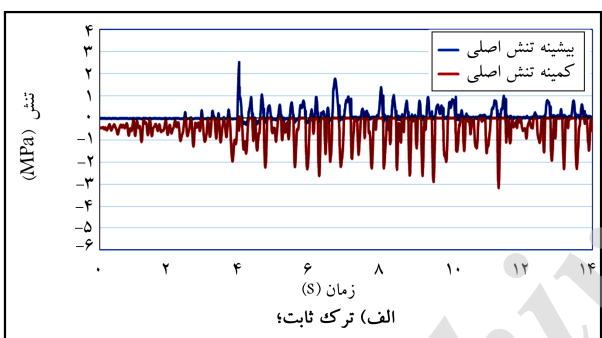


شکل ۱۸. تغییر مکان افقی تاج سد در حالت مخزن پر تحت تحریک مؤلفه‌ی S69E زلزله‌ی تافت براساس الگوی ترک ثابت.



شکل ۱۹. تغییر مکان افقی تاج سد در حالت مخزن پر تحت تحریک مؤلفه‌ی S69E زلزله‌ی تافت براساس الگوی ترک چرخان.

شکل ۲۰. تنش‌های اصلی در نقطه‌ی گوس میانی المان شماره‌ی ۸ سد در حالت مخزن پر تحت تحریک مؤلفه‌ی S69E زلزله‌ی تافت.



شکل ۲۱. تنش‌های اصلی در نقطه‌ی گوس میانی المان شماره‌ی ۱۶۹ سد در حالت مخزن پر تحت تحریک مؤلفه‌ی S69E زلزله‌ی تافت.

در المان ۸، ترک در هر دو روش ترک ثابت و چرخان از لحظه‌ی ۴/۰۷ ثانیه شروع می‌شود. المان ۱۶۹، نیز در هر دو روش در لحظه‌ی ۳/۹۴ ثانیه شروع به ترک خوردن می‌کند. مشاهده می‌شود که در المان‌های مذکور، تنش‌های فشاری که براساس الگوی ترک چرخان محاسبه می‌شوند، بیشتر از تنش‌های فشاری محاسبه شده براساس الگوی ترک ثابت هستند. این موضوع در مورد تنش‌های کششی

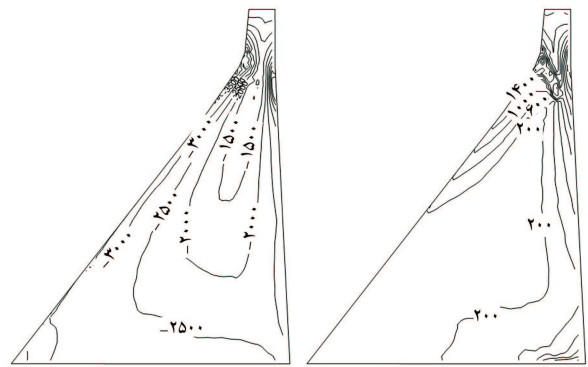
نسبت به روش چرخان هم‌گرایی بهتری داشته است و در تعداد تکرارهای کمتری، در روش نیوتن رافسون اصلاح شده، هم‌گرا می‌شود. در هیچ‌کدام از دو روش مذکور، قفل شدگی تنش در المان‌ها مشاهده نشده است. در روش ترک ثابت، انرژی زلزله‌ی وارده در ۲۱ نقطه‌ی گوس توانست ترک دوم به وجود آورد که تمامی این نقاط در نزدیکی تغییر شیب پایین دست سد است. همچنین ترک دوم در المان‌هایی رخ داده است که تقریباً به‌طور کامل ترک خورده و نرم شده بودند.

۲.۴. سد در حالت مخزن پر

به منظور بررسی اثرات غیرخطی بودن ناشی از ترک خوردگی بتن بدنه‌ی سد، ابتدا تغییر مکان تاج سد در دو حالت ترک ثابت و چرخان تحت مؤلفه‌ی S69E شتاب زلزله‌ی تافت و برای مخزن سد با ضریب جذب کف برابر با ۰/۸۱۷ در شکل‌های ۱۸ و ۱۹ مقایسه شده است. همانند قسمت قبل، بیشینه‌ی تغییر مکان غیرخطی تاج سد بیشتر از بیشینه‌ی تغییر مکان همان نقطه از سد در حالت خطی است و از طرفی تغییر مکان‌های تاج سد محاسبه شده براساس دو الگوی ترک ثابت و چرخان انطباق زیادی بر هم دارند.

تنش‌های اصلی به وجود آمده تحت شتاب مؤلفه‌ی S69E زلزله‌ی تافت در نقطه‌ی گوس میانی المان‌های ۸ و ۱۶۹ سد در دو حالت ترک ثابت و چرخان در شکل‌های ۲۰ و ۲۱ مقایسه شده‌اند. تنش‌های بیشینه‌ی محاسبه شده‌ی کششی و فشاری بدنه‌ی سد در دو حالت ترک ثابت و ترک چرخان تحت اثر تحریک مؤلفه‌ی S69E زلزله‌ی تافت در شکل‌های ۲۲ و ۲۳ نشان داده شده است.

دو روش تقریباً مشابه با هم است. در روش ترک ثابت، انرژی زلزله‌ی وارده در ۱۴ نقطه‌ی گوس توانست ترک دومی را به وجود آورد که تمامی این نقاط در نزدیکی تغییر شیب پایین دست سد هستند. همچنین می‌توان گفت که ترک دوم در المان‌هایی رخ داده است که تقریباً به‌طور کامل ترک خورده و نرم شده بودند. علاوه بر این، قفل شدگی تنش در المان‌ها مشاهده نشده و مقدار تغییر مکان ماندگار باقی‌مانده در تاج سد مطابق روش‌های ترک ثابت و چرخان به ترتیب برابر ۰/۷ و ۰/۶ میلی‌متر است. در روش ترک ثابت، تعداد نقاط ترک‌خورده بیشتر از ترک چرخان است و از آنجا که ضابطه‌ی جوانه‌زنی ترک براساس انرژی کرنشی بیشینه رخ می‌دهد، مشاهده می‌شود که المان‌های مجاور بیشتری نسبت به المان نرم‌شده ترک می‌خورند، لذا این باز توزیع نیرو در روش ترک ثابت نسبت به روش ترک چرخان بیشتر است. در روش ترک ثابت، باز توزیع انرژی مذکور، صرف جذب انرژی کرنشی به منظور افزایش تنش‌های برشی برای ایجاد ترک دوم در همان نقطه‌ی گوس ترک خورده می‌شود. به‌طور کلی می‌توان گفت که انرژی شکست آزاد شده ناشی از ترک اول اگر نتواند ترک دوم را در همان نقطه ایجاد کند، به جای آن محدوده‌ی بیشتری از المان‌های مجاور را نرم می‌کند.



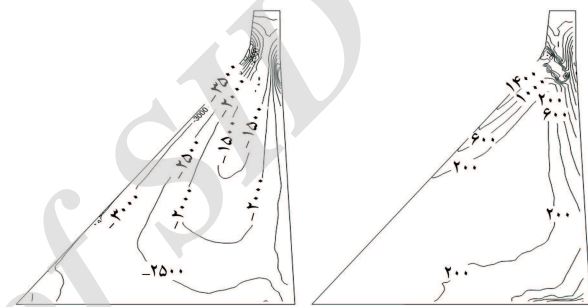
الف) تنش بیشینه کششی؛ ب) تنش بیشینه فشاری.

شکل ۲۲. تنش‌های بیشینه‌ی کششی و فشاری بدنه‌ی سد در حالت مخزن پر بر حسب کیلوپاسکال تحت تحریک مؤلفه‌ی $S69E$ زلزله‌ی تافت براساس الگوی ترک ثابت.

۵. نتیجه‌گیری

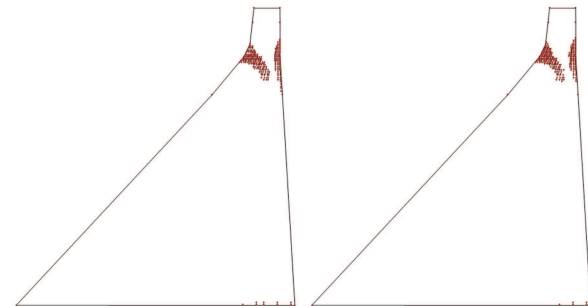
براساس تحلیل‌های صورت گرفته، این نتایج قابل بیان است:

۱. نتایج هر دو نوع مدل‌سازی ترک اندود چرخان و ثابت در بسیاری از نقاط آسیب دیده‌ی جسم سد به‌طور تقریباً متناسبی بر هم منطبق هستند. این نتایج تا حدی به پارامترهای وابسته به مدل‌سازی ترک اندود چرخشی و ثابت بستگی دارد.
۲. نتایج محاسبات در دو روش مذکور، اختلاف اندکی در تعداد نقاط ترک خورده با هم دارند. علاوه بر این، مسیر رشد ترک در دو روش تا حد زیادی مشابه هم هستند.
۳. تغییر مکان تاج سد در تحلیل غیرخطی براساس دو الگوی ترک ثابت و چرخان نسبت به تغییر مکان همان نقطه در حالت خطی بیشتر است و بر هم انطباق زیادی دارند. این موضوع به میزان زیادی به مدل‌سازی میرایی داخلی سیستم در حالت خطی و غیرخطی بستگی دارد.
۴. تنش‌های فشاری که براساس الگوی ترک چرخان محاسبه می‌شوند، بیشتر از تنش‌های فشاری محاسبه شده براساس الگوی ترک ثابت هستند. این موضوع در مورد تنش‌های کششی برعکس است. این افزایش و کاهش تنش‌ها، کاملاً وابسته به الگوی باربرداری و بارگذاری است.
۵. بیشینه‌ی تغییر مکان غیرخطی تاج سد در روش ترک ثابت نسبت به روش ترک چرخان بیشتر است. به‌طور کلی هر یک از دو روش که ترک‌خوردگی بیشتری را سبب شود، تغییر مکان ماندگار بیشتری را سبب می‌شود.
۶. روش ترک ثابت نسبت به روش ترک چرخان، هم‌گرایی بهتری دارد و تعداد تکرارها در گام‌های زمانی مختلف کمتر است.
۷. باز توزیع نیرو در روش ترک ثابت نسبت به روش ترک چرخان متفاوت است. در روش ترک ثابت، باز توزیع مذکور، صرف ایجاد جذب انرژی کرنشی برای ایجاد ترک دوم در همان نقطه‌ی گوس ترک خورده می‌شود.
۸. پروفیل ترک خوردگی بدنه‌ی سد در حالت مخزن پر و خالی باهم متفاوت است، ولی تفاوت‌های موجود در نتایج به‌دست آمده از مدل‌های مختلف ترک، در هر دو حالت مخزن پر و خالی مشابه هم است.



الف) تنش بیشینه کششی؛ ب) تنش بیشینه فشاری.

شکل ۲۳. تنش‌های بیشینه‌ی کششی و فشاری بدنه‌ی سد در حالت مخزن پر بر حسب کیلوپاسکال تحت تحریک مؤلفه‌ی $S69E$ زلزله‌ی تافت براساس الگوی ترک چرخان.



الف) ترک ثابت؛ ب) ترک چرخان.

شکل ۲۴. توزیع ترک در بدنه‌ی سد در حالت مخزن پر تحت تحریک مؤلفه‌ی $S69E$ زلزله‌ی تافت.

برعکس است. علاوه بر این نتایج نشان می‌دهند که در هر دو روش، اولین جوانه‌زنی ترک در ثانیه‌ی ۳/۹۴ و در اجزاء نزدیک به تغییر شیب پایین دست سد رخ می‌دهد. تعداد کل نقاط گوس ترک خورده در روش ترک ثابت ۲۶۴ و در روش ترک چرخان ۲۵۹ است.

در شکل ۲۴، پروفیل کلی توزیع ترک در بدنه‌ی سد در پایان تحلیل، برای دو حالت ترک ثابت و ترک چرخان در حالت مخزن پر نمایش داده شده است. دو روش مذکور در تعداد نقاط ترک خورده با هم اختلاف دارند، ولی مسیر رشد ترک در هر

پانوشتها

1. pine flat
2. Taft Lincoln
3. Kern county

(References) منابع

1. Westergaard, H.M. "Water pressure on dams earthquakes", *Transactions of the American Society of Civil Engineers (ASCE)*, **98**(2), pp. 418-433 (1933).
2. Bettess, P. and Zienkiewicz, O.C. "Coupled hydrodynamic response of concrete gravity dam using finite and infinite elements", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **6**(4), pp. 363-383 (1978).
3. Chakrabarti, P. and Chopra, A.K. "Hydrodynamic pressure and response of gravity dams to vertical earthquake component", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **1**(4), pp. 325-335 (1973).
4. Fenves, G. and Chopra, A.K. "Effect of reservoir bottom absorption on earthquake response of concrete gravity dams", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **11**(6), pp. 809-829 (1983).
5. Chopra, A.K., *Earthquake Response of Concrete Gravity Dams*, Proc., ASCE, EM4 (1970).
6. Rashid, Y.R. "Analysis of prestressed concrete pressure vessels", *Nuclear Engineering and Design*, **7**(4), pp. 334-344 (1968).
7. Bhattacharjee, S.S. and Leger, P. "Seismic cracking and energy dissipation in concrete gravity dams", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **22**(11), pp. 991-1007 (1993).
8. Bhattacharjee, S.S. and Leger, P. "Application of NLFM models to predict cracking in concrete gravity dams", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, **120**(4), pp. 1255-1271 (1994).
9. Bazant, Z.P. and Oh, B.H. "Crack band theory for fracture of concrete", *Materiaux et Constructions (Materials and Structures)*, **16**(3), pp. 155-177 (1983).
10. Cai, Q. "Finite element modeling of Cracking in gravity dams", Ph.D. Thesis, University of Pretoria (2007).
11. Rots, J.G. and De Borst, R. "Analysis of mixed-mode fracture in concrete", *J. Engineering Mech. (ASCE)*, **113**(11), pp. 1739-1758 (1987).
12. De Borst, R. and Nauta, P. "Non-orthogonal cracks in a smeared finite element model", *Engineering Computations*, **2**(3), pp. 35-46 (1985).
13. Pal, W. "Seismic cracking of concrete gravity dams", *J. of Structural Division*, **102**(9), pp. 1827-1844 (1976).
14. Mlakar, P.F. "Nonlinear response of concrete gravity dams to strong earthquake-induced ground motion", *Computers and Structures*, **26**(1-2), pp. 165-173 (1987).
15. Vargas-Loli, L. and Fenves, G. "Effects of concrete cracking on the earthquake response of gravity dams", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **18**(4), pp. 575-592 (1989).
16. El-Aidi, B. and Hall, J.F. "Non-linear earthquake response of concrete gravity dams, part 1: Modeling", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **18**(6), pp. 837-851 (1989).
17. Hall, J.F. "Efficient nonlinear seismic analysis of arch dams", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **27**(12), pp. 1425-1444 (1998).
18. Espandar, R., Lotfi, V. and Razaqpur, G. "Influence of effective parameters of non-orthogonal smeared crack approach in seismic response of concrete arch dams", *Canadian Journal of Civil Engineering*, **30**(5), pp. 890-901 (2003).
19. Vaseghi Amiri, J. and Ahmadi, M.T. "Nonlinear dynamic analysis of tension-shear failure in gravity dams including hydrodynamic interaction due to seismic loads", Ph.D Thesis, Tarbiat Modares Univesity (1997).
20. Ghaemian, M. and Ghobarah, A. "Nonlinear seismic response of concrete gravity dams with Dam-reservoir interaction", *Journal of Engineering Structures*, **21**(4), pp. 306-315 (1999).
21. Mirzabozorg, H. and Ghaemian, M. "Three dimensional nonlinear seismic analysis of concrete dams including dam-reservoir interaction", Ph.D. Thesis, Sharif University (2003).
22. Mirzabozorg, H. and Ghaemian, M. "Nonlinear behavior of mass concrete in three-dimensional problems using a smeared crack approach", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **34**(3), pp. 247-269 (2005).
23. Calayir, Y. and Karaton, M. "Seismic fracture analysis of concrete gravity dams including Dam-reservoir interaction", *Computers and Structures*, **83**(19-20), pp. 1595-1606 (2005).
24. Espandar, R. and Lotfi, V. "Comparison of non-orthogonal smeared crack and plasticity models for dynamic analysis of concrete arch dams", *Computers and Structures*, **81**(14), pp. 1461-1474 (2003).
25. Guanglun, W., Pekau, O.A., Chuhan, Z. and Shaomin, W. "Seismic fracture analysis of concrete gravity dams based on nonlinear fracture mechanics", *Engineering Fracture Mechanics*, **65**(1), pp. 67-87 (2000).
26. Kalani Sarokolayi, L., Navayi Neya, B. and Vaseghi Amiri, J. "Nonlinear dynamic analysis of concrete gravity dams considering rotational component of ground motion", *Int. j. of Civil Engineering*, **13**(1), pp. 16-29 (2015).
27. Gharib, F. and Tinawi, R. "An application of damage mechanics for seismic analysis of concrete gravity dam", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **24**(2), pp. 157-173 (1995).

28. Gunn, R.M. "Non-linear design and safety analysis of arch dams using damage mechanics, part 1: Formulation", *International Journal of Hydropower and Dams*, **2**, pp. 64-74 (2001).
29. Navayi Neya, B. "Mathematical modeling of concrete gravity dams under earthquake loading considering construction joints", Ph.D. Thesis, Moscow Power Engineering Institute (1998).
30. Valliappan, S., Yazdchi, M. and Khalili, N. "Earthquake analysis of gravity dams based on damage mechanics concept", *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, **20**(10), pp. 725-751 (1996).
31. Navayi Neya, B. and Ahmadi, M.T. "Hydrodynamic analysis of dam-reservoir using Lagrangian approach", M.S. Thesis, Amirkabir University (1990).

Archive of SID