

تحلیل غیرخطی سدهای بتنی وزنی تحت حرکت نرمال ریزگسل ساختگاه

مهدی علیجانی اردشیر^۱، بهرام نوایی نیا^{۲*}، محمدتقی احمدی^۳

۱- دانشجوی دکتری مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل، بابل، ایران

۲- دانشیار، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل، بابل، ایران

۳- استاد، دانشگاه تربیت مدرس، تهران، ایران

چکیده

یکی از عوامل تاثیرگذار در پیش بینی رفتار سدهای بتنی که کمتر مورد توجه قرار گرفته، وجود ریزگسلها در بستر سدها و تاثیر حرکت آن بر سدها می باشد که منجر به رفتار غیرخطی و پیچیده تر شدن تحلیل سیستم سد-پی-مخزن می شود. هدف این تحقیق، تحلیل غیرخطی سدهای بتنی وزنی با احتساب تغییر مکان ناشی از حرکت نرمال ریزگسلها در پی سد می باشد. بدین منظور سیستم سد-پی-مخزن به روش لاگرانژی مدل سازی و تحلیل به روش المان محدود صورت پذیرفته که در آن برای مدل سازی ترک در سد و پی بر مبنای مکانیک شکست غیرخطی از مدل ترک اندود چرخان استفاده گردیده است. برای مدل سازی حرکت ریزگسل از روش گره های مجزا و دو روش دیگر متکی بر المان تماسی شامل روش میان لایه و تکنونیک، استفاده و تاثیر موقعیت و زاویه قرارگیری آن مورد بررسی قرار گرفته است. به منظور بررسی نتایج، پاسخ های تغییر مکان تاج سد و نیز پروفیل ترک خوردگی در جسم یک سد بتنی وزنی به عنوان نمونه ارائه گردیده است. نتایج نشان می دهد که حتی تغییر مکان کم ریزگسلها سبب ایجاد ترک در بدنه ی سد شده و می تواند پایداری و ایمنی سدهای بتنی را تا حدود زیادی به مخاطره اندازد. علاوه بر این روش میان لایه نسبت به دو روش دیگر مناسب تر بوده و ضعف روش گره های مجزا در مدل سازی ناپوستگی پی را برطرف نموده و همچنین نسبت به روش تکنونیک مکانیسم واقع بینانه تری از اعمال حرکت ریزگسل در پی را ارائه می دهد.

کلمات کلیدی: تحلیل غیرخطی، سد بتنی وزنی، حرکت نرمال گسل، مدل ترک اندود.

*نویسنده مسئول: بهرام نوایی نیا

پست الکترونیکی: navayi@nit.ac.ir

تاریخ دریافت مقاله: ۱۳۹۴/۱۱/۰۵، تاریخ پذیرش مقاله: ۱۳۹۵/۰۵/۳۰

۱- مقدمه

با توجه به اهمیت نقش سد در توسعه و عمران کشورها و از طرفی با توجه به رشد فزاینده ساخت سد در دنیا، توجه خاصی به مقوله ساخت سد در جهان معطوف گردیده است. تاکنون مطالعات گسترده‌ای در مقوله تأمین ایمنی و پایداری سدها صورت گرفته است که این موضوع همواره تحت تأثیر پیشرفت روش‌های عددی در مدل‌سازی می‌باشد. بدلیل پیچیدگی‌های هندسی و بارگذاری، برای تحلیل سیستم سد-پی-مخزن عمدتاً از روش المان محدود استفاده می‌شود که در آن اثر پارامترهای مختلفی نظیر اندرکنش سازه‌ی سد با سیال و پی آن و رفتار غیرخطی سیستم سد-پی-مخزن می‌تواند مورد بررسی قرار گیرد. با توجه به اهمیت رفتار غیرخطی، کارهای بسیار زیادی در چند دهه‌ی اخیر صورت گرفته است که با توجه به موضوع تحقیق حاضر، بررسی و مطالعه تحقیقات پیشین، بر روی کارهای غیرخطی دیگران متمرکز گردیده است.

به دلیل ایجاد ترک‌های کششی در بتن، سدهای بتنی مستعد بروز و گسترش ترک بوده و در نتیجه لزوم تحلیل غیرخطی در این سازه‌ها اجتناب‌ناپذیر می‌گردد. روش‌های اولیه تحلیل‌های غیرخطی به دلیل عدم دقت در بیان میدان‌های تنش در اطراف نوک ترک با تقریب زیادی همراه بوده و به منظور مدل‌سازی واقعی‌تر ترک، از بین روش‌های مختلف مدل‌سازی رفتار غیرخطی بتن، استفاده از تئوری مکانیک شکست غیرخطی به علت مدل کردن نرم شونده‌ی ترک، در اطراف نوک ترک، در سدهای بتنی مناسب بنظر می‌رسد. رشید در سال ۱۹۶۸ برای اولین بار از مدل ترک اندود با استفاده از ضوابط مکانیک شکست برای بیان فرایند شکست مصالح استفاده [۱] و پس از ایشان محققین، بررسی‌های زیادی روی پارامترهای تأثیرگذار بر روی ترک اندود انجام دادند که از جمله آن می‌توان به بررسی تأثیر هر مود بر شکست توسط روت و بورست [۲] و همچنین استفاده از معیارهای مبتنی بر انرژی و تنش دو محوره برای بررسی جوانه‌زنی ترک توسط بتاچارجی و لگر [۳] اشاره نمود.

در ادامه واثقی و احمدی به بررسی رفتار لرزه‌ای سد بتنی وزنی با استفاده از مبانی مکانیک شکست غیرخطی و در نظر گرفتن اندرکنش سد و مخزن پرداختند. ایشان نشان دادند که قفل‌شدگی تنش در لبه‌های المان ترک‌خورده با استفاده از مدل ترک اندود چرخان به طور قابل ملاحظه‌ای کاهش می‌یابد [۴]. میرزابزرگ و قائمیان رفتار غیرخطی سد قوسی را با استفاده از مدل‌های ترک اندود و مکانیک تخریب مورد بررسی قرار دادند. برای هر دو مدل ارائه شده نشان داده شد که ترک در کل المان به طور یکنواخت پخش می‌شود و می‌توان از پاسخ متوسط المان برای بررسی پارامترهای موثر بر مسئله استفاده نمود [۵ و ۶]. کای با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی سدهای بتنی به بررسی پارامترهای موثر بر مدل‌های ترک ثابت چندجهته پرداخت. ایشان از ایده ضریب انتقال برش استفاده نموده که در واقع بیان‌کننده تغییرات مقاومت برشی سطوح ترک برحسب کرنش نرمال بر ترک می‌باشد [۷]. کالایار و کاراتون، با استفاده از مدل ترک اندود چرخان و با در نظر گرفتن اثر اندرکنش سد و مخزن پاسخ غیرخطی سد بتنی وزنی را بدست آورده و نشان دادند که ترک خوردگی در محل تمرکز تنش مانند تغییرشیب پایین دست سد مشاهده می‌گردد [۸]. کلانی و نوائی‌نیا با استفاده از مدل ترک اندود غیرچرخشی و احتساب اترکنش سد-مخزن، سد پایین فلت را تحلیل غیرخطی نموده و نشان دادند که مولفه‌های دورانی زلزله، حسب مورد، می‌تواند سبب کاهش یا افزایش پاسخ‌های سد شود [۹]. مولفین مقاله حاضر با استفاده از مکانیک شکست غیرخطی مدل‌های مختلف ترک اندود را مورد مقایسه قرار داده و نتیجه گرفتند که مدل ترک اندود چرخشی نسبت به سایر مدل‌ها در محاسبه تنش در سدها بهتر عمل نموده و ارزیابی واقع‌بینانه‌تری از پروفیل ترک‌خوردگی در سدها ارائه می‌دهد [۱۰ و ۱۱].

حضور گسل فعال در زیر سایت سد سبب ایجاد تغییر مکان‌های ماندگار و در نتیجه موجب ترک‌خوردگی‌هایی در بدنه سدهای بتنی می‌شود. روش‌های گوناگونی برای مدل‌سازی رفتار گسل‌ها معرفی شده است که بعضی از این روش‌ها چندان کاربردی نمی‌باشند. یکی از اولین روش‌های معرفی گسل توسط گودمن صورت پذیرفته است. در این روش یک المان ۴ گرهی با ضخامت صفر به موازات صفحه گسل قرار می‌گیرد. این المان دارای سختی‌های متفاوتی در مقابل تنش‌های قائم و برشی می‌باشد و برای مدل کردن حرکت گسل سختی

برشی متغیر می‌باشد [۱۲]. اسمیت صفحه گسل را توسط جفت گره‌های مجاور معرفی کرده که جابه‌جایی نسبی هر جفت از این گره‌ها به وسیله شرایط مرزی تعیین می‌گردد، در حالی که جابه‌جایی متوسط این گره‌ها مستقیماً از محاسبه پاسخ بر اثر اعمال نیروها و جابه‌جایی‌ها بر شبکه المان محدود امکان‌پذیر است [۱۳]. جانگل و فریزر روش دیگری را پیشنهاد کردند که در آن جابه‌جایی گسل در گره‌ها، به وسیله المان‌های مختلف به‌گونه‌ای که مقدار آن برای هر المان مجاور هم برابر باشد، به اشتراک گذاشته می‌شود. ایشان اثر گسل را به صورت تغییراتی بر روی بردار نیروهای کل اعمال نمودند، بطوریکه این تغییرات بر روی ماتریس سختی کلی سازه انجام می‌پذیرفت [۱۴]. در ادامه ملوش و رافسکی با انجام تصحیحاتی بر روی کار جانگل، روش دیگری به نام روش گره‌های مجزا را معرفی کردند. این روش مزایای روش قبلی را دارا بوده، با این تفاوت که اصلاح بردار نیروها در مختصات محلی انجام می‌گیرد. این روش در مطالعه تغییرشکل‌های پوسته زمین بعد از وقوع زلزله بطور گسترده‌ای به کار رفته و نزدیکی نتایج حاصله با نتایج میدانی نشان از دقت این روش دارد [۱۵].

در مسائل مهندسی معمولاً از المان تماسی برای مدل‌سازی گسل استفاده و حرکت گسل به روش Master-Slave تعریف می‌شود. همپل از المان تماسی برای بررسی اثر گسل استفاده و به منظور بررسی کنترل لغزش در گسل از معیار موهر-کلمب استفاده کرد. ایشان در کار خود ضریب اصطکاک را ۰٫۴ و ضریب چسبندگی را صفر در نظر گرفته و از سرعت اولیه برای مدل کردن حرکت گسل استفاده نمود [۱۶]. در ادامه انگلر و همکارانش گسل جنوب تایوان را با استفاده از روش المان مجزا مدل‌سازی کردند. در این تحقیق گسل‌ها با زاویه‌های مختلف مدل‌سازی شده و با استفاده از رابطه موهر کلمب به بررسی مقادیر ضریب اصطکاک لازم برای لغزش گسل در سنگ‌های مختلف پرداخته و نشان دادند که این ضریب در بیشتر موارد یکسان و برابر با ۰٫۸۵ می‌باشد [۱۷]. رامانچارلا و همکاران با استفاده از روش اجزا کاربردی به مدل‌سازی لغزش گسل پرداخته و نشان دادند که این روش در پیش‌بینی رفتار سازه‌ها حتی در آستانه تخریب کامل دقت خوبی دارد [۱۸]. آریگا به منظور بررسی اثر گسل عبوری از زیر سدهای بتنی سه‌بعدی، آنالیز دینامیکی زیر را پیشنهاد نموده که در آن گسل و سایر درزهای موجود در بدنه سد با استفاده از المان تماسی مدل‌سازی شدند. ایشان برای اعمال شرایط مرزی، نصف پایین پی را صلب و نیمه دیگر پی را آزاد در نظر گرفته و به آن شتاب اعمال نموده تا بدین شکل بتواند حرکت گسل مسبب زلزله را مدل نماید [۱۹]. صادقان و قائمیان، جابه‌جائی ناشی از اثر گسل عبوری از زیر سدهای بتنی قوسی را با استفاده از نرم‌افزار آباکوس و به روش Master-Slave مدل‌سازی نموده و به بررسی تاثیر نوع گسل و راستای آن بر روی سد پرداختند [۲۰]. کریمی و قائمیان به بررسی رفتار غیرخطی سد بتنی وزنی در اثر حرکت گسل عبوری از زیر سد پرداخته و فرض کردند که محور گسل در امتداد محور سد قرار گیرد، بنابراین سد را بصورت دوبعدی و در حالت تنش مسطح بررسی و برای مدل‌سازی گسل از روش گره‌های مجزا استفاده نمودند [۲۱].

به دلیل عدم وجود سایت مناسب برای ساخت سد و شناسایی گسل‌های پنهان در زمین حین ساخت سد و فعال شناخته شدن گسل‌هایی که قبلاً غیرفعال شناسایی شده بودند و یا سایر عوامل اقتصادی و سیاسی و اجتماعی، سدهایی وجود دارند که بر روی گسل ساخته شده و یا ممکن است که در آینده ساخته شوند [۲۲]. به علاوه بدلیل وجود رفتار غیرخطی در اثر این جابه‌جایی‌ها و عدم مدل‌سازی با دقت کافی و شناخت نامناسب از رفتار گسل، تاکنون در محاسبات پایداری و تحلیل سدهای بتنی مدنظر قرار نگرفته است که بایستی روشی مناسب برای در نظر گرفتن اثر گسل به کار برده شود [۲۳]. در این تحقیق، منظور از ریزگسل در حقیقت گسل‌های فعال خزشی بوده و تنها قابلیت تغییر مکان داشته و نمی‌توانند مسبب زلزله باشند. هدف اصلی تحقیق حاضر تحلیل استاتیکی غیرخطی سد بتنی وزنی با در نظر گرفتن تغییر مکان‌های ناشی از ریزگسل عبوری از پی سد می‌باشد تا بتوان برای ارزیابی رفتار سدهای بتنی مورد استفاده قرار گیرد. بدین منظور برای مدل‌سازی گسل از دو روش گره‌های مجزا و المان تماسی استفاده نموده و با بررسی مزایا و معایب هر کدام، این دو روش مدل‌سازی با هم مقایسه می‌گردند.

۲- تئوری

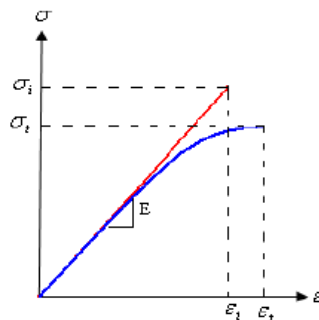
۲-۱- مدل ترک اندود

در این تحقیق به منظور تحلیل غیرخطی سیستم برای مدل‌سازی ترک خوردگی بتن به روش المان محدود از مدل ترک اندود چرخشی استفاده گردیده است. یک مدل مناسب برای مدل‌سازی ترک در تحلیل سدهای بتنی باید توانایی بررسی وضعیت المان در حالات زیر را دارا باشد:

الف) قبل از ترک خوردگی بتن: در این حالت رابطه بین تنش و کرنش در هر نقطه از جسم به صورت $\{\sigma\} = [D]\{\varepsilon\}$ بیان می‌شود که در آن $\{\sigma\}$ بردار تنش، $\{\varepsilon\}$ بردار کرنش و $[D]$ ماتریس الاستیسیته مصالح در حالت تنش صفحه‌ای با رفتار خطی و ایزوتروپیک می‌باشد. ب) ضابطه جوانه‌زنی ترک: با در نظر گرفتن سطح زیر منحنی تنش-کرنش تک محوری جسم در کشش تا نقطه ماکزیمم بار مطابق شکل ۱، ضابطه جوانه‌زنی ترک با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی بتن در محدوده بار نهائی و اثر تنش دو محوره، مطابق رابطه ۱ به دست می‌آید [۴].

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

در رابطه فوق σ_1 و σ_2 تنش‌های اصلی، σ_i مقاومت کششی تک‌محوره بتن و σ_i مقاومت کششی ظاهری می‌باشد که از رابطه $\sigma_i = 1.3\sigma_t$ تعیین می‌گردد [۴]. وقتی که ترکیب تنش‌های اصلی در المان به معیار گسیختگی فوق برسد المان در جهت عمود بر تنش اصلی کششی ترک می‌خورد.



شکل ۱: منحنی تنش - کرنش بتن در کشش [۱۱].

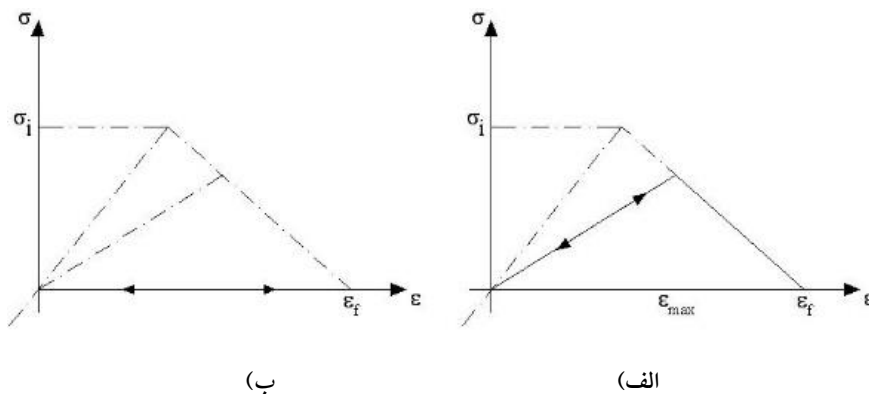
در این تحقیق، به دلیل تاثیر کم غیرخطی بودن منحنی تنش-کرنش در بخش نرم‌شدگی بتن، این بخش خطی فرض می‌شود [۳] و [۲۴]. علاوه بر این به منظور برقراری اصل بقای انرژی حاصل از شکست، شیب منحنی نرم‌شدگی بگونه‌ای تعیین می‌شود که انرژی مستهلک شده در واحد سطح ترک ثابت بماند. همچنین در این تحقیق رفتار بتن در تنش‌های فشاری خطی فرض می‌گردد. پ) نرم‌شدگی در کشش و برش: در طی مرحله نرم‌شدگی کرنش در بتن، رابطه تنش-کرنش ایزوتروپیک با رابطه ارتوتروپیک که محورهای آن عمود و مماس بر ترک می‌باشند جایگزین می‌گردد که علت آن کاهش مدول الاستیسیته در جهت عمود و مماس بر ترک می‌باشد. در تحقیق حاضر برای شبیه‌سازی نرم‌شدگی کرنش از فرمول‌بندی سکانت مطابق شکل ۲ استفاده می‌گردد [۴ و ۷ و ۱۱]. ماتریس الاستیسیته بتن ترک خورده در مختصات محلی ترک از رابطه ۲ به دست می‌آید که با استفاده از ماتریس تبدیل به فضای کلی انتقال می‌یابد [۴ و ۷ و ۱۱].

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

که در آن μ و β به ترتیب نسبت مدول سختی کاهش یافته نرمال و برشی به مدول الاستیسیته و مدول برشی اولیه می‌باشد. در این تحقیق جهت تعریف منحنی نرم‌شوندگی در برش از کرنش‌های نرمال سطح مطابق رابطه مرجع [۴] استفاده می‌گردد و در آن ضریب کاهش برش به صورت زیر بیان می‌شود.

$$\beta = \frac{1+\nu}{1-\mu\nu^2} \left(\frac{\mu \varepsilon_n - \varepsilon_s}{\varepsilon_n - \varepsilon_s} - \mu\nu \right) \quad (3)$$

که در آن ε_s و ε_n کرنش‌های محلی عمود و مماس بر جهت ترک خوردگی می‌باشند. کرنش کششی ε_n در المان ممکن است افزایش یا کاهش یابد که با تغییر این پارامتر مطابق شکل ۲، سایر پارامترهای موجود در ماتریس رفتار مصالح مانند μ و β نیز کاهش یا افزایش می‌یابند.



شکل ۲: منحنی تنش-کرنش، الف- باربرداری/ بارگذاری ترک، ب- باز شدن/ بسته شدن ترک [۹].

ت) رفتار المان ترک‌خورده: در مدل ترک چرخان، جهت ترک عموماً عمود بر تنش اصلی ماکزیمم است و بعد از شروع ترک خوردگی جهت آن همواره هم‌جهت با کرنش‌های اصلی می‌باشد. بنابراین با تغییر جهت کرنش‌های اصلی، محورهای محلی نیز تغییر می‌کند و حتی در صورت عدم تغییر مدول سختی کاهش یافته، باید ماتریس الاستیسیته بتن ترک‌خورده با توجه به زاویه‌ی چرخش جدید محاسبه و با استفاده از ماتریس تبدیل به فضای کلی انتقال یابد.

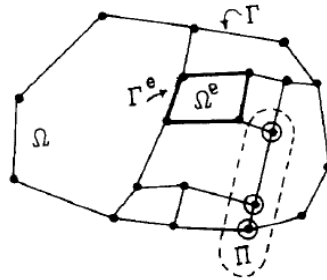
۲-۲- مدل‌سازی حرکت ریزگسل

همانطور که قبلاً بیان گردید، ریزگسل‌های موجود در پی سد تنها قابلیت تغییر مکان داشته و در نتیجه این تغییر مکان‌ها به عنوان یکی از شرایط مرزی مسئله در نظر گرفته شده است. در این تحقیق به منظور مدل‌سازی حرکت ریز گسل از دو روش گره‌های مجزا و المان تماسی استفاده گردیده است.

۲-۲-۱- مدل سازی به روش گره های مجزا

بطور کلی گره های مجزا، گره های ویژه ای هستند که در آن جابه جایی به المان مورد نظر بستگی دارد. به عبارتی دیگر مقدار جابه جایی هر گره در محل گسل بسته به اینکه المان در کدام سمت گسل قرار گیرد متفاوت می باشد. بنابراین یک گره به تنهایی، هنگامی که به یک طرف گسل مربوط می شود دارای جابه جایی $u+$ و هنگامی که به طرف دیگر گسل مربوط می شود دارای جابه جایی $u-$ می باشد. بنابراین گسل می تواند به وسیله یک خط حاصل از اتصال گره های مجزا تعریف گردد. در این حالت شبکه المان محدود هنگامی که گسل وجود داشته یا نداشته باشد، تغییر نخواهد کرد. اثر گسل به صورت اعمال تغییراتی بر روی بردار نیروها ظاهر می گردد و نیازی به تغییر در ماتریس سختی نمی باشد. در این روش اثر گسل بر سیستم سد-پی-مخزن در مختصات محلی صورت پذیرفته و لذا تعریف گسل در محیط المان محدود ساده تر شده و ماتریس های سیستم سریع تر و راحت تر به دست می آیند. همچنین اثبات می شود که با استفاده از المان های ایزوپارامتریک هیچ نیرو و یا گشتاور خالصی به شبکه المان محدود وارد نمی گردد [۱۵].

همانطور که در شکل ۳ مشاهده می گردد، پی سد بتنی با ناحیه Ω و با مرز Γ به یک سری المان تقسیم شده و در آن خط گسل Π با خط چین مشخص شده و نقاط دایره ای همان گره های مجزا هستند. ناحیه مربوط به e امین المان و مرز آن به ترتیب به صورت Ω^e و Γ^e نام گذاری می شود.



شکل ۳: ناحیه عمومی Ω با مرز Γ و ناحیه دارای گسل Π [۱۵].

برای اعمال اثر جابه جایی گسل یک سری نیروهای گرهی که به نیروهای جعلی معروف می باشند، فقط بر روی تمامی گره های المان های مشخص واقع بر روی گسل قرار داده می شود که این نیروی گرهی به صورت زیر محاسبه می شوند:

$$F_p^e = \sum_{q=1}^{M_d} K_{pq}^e \Delta U_q^e \quad (4)$$

که در آن p و q شماره معادلات (محلی) المان بوده و M_d تعداد گره های المان ضربدر تعداد مؤلفه های جابه جایی هر گره می باشد. K_{pq}^e ماتریس سختی محلی المان بوده و ΔU_q^e نیز تغییر مکان نسبی گسل می باشد [۱۵ و ۲۱].

۲-۲-۲- مدل سازی به روش المان تماسی

در این روش، مطابق شکل ۴ ریزگسل با استفاده از المان تماسی با ضخامت صفر مدل سازی شده و پی به دو قسمت تقسیم می گردد. مدل سازی حرکت ریزگسل در این حالت به دو طریق انجام می پذیرد. در روش اول، مطابق شکل ۴-الف برای اعمال حرکت نرمال ریزگسل، تغییر مکان ناشی از حرکت ریزگسل را به صورت تدریجی به دو وجه المان تماسی و در خلاف هم اعمال گردیده است. در تحقیق حاضر، این روش به نام روش میان لایه معرفی می گردد. در روش دوم، مطابق شکل ۴-ب برای اعمال حرکت ریزگسل یک قسمت از پی را ثابت فرض نموده و در قسمت دیگر پی، تغییر مکان ناشی از حرکت ریزگسل به صورت حرکت در قسمت پایین پی و به شکل حرکت

تکیه‌گاهی مدل می‌گردد و در این تحقیق به نام روش تکتونیک معرفی می‌شود. دو روش اخیر از دیدگاه محاسباتی یکسان و فرق آن فقط در نحوه اعمال تغییر مکان ریزگسل در پی می‌باشد.

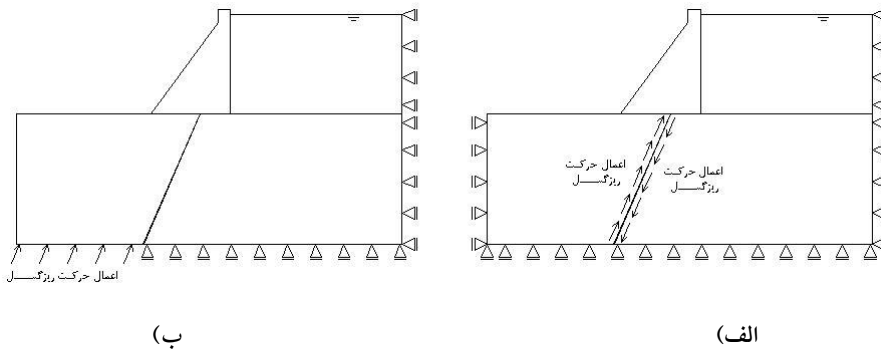
المان تماسی به کار رفته در این تحقیق، المان دو بعدی ایزوپارامتریک شش گرهی با ضخامت صفر بوده که برگرفته از مراجع [۹ و ۲۵] می‌باشد. المان تماسی در مختصات محلی فرمول‌بندی شده و در حالت دو بعدی، شامل یک بردار مماسی و یک بردار عمود بر صفحه‌ی تماس می‌باشد. با استفاده از روش کار مجازی، ماتریس سختی المان تماسی در مختصات محلی به شکل رابطه ۵ به دست می‌آید [۲۵].

$$[K^e] = \iint [B]^T [D] [B] dL = \iint [B]^T [D] [B] \det [J] d\xi \quad (5)$$

که در آن $[J]$ ماتریس ژاکوبین و $[D^e]$ ماتریس الاستیسیته المان بوده که به شکل زیر تعریف می‌شود.

$$[D^e] = \begin{bmatrix} k_S & 0 \\ 0 & k_N \end{bmatrix} \quad (6)$$

که در آن k_N سختی نرمال و k_S سختی برشی واحد حجم می‌باشد.



شکل ۴: نحوه اعمال حرکت ریزگسل به کمک المان تماسی: الف) روش میان لایه، ب) روش تکتونیک.

۲-۲-۳- مدل شکست الاستوپلاستیک

به همراه پیشرفت در روش‌های آنالیز عددی سازه‌ها، مدل‌های رفتاری مختلفی توسعه یافتند که در این تحقیق برای مدل‌سازی گسل، در حالت الاستوپلاستیک از معیار موهر-کلمب در فضای محلی المان، ارائه شده توسط مرجع [۲۶] استفاده شده است. در این فرمول‌بندی، نرم‌شوندگی برای یک المان کاملاً ناگهانی بوده و مقاومت آن به طور آنی کاهش می‌یابد. به منظور در نظر گرفتن ماکزیمم مقاومت برشی و مقاومت باقیمانده، از دو رویه به عنوان سطح شکست اولیه و سطح تسلیم ثانویه استفاده می‌شود. زاویه اصطکاک برای هر دو سطح اولیه و ثانویه، یکسان فرض شده ولی مقدار چسبندگی از یک مقدار اولیه به مقدار باقیمانده تقلیل خواهد یافت. برای در نظر گرفتن اثر باز شدن المان، از یک معیار قطع کشش استفاده و در روابط پلاستیسیته، از قانون جریان وابسته استفاده شده که این امر به دلیل ساده‌نگه داشتن مدل به منظور انتخاب تابع پتانسیل پلاستیک می‌باشد. ماتریس الاستو-پلاستیک به شکل زیر بیان می‌گردد.

$$[D^{ep}] = \begin{bmatrix} k_S(1 - \frac{k_S}{H}) & -\frac{1}{H} \mu k_S k_N \\ -\frac{1}{H} \mu k_S k_N & k_N(1 - \frac{k_N}{H} \mu^2) \end{bmatrix} \quad (7)$$

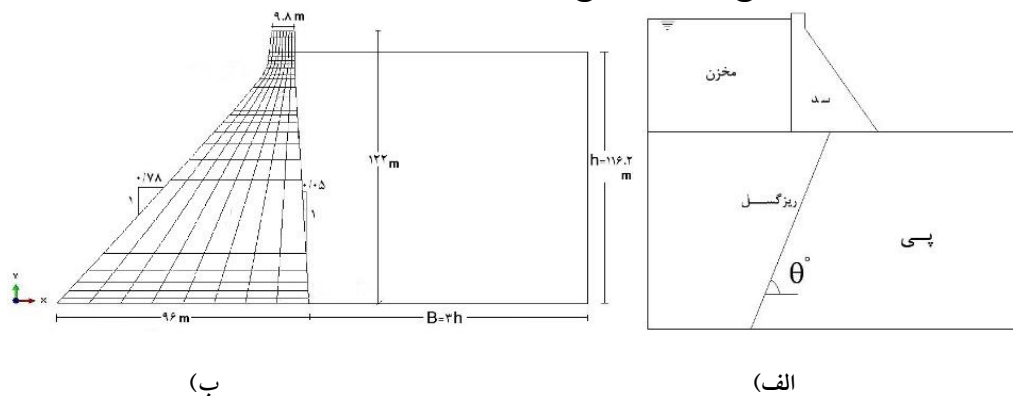
که در آن μ ضریب اصطکاک بوده و $H = k_S + k_N \mu^2$ می باشد. همانطور که مشاهده می شود در حالت الاستو-پلاستیک، جابه-جایی مماسی و قائم با یکدیگر درگیر بوده و رفتار درز اتساع پذیر خواهد بود.

۳- مدل المان محدود سیستم سد-مخزن

در این تحقیق به منظور مدل سازی سیستم سد-پی-مخزن به روش المان محدود از روش لاگرانژی-لاگرانژی به دلیل استفاده از فرمول بندی واحد استفاده می شود. این روش در مطالعات زیادی توسط مولفین، به کار گرفته شده و مزایا و معایب آن مورد بررسی قرار گرفته است [۸، ۹ و ۲۵]. در این تحقیق به منظور اقتناع شرایط مرزی در مخزن از شرط اندرکنش بین سد-مخزن و مخزن-پی، که توسط المان های تماسی با ضخامت صفر قابل اعمال می باشد، استفاده می گردد [۲۵]. مرز بالادست مخزن و مرزهای بستر سنگی عمود بر مرز بسته نگاه داشته می شود.

محیط سد و پی به ترتیب با المان های ۸ گرهی تنش مسطح و کرنش مسطح و با نه نقطه انتگرال گیری گوس و محیط مخزن با المان ۹ گرهی با چهار نقطه گوس مدل و برای اعمال شرط اندرکنش در سیستم سد-پی-مخزن از المان تماسی ۶ گرهی با سه نقطه گوس استفاده می شود [۲۵]. ماتریس جرم مورد استفاده در این تحقیق به روش هیئتون [۲۵] تعیین و به فرم یک ماتریس قطری بوده و ماتریس سختی کل سیستم از سرهم کردن ماتریس سختی نظیر المان های سد، پی، مخزن و المان های تماسی به دست می آید.

در این تحقیق به منظور تحلیل سیستم سد-پی-مخزن بر اساس تئوری مطرح شده فوق، بررسی نتایج بر روی بلند ترین بلوک سد بتنی وزنی Pine Flat انجام می پذیرد. در مدل سازی به روش المان محدود طولی از مخزن که در مش المان محدود در نظر گرفته شده سه برابر ارتفاع آن بوده و ارتفاع پی مدل شده پنج برابر ارتفاع سد می باشد. سایر مشخصات سد در شکل ۵-الف ارائه گردیده است. در شروع کلیه تحلیل ها محیط سد و مخزن ایزوتروپ و همگن فرض گردیده و مشخصات مصالح سیستم سد-پی-مخزن مطابق جدول ۱ می باشد. در کلیه تحلیل ها اثر بار وزن مصالح جامد و سیال در نظر گرفته شده است. بر اساس تئوری مطرح شده در این تحقیق، برنامه کامپیوتری در محیط Fortran 91 تهیه و به کمک آن نتایج عددی استخراج گردیدند.



شکل ۵: الف) مقطع بزرگترین مونولیت سد Pine Flat و مش المان محدود آن، ب) سیستم سد-پی-مخزن به همراه ریزگسل عبوری از پی.

جدول ۱: مشخصات مصالح سد Pine Flat [۹]

مصلح	مدول بالک (MPa)	مقاومت کششی (MPa)	نسبت پواسون	انرژی شکست (N/m)	وزن واحد حجم (kN/m ³)
بتن	۱۵۵۵۶	۲	۰٫۲	۲۵۰	۲۴٫۵
سنگ پی	۱۷۸۰۰	۴	۰٫۱۸	۳۵۰	۲۳٫۵
آب	۲۰۷۰	-	-	-	۱۰

۴- نتایج عددی

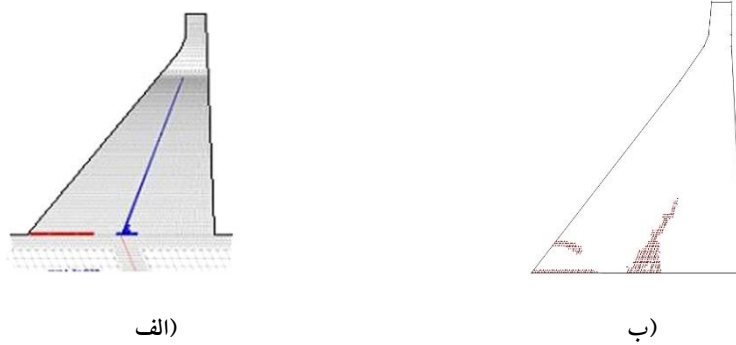
هدف از این تحقیق، بررسی تغییرمکان بوجود آمده ناشی از حرکت ریزگسل‌ها بوده و پارامترهای مختلفی چون تاثیر زاویه قرارگیری ریزگسل (θ)، وجود ریزگسل در موقعیت دلخواه، مطابق شکل ۴-ب، مورد بررسی قرار می‌گیرد. برای رسیدن به این منظور پاسخ تغییرمکان تاج سد و همچنین پروفیل ترک خوردگی بدنه‌ی سد در اثر حرکت ریزگسل حاصل از دو روش مدل‌سازی گره‌های مجزا و المان تماسی با هم مقایسه می‌گردند. نتایج بدست آمده از تحقیق حاضر نشان می‌دهد که مکانیسم شکست و ترک خوردگی سد با نتایج مرجع [۲۱] همخوانی داشته و اختلافات موجود به مدل غیرخطی بکار رفته توسط محققین مربوط می‌شود. خلاصه تحلیل‌های انجام شده در جدول ۲ آمده است.

جدول ۲: تحلیل‌های انجام شده برای حالات مختلف

نام مدل	موقعیت قرارگیری گسل	زاویه قرارگیری (θ)
S1	پنجه سد	45
S2	پنجه سد	60
S3	میانه کف سد	45
S4	میانه کف سد	60
S5	پاشنه سد	45
S6	پاشنه سد	60

۴-۱- روش گره‌های مجزا

همانطوریکه قبلاً اشاره گردید، روش گره‌های مجزا توسط ملوش [۱۵] معرفی و سپس توسط قائمیان و همکاران [۲۱] برای سدهای بتنی به کار گرفته شده است. از آنجائیکه یکی از اهداف تحقیق حاضر بررسی مقایسه‌ای سه روش مدل‌سازی ریزگسل می‌باشد لذا لازم است که شرایط یکسانی نظیر المان‌های بکار گرفته شده، روش مدل نمودن ترک و مخزن، ابعاد پی و نیز نحوه حل معادلات برقرار باشد. از آنجائیکه روش مدل‌سازی گسل با المان تماسی بار اول در این تحقیق استفاده می‌گردد و در آن سد و پی با المان‌های هشت گرهی و نه نقطه انتگرال‌گیری و مخزن با المان‌های لاگرانژی نه گرهی و چهار نقطه انتگرال‌گیری (انتگرال‌گیری کاهش یافته) استفاده گردیده است، لازم است در تحلیل به روش گره‌های مجزا نیز این شرایط برقرار باشد. علیرغم مدل‌سازی گسل به روش گره‌های مجزا در مرجع [۲۱] بدلیل مدل‌سازی سد و پی و مخزن با المان‌هایی متفاوت از تحقیق حاضر و نیز روش حل معادلات متفاوت در روش اجزا محدود، نتایج کار ایشان برای مقایسه با روش مدل‌سازی گسل با المان‌های تماسی ممکن است نتیجه‌گیری دقیقی را به دنبال نداشته باشد. به عنوان نمونه پروفیل ترک خوردگی سد Pine Flat در اثر حرکت نرمال گسل در میانه سد و تحت زاویه تقریبی ۶۰ درجه در دو حالت سد و پی و سد-پی-مخزن حاصل از تحقیق حاضر و مرجع [۲۱] در شکل‌های ۶ و ۷ ارائه گردیده است.

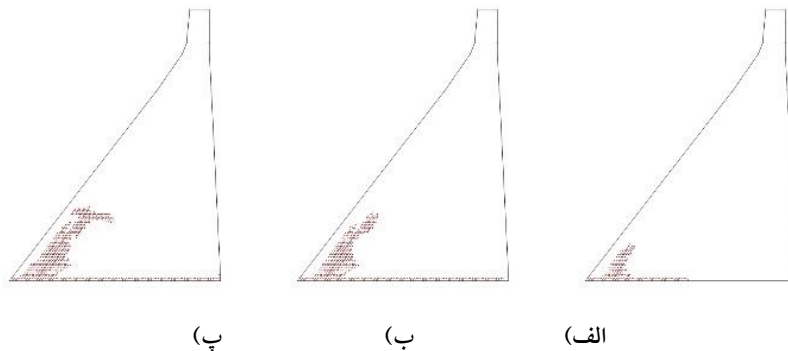


شکل ۶: پروفیل ترک خوردگی سد در اثر حرکت نرمال گسل در میانه سد و تحت زاویه تقریبی ۶۰ درجه به ازای تغییر مکان ۵ میلی متر در حالت مخزن خالی، (الف) تحقیق حاضر، (ب) مرجع [۲۱].

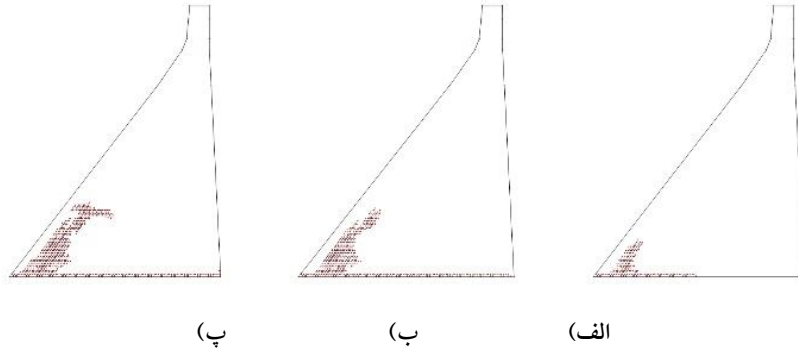


شکل ۷: پروفیل ترک خوردگی سد در اثر حرکت نرمال گسل در میانه سد و تحت زاویه تقریبی ۶۰ درجه به ازای تغییر مکان ۱۰ میلی متر در حالت مخزن پر، (الف) تحقیق حاضر، (ب) مرجع [۲۱].

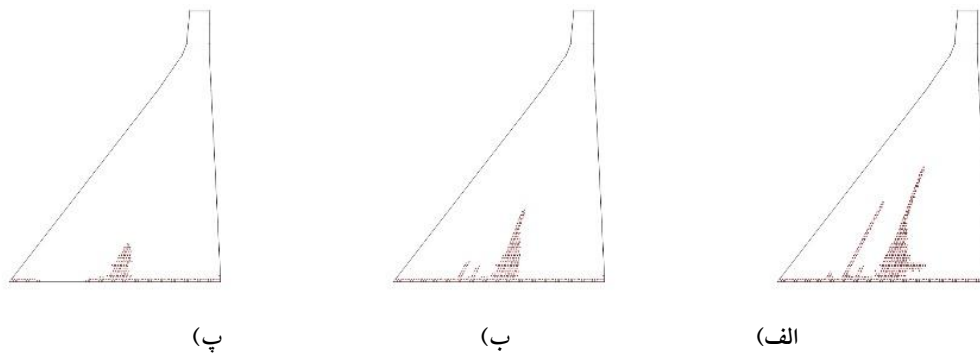
مقایسه نتایج پروفیل ترک خوردگی سد در دو حالت سد بدون و با مخزن در شکل های ۶ و ۷ نشان دهنده تفاوت هایی می باشد که می توان به نحوه مدل سازی روش اجزا محدود، نسبت مدول الاستیسیته سد به پی و راستا و زاویه گسل نسبت داد. در تحقیق حاضر در هر یک از مدل های معرفی شده تکیه گاه ها در طرفین پی و زیر پی عمود بر مرز پی بسته نگه داشته شده و حرکت گسل به صورت تدریجی اعمال می گردد. در شکل های ۸ الی ۱۳ پروفیل ترک خوردگی سد در اثر تغییر مکان های مختلف در حالت سد و پی با مخزن خالی، در اثر حرکت تدریجی گسل برای نسبت مدول الاستیسیته پی به مدول الاستیسیته سد (E_f/E_c) برابر با ۰٫۸ نمایش داده شده است.



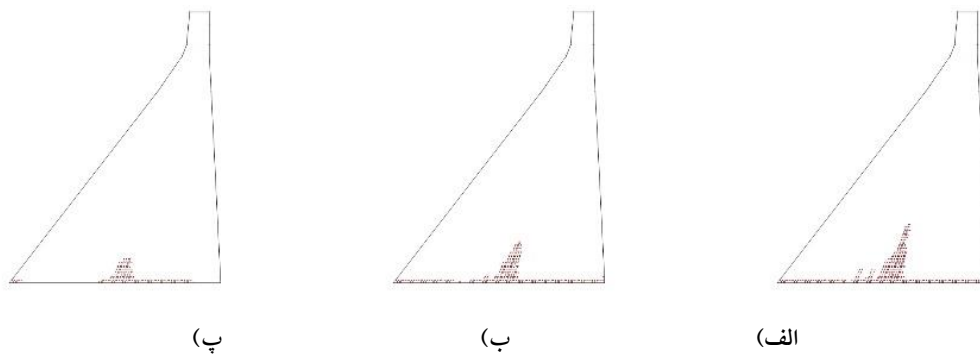
شکل ۸: پروفیل ترک خوردگی سد در اثر حرکت گسل برای مدل S1، (الف) ۲٫۵ mm، (ب) ۷٫۵ mm، (پ) ۱۱ mm.



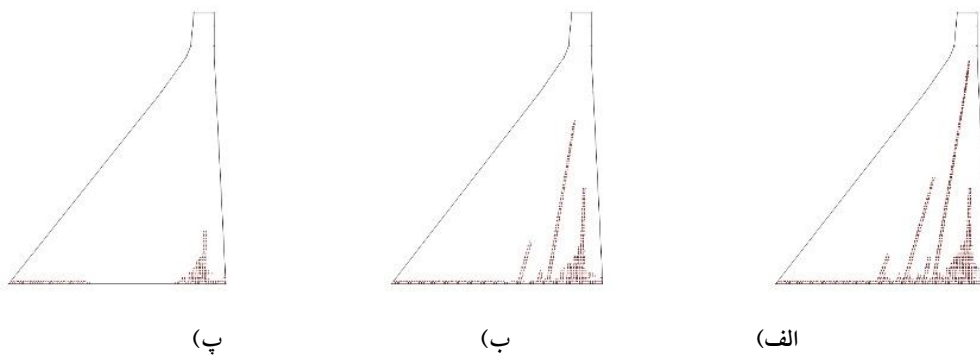
شکل ۹: پروفیل ترک خوردگی سد در اثر حرکت گسل برای مدل S2، الف) ۲,۵ mm، ب) ۷,۵ mm، پ) ۱۱ mm.



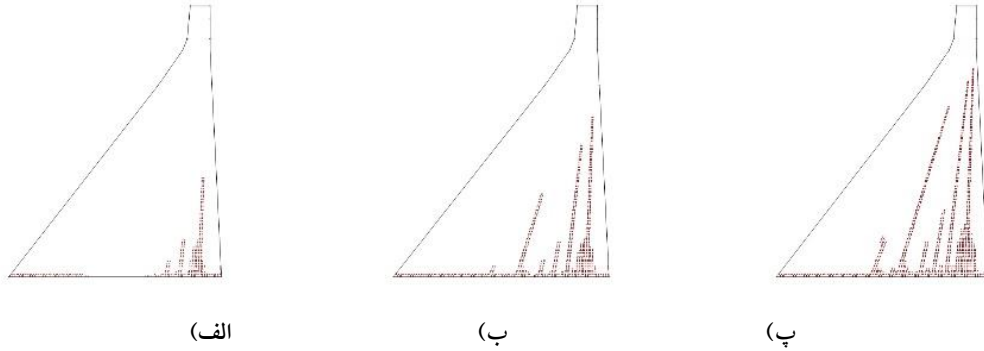
شکل ۱۰: پروفیل ترک خوردگی سد در اثر حرکت گسل برای مدل S3، الف) ۵ mm، ب) ۱۰ mm، پ) ۲۰ mm.



شکل ۱۱: پروفیل ترک خوردگی سد در اثر حرکت گسل برای مدل S4، الف) ۲,۵ mm، ب) ۵ mm، پ) ۶,۶۷ mm.



شکل ۱۲: پروفیل ترک خوردگی سد در اثر حرکت گسل برای مدل S5، الف) ۵ mm، ب) ۱۰ mm، پ) ۲۰ mm.



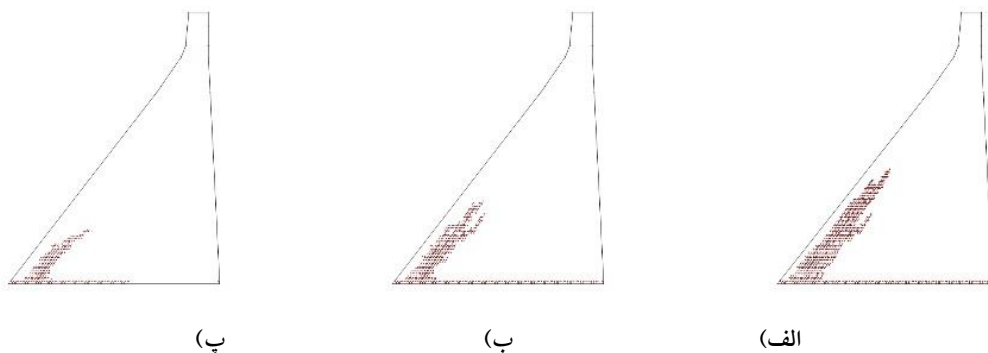
شکل ۱۳: پروفیل ترک خوردگی سد در اثر حرکت گسل برای مدل S6، الف) ۵ mm، ب) ۱۰ mm، پ) ۲۰ mm.

همانطور که در شکل‌های فوق مشاهده می‌گردد، در اثر حرکت ریزگسل، ترک ابتدا در ارتفاع سد رشد کرده و سپس همزمان با رشد ترک در ارتفاع سد، المان‌های کف سد از دو طرف شروع به ترک خوردن می‌کند. پس از اینکه تمامی المان‌های کف نرم شدند، مجدداً ترک‌های دیگری همراه با ترک اولیه شروع به رشد در ارتفاع سد می‌کند. در جدول ۳ تغییر مکان‌های افقی و قائم تاج سد ناشی از حرکت گسل در پی، ارائه شده است. لازم به ذکر است که تغییر مکان‌های افقی و قائم تاج سد در حالت استاتیکی خطی به ترتیب برابر با ۱،۳۳ و ۲،۱۰ سانتی‌متر می‌باشند. مشاهده می‌گردد تغییر مکان ناشی از ریزگسل و به تبع آن ترک خوردگی سد سبب افزایش تغییر مکان تاج سد گردیده که این موضوع با افزایش زاویه قرارگیری ریزگسل کمتر می‌شود.

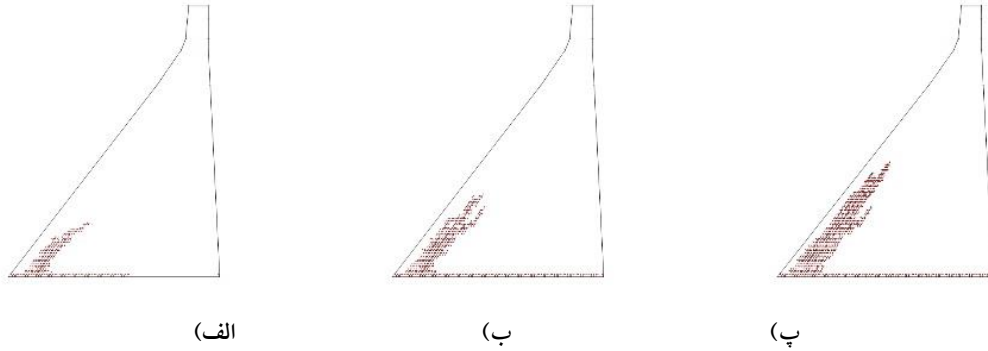
جدول ۳: تغییر مکان‌های نهایی تاج سد بر حسب سانتی‌متر

تغییر مکان	S1	S2	S3	S4	S5	S6
افقی	۴،۵۶	۴،۵۶	۱۰،۴	۵،۷۷	۱۰،۴۷	۳،۱۲
قائم	-۱،۸	-۱،۸	۱،۱۲	-۱،۵۷	۱،۹۷	۳،۸۸

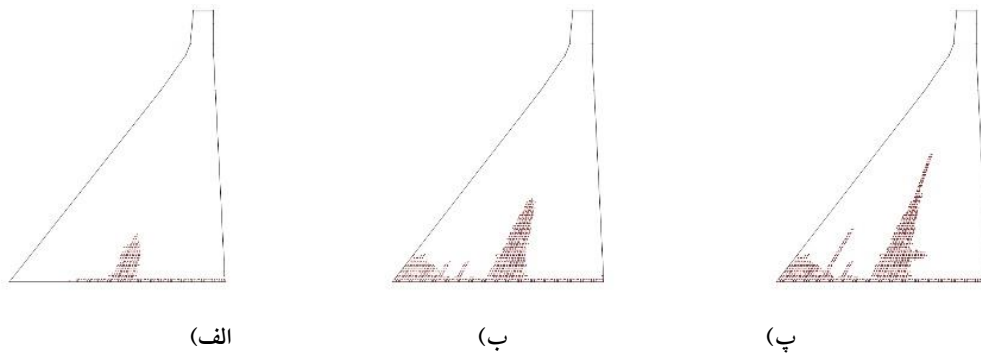
در شکل‌های ۱۴ الی ۱۹ پروفیل ترک خوردگی سد در اثر حرکت تدریجی گسل در حالت سد، پی و مخزن نشان داده شده است.



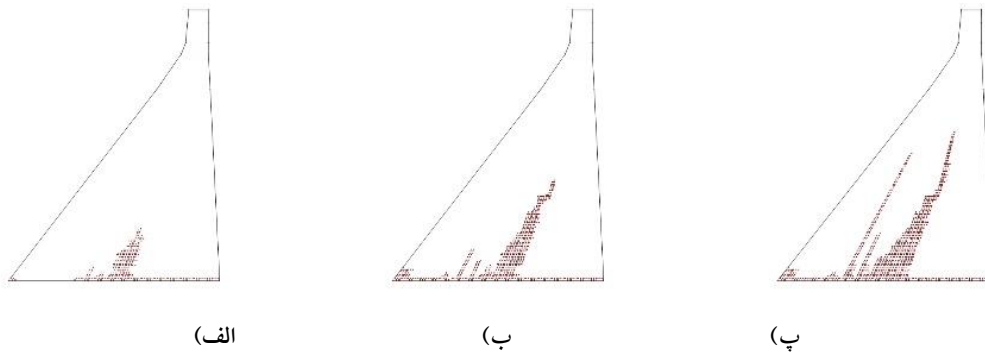
شکل ۱۴: پروفیل ترک خوردگی سد در اثر حرکت گسل برای مدل S1، الف) ۵ mm، ب) ۱۰ mm، پ) ۲۰ mm.



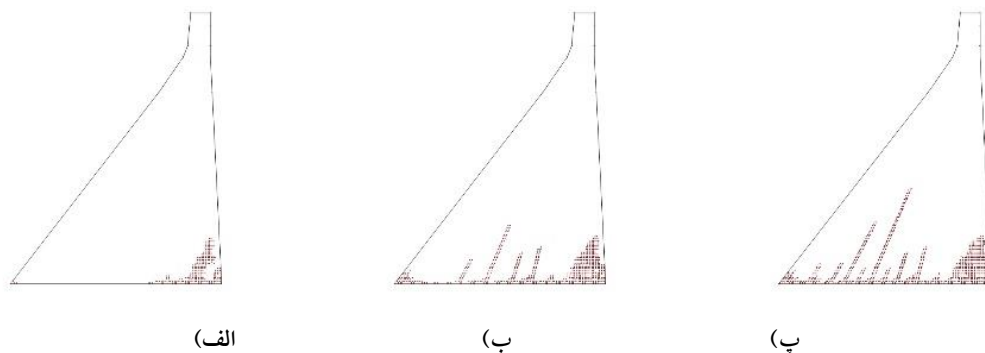
شکل ۱۵: پروفیل ترک خوردگی سد در اثر حرکت گسل برای مدل S2، الف) ۵ mm، ب) ۱۰ mm، پ) ۲۰ mm.



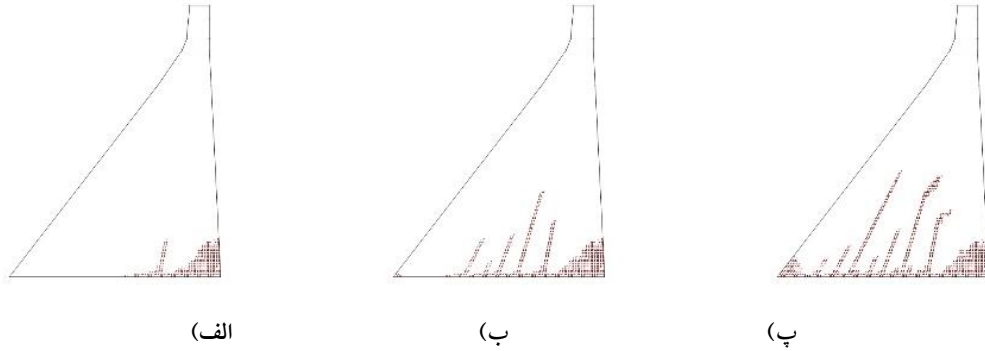
شکل ۱۶: پروفیل ترک خوردگی سد در اثر حرکت گسل برای مدل S3، الف) ۵ mm، ب) ۱۰ mm، پ) ۲۰ mm.



شکل ۱۷: پروفیل ترک خوردگی سد در اثر حرکت گسل برای مدل S4، الف) ۵ mm، ب) ۱۰ mm، پ) ۲۰ mm.



شکل ۱۸: پروفیل ترک خوردگی سد در اثر حرکت گسل برای مدل S5، الف) ۵ mm، ب) ۱۰ mm، پ) ۲۰ mm.



شکل ۱۹: پروفیل ترک خوردگی سد در اثر حرکت گسل برای مدل S6، الف) ۵ mm، ب) ۱۰ mm، پ) ۲۰ mm.

با توجه به نتایج بدست آمده می توان گفت که فشار مخزن سبب افزایش تعداد نقاط ترک خورده ی جسم سد شده ولی بسته به مقدار حرکت، موقعیت و زاویه قرارگیری ریزگسل، می تواند پاسخ غیرخطی سیستم را افزایش یا کاهش دهد. در این حالت، ترک ابتدا در ارتفاع رشد کرده و سپس همزمان با رشد ترک در ارتفاع سد، المان های کف سد شروع به ترک خوردن می کند. پس از اینکه تمامی المان های کف نرم شدند، مجدداً ترک های دیگری همراه با ترک اولیه شروع به رشد در ارتفاع سد می کند در جدول ۴ تغییر مکان تاج سد ناشی از حرکت گسل ارائه شده است. مجدداً مشاهده می گردد تغییر مکان ناشی از ریزگسل و به تبع آن ترک خوردگی سد سبب افزایش تغییر مکان تاج سد می گردد.

جدول ۴: تغییر مکان های نهایی تاج سد بر حسب سانتی متر

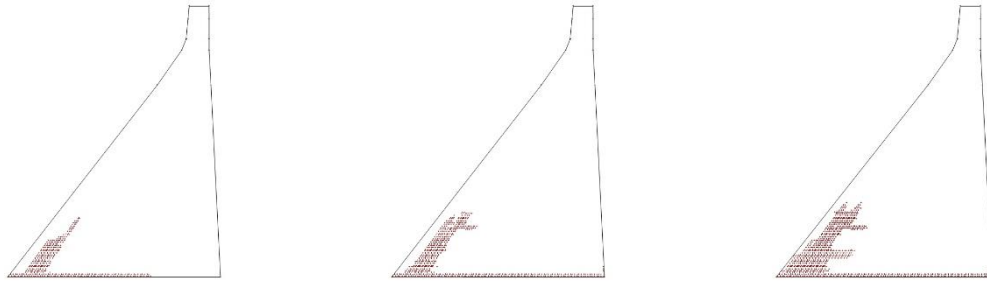
تغییر مکان	S1	S2	S3	S4	S5	S6
افقی	۳,۶۴	۳,۶۴	۷,۸۲	۶,۷۵	۱,۰۱	-۰,۵۹
قائم	-۰,۲۱	-۰,۲۱	۱,۳۱	۲,۵۲	۴,۷۷	۶,۴۱

۴-۲- روش المان تماسی

در این قسمت، مدل سازی حرکت ریزگسل مطابق شکل ۴ به دو روش میان لایه و تکنونیک انجام می پذیرد. لازم به ذکر است که استفاده از مدل شکست الاستوپلاستیک برای گسل پیچیدگی ها و نیز حجم محاسبات را به مراتب بیشتر می نماید.

۴-۲-۱- روش میان لایه

در این قسمت مدل دیگری از اعمال تغییر مکان ناشی از حرکت ریزگسل، شکل ۴-الف، که میان لایه نامگذاری شده مورد بررسی قرار می گیرد. همانند بخش قبلی پروفیل ترک خوردگی بدنه سد تحت تغییر مکان های مختلف ناشی از حرکت گسل در حالت مخزن خالی در شکل های ۲۰ الی ۲۵ نمایش داده شده است. خلاصه تحلیل های انجام شده مطابق جدول ۲ ارائه شده است.

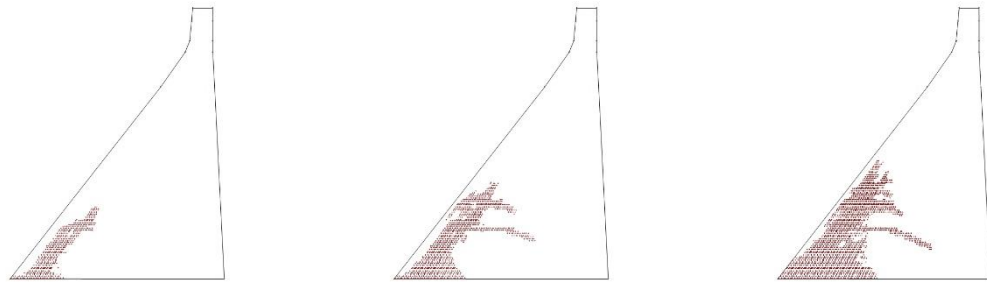


(پ)

(ب)

(الف)

شکل ۲۰: پروفیل ترک خوردگی سد در اثر حرکت گسل برای مدل S1، الف) ۵ mm، ب) ۱۰ mm، پ) ۲۰ mm (مخزن خالی).

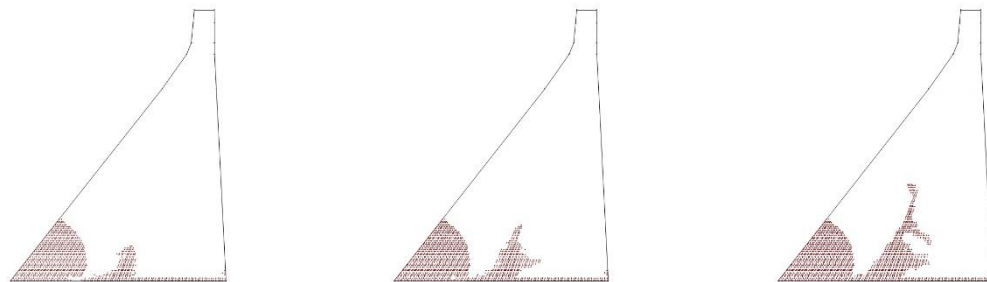


(پ)

(ب)

(الف)

شکل ۲۱: پروفیل ترک خوردگی سد در اثر حرکت گسل برای مدل S2، الف) ۵ mm، ب) ۱۰ mm، پ) ۲۰ mm (مخزن خالی).

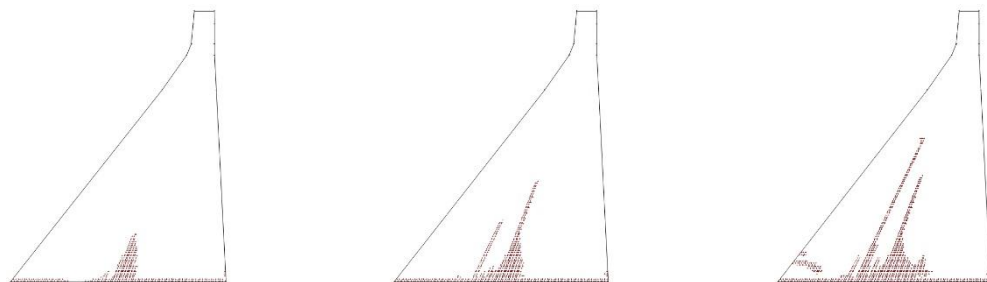


(پ)

(ب)

(الف)

شکل ۲۲: پروفیل ترک خوردگی سد در اثر حرکت گسل برای مدل S3، الف) ۵ mm، ب) ۱۰ mm، پ) ۲۰ mm (مخزن خالی).

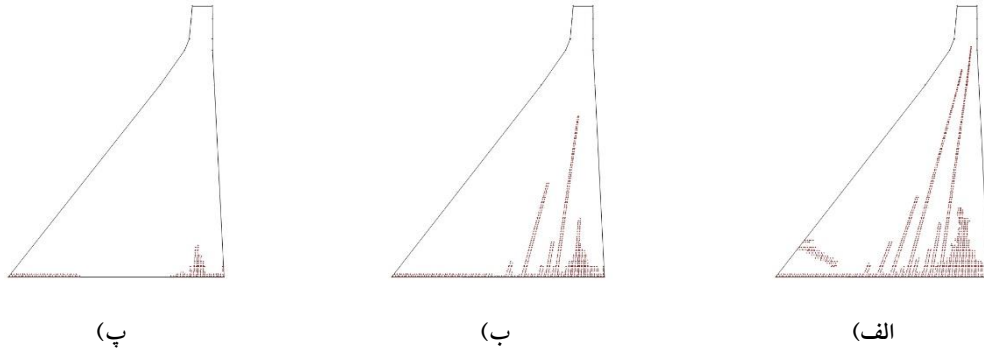


(پ)

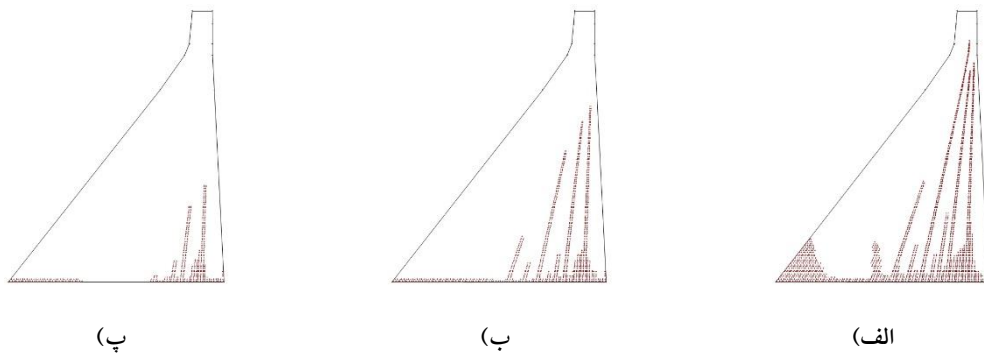
(ب)

(الف)

شکل ۲۳: پروفیل ترک خوردگی سد در اثر حرکت گسل برای مدل S4، الف) ۵ mm، ب) ۱۰ mm، پ) ۲۰ mm (مخزن خالی).



شکل ۲۴: پروفیل ترک خوردگی سد در اثر حرکت گسل برای مدل S5، الف) ۵ mm، ب) ۱۰ mm، پ) ۲۰ mm (مخزن خالی).



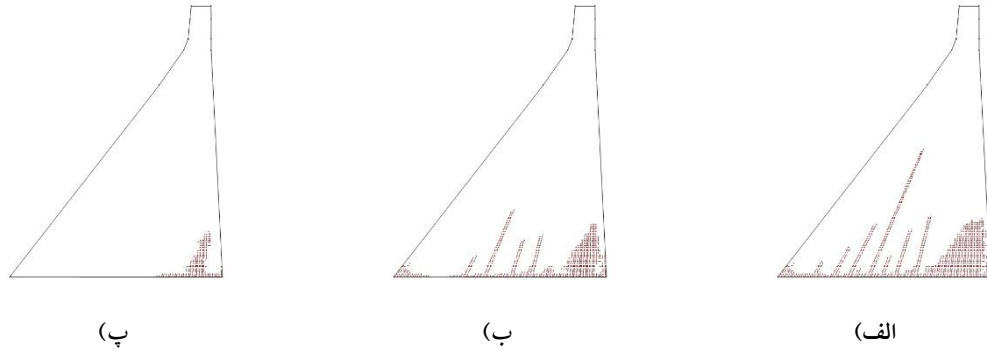
شکل ۲۵: پروفیل ترک خوردگی سد در اثر حرکت گسل برای مدل S6، الف) ۵ mm، ب) ۱۰ mm، پ) ۲۰ mm (مخزن خالی).

همانطور که در شکل های ۲۰ الی ۲۵ مشاهده می گردد، در مدل سازی حرکت نرمال ریزگسل به روش میان لایه، ترک ابتدا در ارتفاع رشد کرده و سپس همزمان با رشد ترک در ارتفاع سد، ترک در المان های کف سد گسترش می یابد. گسترش ترک در المان های کف در زوایای کوچکتر سریعتر صورت پذیرفته بطوریکه تمامی المان های کف سد نرم شده و در ادامه ترک های دیگری نیز در مسیرهای جداگانه همراه با ترک اولیه شروع به رشد در ارتفاع سد می کنند. بطور کلی در جنبش نرمال ریزگسل، هرچه زاویه قرارگیری گسل نسبت به افق بیشتر گردد، نفوذ ترک در ارتفاع سد بیشتر می شود. در جدول ۵ تغییر مکان های افقی و قائم تاج سد ناشی از حرکت گسل در پی، ارائه شده است. مجدداً مشاهده می شود که با افزایش زاویه قرارگیری ریزگسل، تغییر مکان تاج سد کمتر می شود.

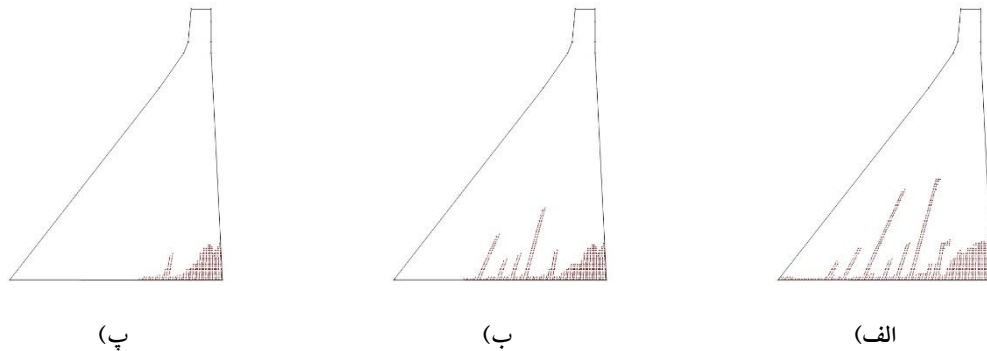
جدول ۵: تغییر مکان های نهایی تاج سد بر حسب سانتی متر

تغییر مکان	S1	S2	S3	S4	S5	S6
افقی	۸,۳۲	۸,۵۸	۱۰,۴	۱۱,۰۵	۱۰,۴۷	۱۱,۲
قائم	-۱,۱۸	-۱,۲۸	-۱,۱۲	-۱,۵۷	۱,۹۷	۲,۸۸

در شکل های ۲۶ الی ۳۱ نتایج برای پروفیل ترک خوردگی سد در اثر حرکت نرمال ریزگسل در حالت سد پی-مخزن، نشان داده شده است.



شکل ۳۰: پروفیل ترک خوردگی سد در اثر حرکت گسل برای مدل S5، الف) ۵ mm، ب) ۱۰ mm، پ) ۲۰ mm (مخزن پر).



شکل ۳۱: پروفیل ترک خوردگی سد در اثر حرکت گسل برای مدل S6، الف) ۵ mm، ب) ۱۰ mm، پ) ۲۰ mm (مخزن پر).

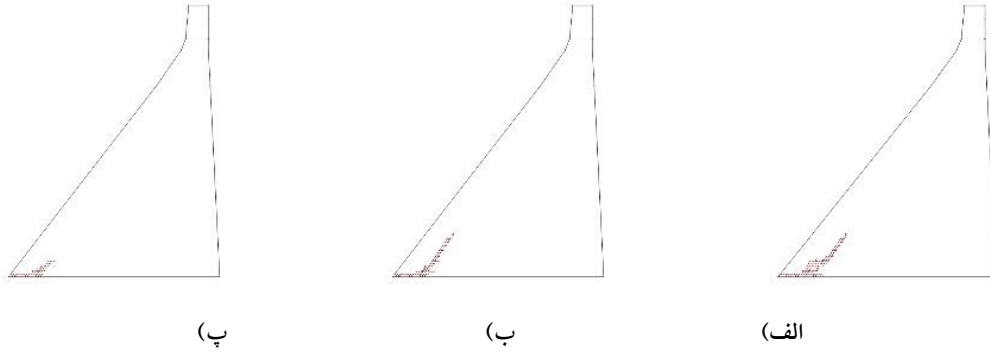
بر اساس شکل‌های ۲۶ الی ۳۱، در حالت سد-پی-مخزن نیز نتایج مشابهی برای مکانیزم ترک خوردگی سد و گسترش ترک در آن مانند روش گره‌های مجزا تکرار می‌گردد. در جدول ۶ تغییر مکان تاج سد ناشی از حرکت گسل ارائه شده است. مجدداً مشاهده می‌گردد تغییر مکان ناشی از ریزگسل و به تبع آن ترک خوردگی سد سبب افزایش تغییر مکان تاج سد می‌گردد.

جدول ۶: تغییر مکان‌های نهایی تاج سد بر حسب سانتی‌متر

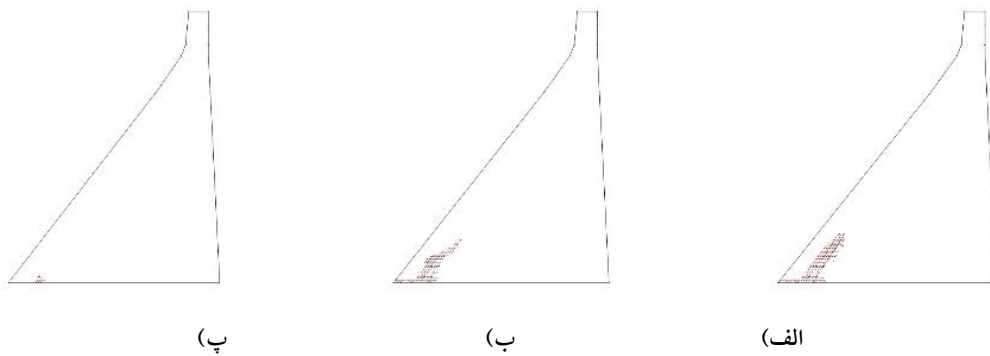
تغییر مکان	S1	S2	S3	S4	S5	S6
افقی	۳,۶۴	۳,۹۴	۷,۸۲	۷,۸۵	-۵,۰۹	-۵,۵۹
قائم	-۰,۲۸	-۰,۲۶	۱,۱۱	۲,۴۵	۲,۸۹	۳,۰۴

۴-۲-۲- روش تکتونیک

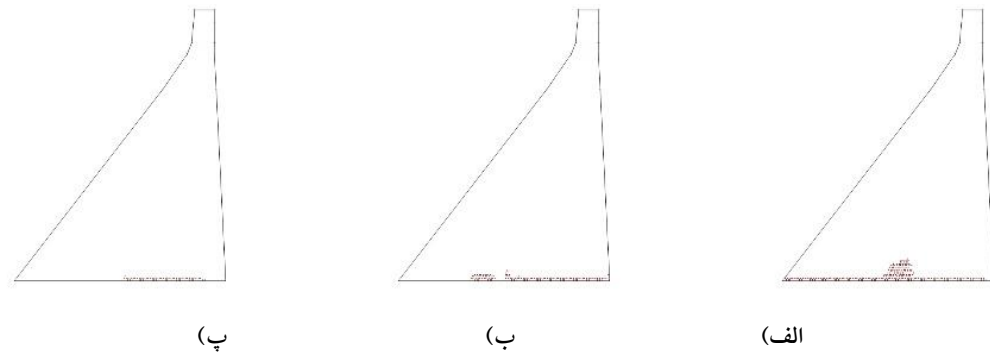
در این قسمت مدل دیگری از اعمال تغییر مکان ناشی از حرکت ریزگسل، شکل ۴-ب، که در این تحقیق روش تکتونیک نامگذاری شده مورد بررسی قرار می‌گیرد. پروفیل ترک خوردگی سد در اثر تغییر مکان ۲۰ میلی‌متر برای نسبت $k = E_f / E_c$ به ازای سه مقدار مختلف ۳، ۶ و ۱۰ در شکل‌های ۳۲ الی ۳۷ برای حالت سد و پی با مخزن خالی و در شکل‌های ۳۸ الی ۴۳ برای حالت سد و پی و مخزن ارائه گردیده است.



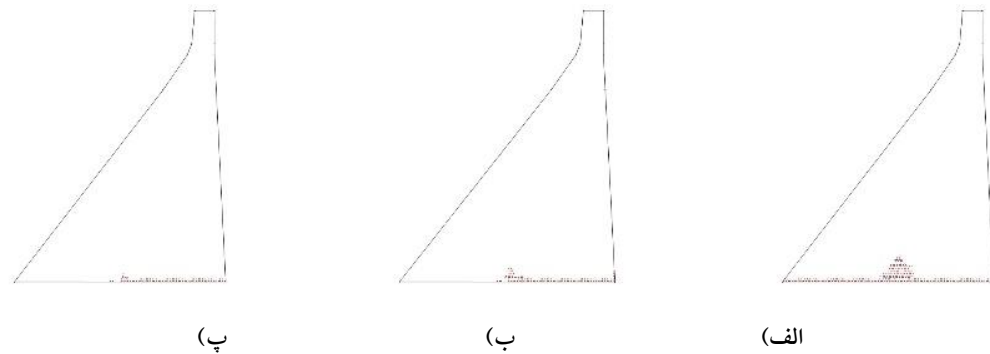
شکل ۳۲: پروفیل ترک خوردگی سد در اثر حرکت گسل برای مدل S1 به ازای نسبت‌های مدول الاستیسیته پی به سد، الف) $k=3$ ، ب) $k=6$ ، پ) $k=10$.



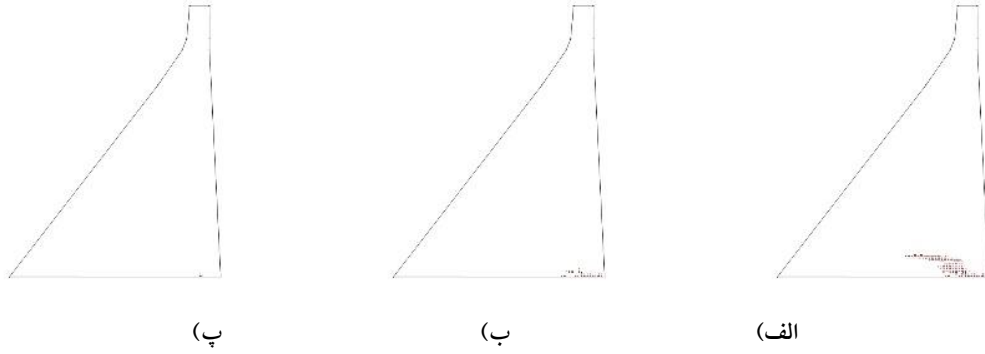
شکل ۳۳: پروفیل ترک خوردگی سد در اثر حرکت گسل برای مدل S2 به ازای نسبت‌های مدول الاستیسیته پی به سد، الف) $k=3$ ، ب) $k=6$ ، پ) $k=10$.



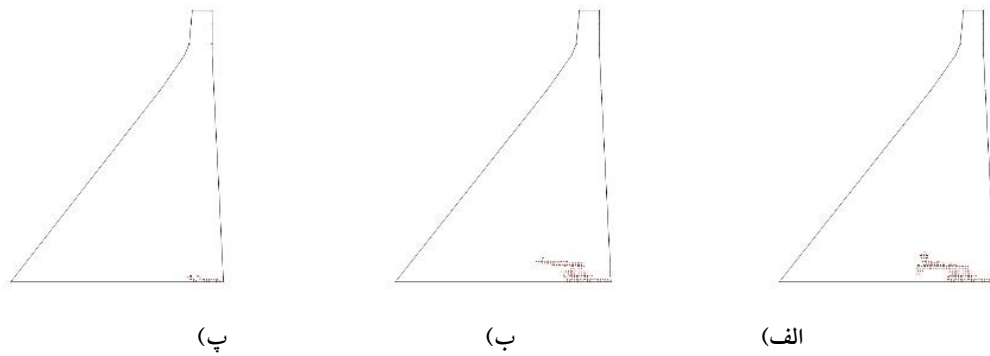
شکل ۳۴: پروفیل ترک خوردگی سد در اثر حرکت گسل برای مدل S2 به ازای نسبت‌های مدول الاستیسیته پی به سد، الف) $k=3$ ، ب) $k=6$ ، پ) $k=10$.



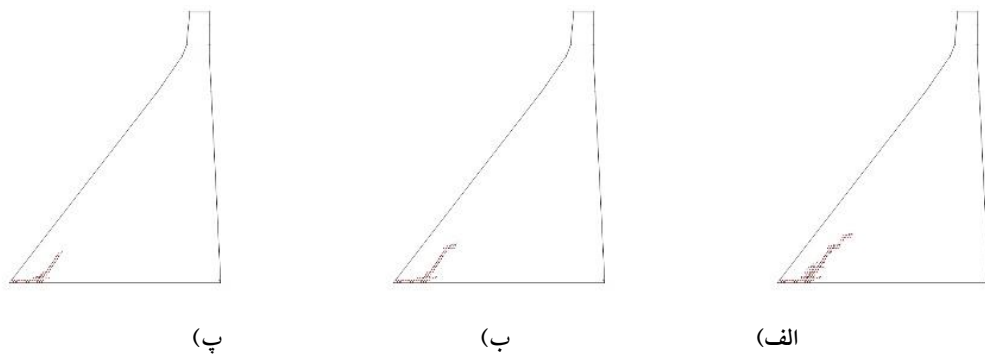
شکل ۳۵: پروفیل ترک خوردگی سد در اثر حرکت گسل برای مدل S4 به ازای نسبت‌های مدول الاستیسیته پی به سد، الف) $k=3$ ، ب) $k=6$ ، پ) $k=10$.



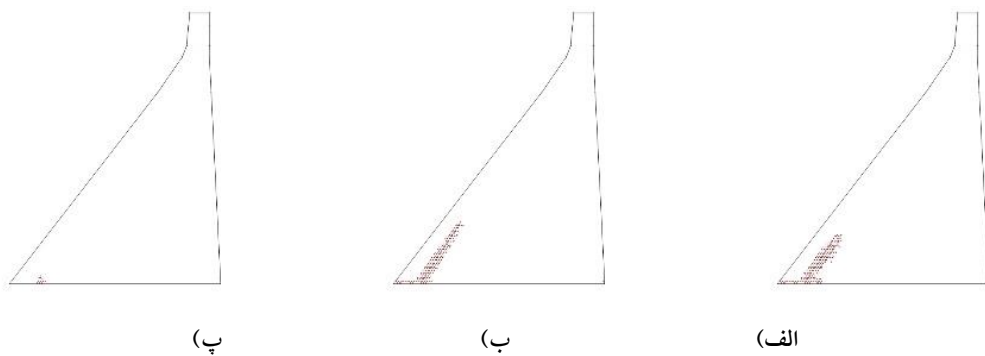
شکل ۳۶: پروفیل ترک خوردگی سد در اثر حرکت گسل برای مدل S5 به ازای نسبت‌های مدول الاستیسیته پی به سد، الف) $k=3$ ، ب) $k=6$ ، پ) $k=10$.



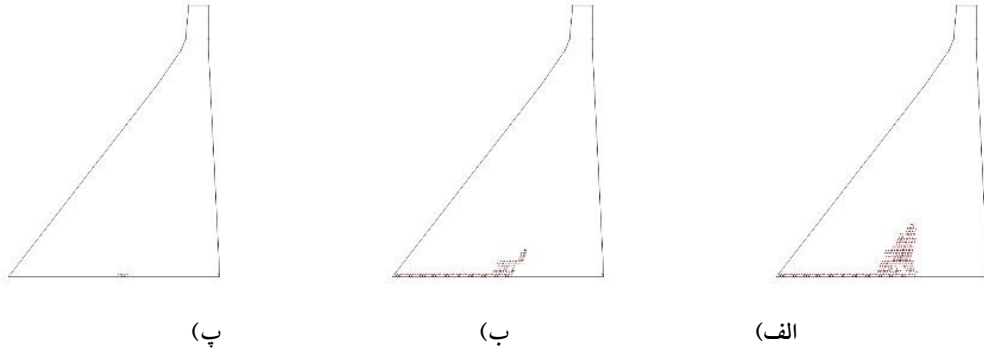
شکل ۳۷: پروفیل ترک خوردگی سد در اثر حرکت گسل برای مدل S6 به ازای نسبت‌های مدول الاستیسیته پی به سد، الف) $k=3$ ، ب) $k=6$ ، پ) $k=10$.



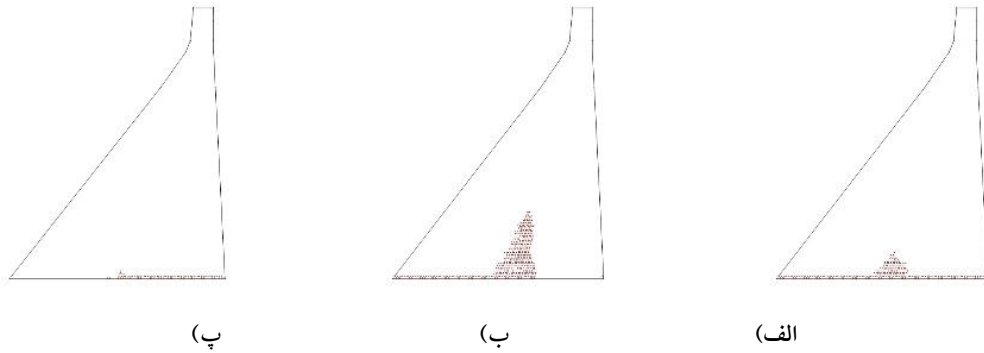
شکل ۳۸: پروفیل ترک خوردگی سد در اثر حرکت گسل برای مدل S1 به ازای نسبت‌های مدول الاستیسیته پی به سد، الف) $k=3$ ، ب) $k=6$ ، پ) $k=10$.



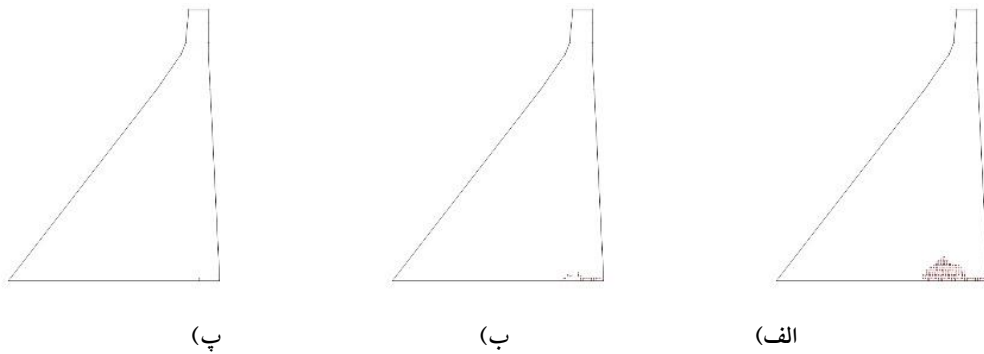
شکل ۳۹: پروفیل ترک خوردگی سد در اثر حرکت گسل برای مدل S2 به ازای نسبت‌های مدول الاستیسیته پی به سد، الف) $k=3$ ، ب) $k=6$ ، پ) $k=10$.



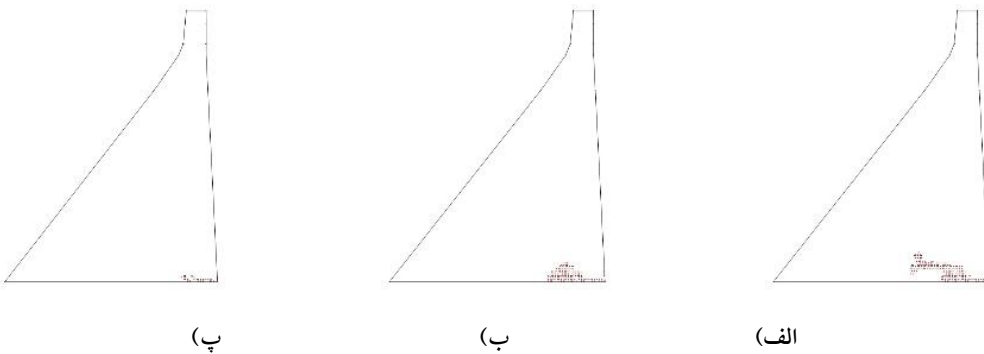
شکل ۴۰: پروفیل ترک خوردگی سد در اثر حرکت گسل برای مدل S3 به ازای نسبت‌های مدول الاستیسیته پی به سد، الف) $k=3$ ، ب) $k=6$ ، پ) $k=10$.



شکل ۴۱: پروفیل ترک خوردگی سد در اثر حرکت گسل برای مدل S4 به ازای نسبت‌های مدول الاستیسیته پی به سد، الف) $k=3$ ، ب) $k=6$ ، پ) $k=10$.



شکل ۴۲: پروفیل ترک خوردگی سد در اثر حرکت گسل برای مدل S5 به ازای نسبت‌های مدول الاستیسیته پی به سد، الف) $k=3$ ، ب) $k=6$ ، پ) $k=10$.



شکل ۴۳: پروفیل ترک خوردگی سد در اثر حرکت گسل برای مدل S6 به ازای نسبت‌های مدول الاستیسیته پی به سد، الف) $k=3$ ، ب) $k=6$ ، پ) $k=10$.

با توجه به شکل‌های ۳۲ الی ۴۳، مشاهده می‌گردد که با افزایش نسبت مدول الاستیسیته پی به مدول الاستیسیته سد، آسیب بیشتری بر سد وارد می‌شود. به عبارت دیگر اگر سختی پی کم باشد، نیروی اعمالی تکیه‌گاهی برای مدل کردن حرکت ریزگسل، صرف ایجاد تغییرشکل پی شده و بگونه‌ای نخواهد بود که ترکی در سد بوجود آورد. افزایش سختی پی سبب ایجاد ترک خوردگی در بدنه سد می‌شود. در این حالت اگر به پی اجازه ترک خوردن داده شود پی سازه به شدت ترک خورده و سیستم ناپایدار می‌گردد. از طرفی افزایش زیاد سختی پی مانند گیردار کردن پای سد بوده و در این صورت اعمال حرکت ریزگسل به ازای تغییرشکل‌های کوچک، سد را به سرعت به سمت ناپایداری سوق می‌دهد.

۵- نتیجه گیری

- در این تحقیق، تحلیل استاتیکی غیرخطی سد بتنی وزنی با در نظر گرفتن تغییر مکان‌های ناشی از ریزگسل عبوری از پی سد انجام گردیده و سه روش مختلف مدل‌سازی گسل مورد مقایسه قرار گرفته که بر اساس آن نتایج ذیل قابل بیان است:
- ۱- قرارگیری ریزگسل در هر موقعیت دلخواه در کف سد، می‌تواند آسیب‌های جدی به سد وارد کرده و این آسیب‌ها وقتی که ریزگسل در نزدیکی پاشنه سد قرار گیرد بیشتر خواهد شد.
 - ۲- افزایش زاویه قرارگیری امتداد گسل نسبت به کف سد (θ)، باعث ایجاد صدمات جدی‌تری به سد می‌گردد.
 - ۳- در روش گره‌های مجزا، ترک ابتدا در ارتفاع و به سمت تاج رشد کرده و سپس همزمان با رشد ترک در ارتفاع سد، المان‌های کف سد از دو طرف شروع به ترک خوردن می‌کند. در ادامه پس از اینکه تمامی المان‌های کف نرم شدند، مسیرهای ترک جدیدی همراه با ترک‌های قبلی شروع به رشد در ارتفاع سد می‌کند.
 - ۴- فشار مخزن سبب افزایش تعداد نقاط ترک‌خورده‌ی جسم سد شده ولی در قرارگیری ریزگسل در پنجه و میانه سد سبب افزایش و در قرارگیری ریزگسل در پاشنه سد سبب کاهش پاسخ غیرخطی سیستم می‌شود. همچنین فشار مخزن سبب پایدارتر شدن سیستم می‌شود.
 - ۵- یکی از نقاط مثبت مدل‌سازی به روش المان تماسی امکان استفاده از مدل رفتاری غیرخطی مانند مدل الاستوپلاستیک برای المان میان‌رویه بکار رفته برای مدل‌سازی ریزگسل می‌باشد که بر اساس آن، پی را می‌توان واقعی‌تر مدل نمود.
 - ۶- روش میان‌لایه نسبت به دو روش دیگر مناسب‌تر بوده و نتایج بدست آمده توسط این روش مشابه به روش گره‌های مجزا می‌باشد.
 - ۷- روش میان‌لایه، ضعف روش گره‌های مجزا را در مدل‌سازی ناپیوستگی پی، برطرف نموده و نسبت به روش تکتونیک مکانیسم واقع بینانه‌تری از اعمال حرکت ریزگسل در پی را ارائه می‌دهد.
 - ۸- در مدل‌سازی گسل به روش تکتونیک، حرکت ریزگسل به شکل حرکت تکیه‌گاهی مدل‌سازی شده و وقتی که سختی پی کم باشد، این حرکت صرف ایجاد تغییرشکل در المان‌های نزدیک به تکیه‌گاه پی شده و این نیرو در بخش‌های تحتانی پی جذب می‌شود و هیچ‌گونه ترکی را در سد بوجود نمی‌آورد. با افزایش سختی، پی به شکل جسم صلب عمل نموده و در این صورت حرکت ریزگسل، سبب ایجاد ترک خوردگی‌های شدیدتری در بدنه سد می‌شود.

- [1] Rashid, Y.R.; "Analysis of prestressed concrete pressure vessels"; *Nuclear Engineering and Design*, Vol. 7 (1968) 334-344.
- [2] Rots, J.G., de Borst, R.; "Analysis of mixed-mode fracture in concrete"; *Journal of Engineering Mech.(ASCE)*, Vol. 113 (1987) 1739-1758.
- [3] Bhattacharjee, S.S., and Leger, P.; "Application of NLFM Models to Predict Cracking in Concrete Gravity Dams"; *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 120 (1994) 1255-1271.
- [4] واقتی امیری، ج؛ «تحلیل دینامیکی غیرخطی ناشی از گسیختگی برشی - کششی سدهای بتنی وزنی با در نظر گرفتن اندرکنش دینامیکی تحت زلزله»؛ پایان نامه دکتری تخصصی، دانشگاه تربیت مدرس، ۱۳۷۶.
- [5] Mirzabozorg, H., Ghaemian, M.; "Three dimensional nonlinear seismic analysis of concrete dams including dam-reservoir interaction"; Ph.D thesis, Sharif University (2003).
- [6] Mirzabozorg, H., Ghaemian, M.; "Nonlinear behavior of mass concrete in three-dimensional problems using a smeared crack approach"; *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 34 (2005) 247-269.
- [7] Cai, Q.; "Finite element modeling of Cracking in gravity dams"; PhD thesis, university of Pretoria, (2007).
- [8] Calayir, Y., Karaton, M.; "Seismic Fracture Analysis of Concrete Gravity Dams including Dam-Reservoir Interaction"; *Computers and Structures*, Vol. 83 (2005) 1595-1606.
- [9] 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*, Vol. 13 (2015) 16-29.
- [10] Alijani-Ardeshir, M., Navayi Neya, B. and Ahmadi, M.T.; "Comparative Study of Different Smeared Crack Models for Concrete Dam"; *Journal of GRADEVINAR* (2016) In Press.
- [۱۱] علیجانی اردشیر، م.، نوائی نیا، ب.، احمدی، م.ت؛ «پاسخ دینامیکی سدهای بتنی وزنی با احتساب ترک اندود چرخان و چندجهته ثابت»؛ مجله علمی-پژوهشی شریف، ۱۳۹۵، در دست چاپ.
- [12] Goodman, R.E., Taylor, R.L., and Breckle, T.L.; "A model for the mechanics of jointed rocks"; *J. Soil Mech. and Foundation, Proc. ASCE*, Vol. 94 (1968) 637-658.
- [13] Smith, A.T.; "Time-depended strain accumulation and release at Island Arcs: implication for the 1946 Nakaido Earthquake"; Ph.D. Thesis, MIT, Cambridge (2004).
- [14] Jungels, P.H., Frazier, G.A.; "Finite element analyses of the residual displacement for an earthquake rupture: source parameter for the San Fernando earthquake"; *J. Geophys. Res.*, Vol. 78 (1973) 5062-5083.
- [15] Melosh, H.J., Raefsky, A.; "Simple and Efficient Method for Introducing Fault into Finite Element Computation"; *Bulletin of seismological Society of America* (1981).
- [16] Hampel, A.; "Along strike variations of the slip direction on normal Faults: Insights from three-dimensional finite-element models"; *Journal of structural geology*, vol. 30 (2008) 21-28.
- [17] Angelier, J., Hu, J.C.; "Three-dimensional modeling of the behavior of the oblique convergent boundary of southeast Taiwan"; *Tectonophysics*, Vol. 333 (2011) 261-276.
- [18] Ramancharla, P. K., Hatem, T., Meguro, K.; "Dynamic modeling of dip-slip fault for studying ground surface deformation using applied element method"; 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada (2004) 832.
- [19] Argia, y.; "Safety evaluation for dams against different modes of surface faults induced by earthquakes"; *Earthquake Resistant Engineering Structures*, Vol. 120 (2011).
- [۲۰] صادقیان، ع؛ «اثر گسل در ساختگاه بدنه سدهای بتنی قوسی»؛ پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه صنعتی شریف، تهران، ۱۳۸۸.
- [۲۱] کریمی، ز؛ «بررسی رفتار لرزه ای غیرخطی سد بتنی وزنی در اثر حرکت گسل در فونداسیون»؛ پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه صنعتی شریف، تهران، ۱۳۸۹.
- [22] Allen, C.R., Cluff, L.S.; "Active faults in dam foundations: An update"; *Proc. 12th World Conf. on Earthquake Engineering*, Beijing, China, (2000) October 12-17.
- [23] Wieland, M., Brenner, R.P., and Bozovic, A.; "Potentially active faults in the foundations of large dams Part 2: Design aspects of dams to resist fault movements"; *Special Session S13, Proc. 14th World Conf. on Earthquake Engineering*, Beijing, China, (2008) October 12-17.
- [24] Bhattacharjee, S. S.; "Smeared fracture analysis of concrete gravity dams for static and seismic loads"; PhD thesis, Department of Civil Engineering and Applied Mechanics, McGill University, Montreal, Canada (1993).
- [25] Navayi Neya, B.; "Mathematical modeling of concrete gravity dams under earthquake loading considering construction joints"; Ph.D thesis, Moscow Power Engineering Institute (1998).
- [26] Arabshahi, H.R., Lotfi, V.; "Nonlinear dynamic analysis of arch dams with joint sliding mechanism"; *Engineering Computations*, Vol. 26 (2009) 464-482.