

# تحلیل دینامیکی غیرخطی سدهای بتنی قوسی با احتساب رفتار غیرخطی درزه های انقباضی

جواد مرادلو<sup>1</sup>، محمد تقی احمدی<sup>2</sup>

دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه زنجان

دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه تربیت مدرس

[ajmoradloo@znu.ac.ir](mailto:ajmoradloo@znu.ac.ir)

## چکیده

تحلیل دینامیکی غیرخطی سدهای بتنی قوسی با احتساب رفتار غیرخطی درزه های انقباضی در این مقاله ارائه شده است. در مدل درز ترک گسسته ساده شده پیشنهادی، ویژگیهای خاص درزه های سدهای بتنی قوسی در بارگذاریهای شدید دینامیکی لحاظ شده است. مودهای بازشدگی و شکست برشی درزه ها به همراه رفتار کلیدهای برشی، شکست آنها و استفاده از توابع خسارت برای مدلسازی رفتار نرم شوندگی در مدل در نظر گرفته شده است. از روش نیوتن رافسون اصلاح شده برای خطی سازی و حل معادلات غیرخطی سازه استفاده شده است. مدلسازی اندرکنش آب و سازه با حل المان محدود معادله هلمهولتز برای احتساب فشارهای آب منفذی ارائه شده است. تراکم پذیری سیال به همراه شرایط مرزی مناسب مخزن شامل مرزهای جاذب انرژی، مرزهای دور و مرز سطح آزاد در مدل در نظر گرفته شده است. از روش نوسانی اصلاح شده برای حل معادلات محیطهای آب و سازه استفاده شده است. برای اعمال مدلهای فوق یک نرم افزار المان محدود برای تحلیل جامع دینامیکی غیرخطی سدهای بتنی وزنی و قوسی ارائه شده است. صحت سنجی متدولوژی و برنامه نگاشته شده بر اساس آن، بر اساس مثالهای متعددی از مراجع معتبر انجام شده است. با استفاده از متدولوژی ارائه شده، تحلیل دینامیکی غیرخطی سد ماروپوینت تحت بارگذاری زلزله تفت با احتساب اندرکنش کامل دینامیکی سد و مخزن ارائه شده است. نتایج تحلیلها نشان می دهند که طی بارگذاریهای شدید زلزله، باز شدگی و لغزش درزه ها محتمل است. مولفه عرضی رکورد زلزله تأثیر عمده ای در باز شدگی و شکست درزه های سد ایفا می کند. علیرغم عملکرد درزه های سد در کاهش تنشهای کششی قوس، ترک خوردگی و تسلیم بتن در راستای قوس، در تاج سد، تحت بارهای دینامیکی شدید در سدهای قوسی محتمل است.

**کلمات کلیدی:** سد بتنی قوسی، تحلیل غیرخطی، درزه های انقباضی، اندرکنش آب و سازه، المان محدود

## 1- مقدمه

سدهای بتنی قوسی از جمله سازه هایی هستند که با توجه به اهمیت و فاجعه آمیز بودن شکست احتمالی آنها، ارزیابی مستمر ایمنی آنها اهمیت فراوان دارد. مطالعات درباره این سازه ها در دهه های اخیر رشد چشمگیری داشته است. با این وجود به علت پیچیدگی ذاتی سدهای بتنی قوسی، هنوز موارد مبهم زیادی وجود دارند که بایستی مورد توجه بیشتری قرار گیرند. مدلسازی ریاضی و عددی سدهای بتنی قوسی یکی از پیچیده ترین مباحث در حوزه مهندسی عمران می باشند. این پیچیدگی ناشی از چندین عامل درگیر با یکدیگر می باشد: همانند رفتار غیر خطی وابسته به زمان بتن حجیم در بارگذاریهای سه بعدی نوسانی، اندرکنش سد با محیطهای نیمه بی نهایت پی و مخزن، ساخت مرحله ای و بلوکی سد و تأثیرات رفتار غیرخطی درزه ها در پاسخ سازه.

<sup>1</sup> - استادیار مهندسی عمران

<sup>2</sup> - استاد مهندسی عمران

بتن ماده ای شکننده و ترد با مقاومت کششی پایین است. برای مقابله با ترکهای حاصل از تنشهای حرارتی وانقباضی، سدهای بتنی به صورت بلوکهای مجزای 20 تا 15 متری که با درزه هایی از یکدیگر مجزا می شوند ساخته می شوند. این درزه ها به صورت قائم یا مارپیچ<sup>3</sup> ساخته می شوند. برای انتقال برش در عرض درزه ها، کلیدهای برشی یا جعبه های برشی تعبیه می شوند. این کلیدها به خصوص در نواحی با خطر لرزه خیزی بالا بیشتر مورد نیاز می باشند. در حالت بارگذاری استاتیکی، به علت تنشهای فشاری نرمال بالای حاصله از فشار هیدرواستاتیک مخزن، نیروی اصطکاکی بالائی در وجه درزه ها، بین بلوکها توسعه می یابد و کلیدهای برشی معمولاً مورد نیاز نیستند. اما در حالات سایت های با زلزله خیزی بالا یا وجود احتمال شکست پی و در نتیجه جابجائی نسبی بالا در بلوکها، انتقال برش ناشی از اصطکاک بین درزه ها کافی نیست و از این رو تعبیه کلیدهای برشی به عنوان یک ابزار کامل کننده برای انتقال برش در ساخت سدهای قوسی یکی از روشهای طراحی مرسوم به شمار می رود. درزه های انقباض دارای مقاومت کششی کوچکی می باشند که توسط چسبندگی بتن مصالح درزه و سطح بتن سخت شده ایجاد می شود، اما این مقاومت کششی کوچک در طراحی لحاظ نمی شود زیرا این چسبندگی به علت انقباض های بعدی بتن یا جابجائی محتمل بلوکها از بین می رود. باز و بسته شدن و لغزش این درزه ها در طی بارگذاریهای شدید همچون زلزله یکی از عوامل رفتار غیرخطی سدهای بتنی قوسی به شمار می رود.

مدلسازی درزه ها در مکانیک سنگ و ژئوتکنیک به کرات انجام شده است. مطالعه ادبیات فنی ژئومکانیک نشان می دهد که چهار دیدگاه عمومی برای مدلسازی ناپیوستگی در سنگ وجود دارد: المان درزه و المان بین سطحی<sup>4</sup>، المانهای مجزا<sup>5</sup>، روش تغییر شکلهای ناپیوسته<sup>6</sup> روش ناپیوستگی جابجائی<sup>7</sup> [1]

استفاده از المان درزه موسومترین دیدگاه برای مدلسازی رفتار درزه ها است. این دیدگاه با مدل سازی المان محدود سنگهای درزه دار سازگار است. در رابطه بندی المان مجزا، فرض می شود که جابجائی حاصله از ناپیوستگی به طور عمده ای از بلوکهای سنگ سالم تجاوز می کند. در نتیجه سنگ سالم به صورت بلوکهای صلب مدل شده و تنها ناپیوستگی های درزه می توانند در طی بارگذاری دچار تغییر شکل شوند [1]. در روش تغییرشکل ناپیوسته [1] فرض می شود که تغییرشکل کلی سیستم سنگ - درزه برابر مجموع تغییر فرمهای توده سنگ و جابجائی درزه هاست. در حال حاضر با این روش، تحلیل غیرخطی پیچیده بلوکهای سنگی ممکن نمی باشد و بنابراین کاربرد آن به مصالح خطی محدود است. این روش ضرورتاً یک روش المان محدود است با این تفاوت که هر بلوک سنگی به صورت یک المان محدود گسسته مدل می شود. برخلاف آن روش ناپیوستگی جابجائی یک تکنیک انتگرال مرزی است که در آن فرض می شود که رفتار سنگ سالم الاستیک خطی است [1]. در این مطالعه، درزه های سد قوسی با المانهای حد واسط مدل می شوند، زیرا بتن بین بلوکها به صورت مصالح غیرخطی مدل می شود که احتمال ترک خوردگی، لهیدگی و تغییرشکلهای بزرگ (رفتارهای غیرخطی مادی و هندسی) در آن وجود دارد و هیچ یک از روشهای دیگر قادر به این مدل سازی نیستند.

در زمینه تحلیل رفتار غیرخطی درزه های سدهای بتنی، مطالعات گسترده ای در دو دهه اخیر صورت گرفته است: نیوا و کلاف [2]، مطالعات آزمایشگاهی مدل دینامیکی قوس و بلوک طره را انجام دادند. نتایج مدل قوس نشان می دهد که باز شدن قوسها توسعه تنشهای کششی درجهت قوس را محدود می سازد. بعلاوه گزارش شد که به علت کاهش سطح مقطع باربر فشاری، تنشهای فشاری در جهت قوس بین درزه ها افزایش اساسی داشته است. خرد شدن وجه درزه ها عموماً به علت اضافه تنش فشاری در این مطالعه گزارش شده و تأثیر عمده ای بر پایداری قوسها داشته است. به دلیل برخی نواقص مدلسازی در رعایت تشابه نیروها نتایج این مدل تنها اهمیت کیفی داشت. رو و اسکریکر [3] به صورت عددی رفتار غیرخطی درزه های انقباضی در سد "ظینگ هان دین" (Xiang Hong Dain) را مطالعه کردند. درزه ها توسط المانهای گپ با طول صفر با فنرهای مماسی و نرمال بین بلوکهای سدمدل شدند. فنرها دارای سختی محدود در فشار و سختی صفر در کشش بوده اند. در این مدل افت تنش درجهت مماسی به علت باز شدن درزه ها در نظر گرفته نشده است. هال و داوولینگ [4] یک متد خاص برای

<sup>3</sup> - Spiral

<sup>4</sup> - Interface (Joint) element

<sup>5</sup> - Distinct element

<sup>6</sup> - Discontinues deformation method

<sup>7</sup> - Displacement discontinuity

معرفی باز و بسته شدن تدریجی درزه ها در دال‌های دو بعدی ارائه کردند. لغزش وجوه درزه‌ها در این مطالعه مدل نشده است. با استفاده از این روش آنها یک سطح مقطع افقی از یک سد قوسی شامل بلوک‌های مجزا را تحلیل کردند. آنها نتیجه گرفتند که پیش فشردگی حاصل از تنش‌های هیدرواستاتیکی مقاومت قابل ملاحظه‌ای را در برابر ناپایداری حاصل از بارهای دینامیکی ارائه می‌کند و این که این تنش‌های حاصله از مقاومت فشاری تک محوری بتن کمتر است، نتیجه گرفتند که فرض رفتار خطی تنش-کرنش برای بتن پذیرفته است. داوولینگ و هال [5] مدل پیشین خود را برای مطالعه تأثیرات باز و بسته شدن درزه‌های قائم و درزه‌های افقی در سدبتهی قوسی پاکویما اعمال کردند. در این مطالعه سیال مخزن تراکم ناپذیر و بی به صورت بدون جرم مدل شده است. درزه‌های ساختمانی افقی به صورت صفحات از پیش معلوم ضعیف مدل شده و از رفتار فشاری غیرخطی و لغزش درزه‌ها صرف‌نظر شده است. نتیجه عمده‌ای که از این تحلیل حاصل شد این بود که تنش‌های فشاری در سطح سالم باقی مانده درزه‌های ساختمانی افزایش می‌یابد و این افزایش می‌تواند به حدی بزرگ باشد که فرض رفتار الاستیک خطی بتن را نقض کند. بعلاوه جدایی بزرگ درزه‌های انقباض و درزه‌های افقی در بخش فوقانی سد می‌تواند فرض عدم لغزش را نقض کند. در کل ناتوانی مدل آنها برای احتساب تأثیرات لغزش درزه‌ها و کمبود یک مدل سه بعدی مصالح در مدل‌سازی رفتار بتن کاربرد نتایج را محدود می‌سازد. تاسکوو و یورکوفسکی [6] رفتار طره مرکزی یک سد بتنی قوسی که توسط بلوک‌های مجاور محدود شده است را مطالعه کردند. با استفاده از این مدل که با یک مدل تست مقیاسی تأیید شد، نتیجه گرفتند که تأثیرات مدلسازی درزه‌ها در پاسخ لرزه‌ای سدهای قوسی به علت لغزش سطح سالم، خردشدگی سطح تماس، بازشدگی درزه‌ها و کاهش اصطکاک سطح سالم قابل ملاحظه است. هوهبرگ [7] یک برش افقی از یک سد قوسی واقعی تحت فشار آب را مدل کردند. سازه تحت تأثیر الگوی جابجایی که منجر به باز شدن تمام درزه‌ها می‌شد قرار گرفت و سپس تحت ارتعاش آزاد حول حالت تحت استراحت خود قرار گرفت. هدف این مطالعه فهم مسائل عددی مرتبط در المانهای درزه در تحلیل المان محدود بود. هیچ نتیجه‌گیری در ارتباط با تأثیرات درزه‌ها بر رفتار سدهای قوسی ارائه نشد. لطفی و دیگران [8] دو مدل ترک گسسته و مدل پلاستیک موهر-کولمب را در مطالعه رفتار غیر خطی یک سد قوسی نازک با هم مقایسه کردند. نتیجه گرفته شد که تأثیرات پلاستیسیته بتن می‌تواند به اندازه تأثیرات باز شدن درزه‌ها مهم باشد. احمدی و دیگران [9] مدل المان محدود ترک گسسته درزه‌های قائم و درزه‌های بین پی و سد در سدهای قوسی را استخراج کردند. تحلیل استاتیکی بوده و تنها مود اول شکست در نظر گرفته شده است. آنها اظهار می‌دارند که در نظر گرفتن درزه‌های پی منجر به کاهش تنشهای کششی طره و افزایش تنشهای کششی قوس خواهد شد. می و دیگران [10] تحلیل دینامیکی سد قوسی را با استفاده از نرم افزار ADINA و مدلسازی درزه‌های انقباض انجام دادند. مشاهده گردید که مدلسازی درزه‌های انقباضی منجر به کاهش تنشهای کششی قوس و افزایش تنشهای کششی طره و تنشهای فشاری در سد می‌گردد. لاثو و دیگران [11] رفتار غیر خطی سدهای قوسی را با احتساب تنها رفتار غیرخطی درزه‌های قائم مطالعه کردند. نشان داده شد که لغزش درزه‌ها منجر به تغییرات دائمی در شکل سد قوسی و تغییرات عمده‌ای در الگوی تنشها خواهد شد. هال [12] یک روش تقریبی برای آنالیز سدهای قوسی بر اساس روش ترک اندود پیشنهاد کرد. در این تحقیق درزه‌ها به صورت غیر مستقیم و با اعمال شرائطی که بر تنش‌های المان در نقاط گوس اعمال شده اند مدل شده است. نتایج نشان می‌دهند که فشار آب منفذی الگوی ترک خوردگی را تغییر می‌دهد و بعلاوه این که یک سد قوسی می‌تواند ترک خوردگی عمده‌ای را در طی زلزله‌های قوی به صورت ایمن تحمل کرده و پایدار بماند. احمدی و دیگران [13] مدل المان محدود درزه غیرخطی با رفتار اندرکنش کششی برشی برای آنالیز سیستم سد قوسی و مخزن را ارائه کردند. نتایج نشان می‌دهند که در اثر لغزش درزه‌ها تنشهای کششی از مقاومت کششی بتن تجاوز خواهند کرد اما تنشهای فشاری همچنان در محدوده الاستیک باقی خواهند ماند. وبر [14] رفتار غیرخطی سدهای بتنی قوسی با احتساب رفتار غیرخطی درزه‌ها و ترک‌های از پیش مشخص شده را مدل کرد. در این تحقیق، فرض درزه‌های کلیددار اعمال شده که در بردارنده انتقال برش نامحدود با سختی برش درزه کامل در عرض درزه است. مخزن خالی و پی سد صلب فرض شده است. نتایج آنها نشان می‌دهد که افزایش بازشدگی درزه‌ها منجر به خمش طره و حرکت پیچشی می‌شود. در هر حال فرض کلید برشی در مدل هر تناوب فاز بین حرکت طره را محدود کرده و پایداری کافی را برای جلوگیری از توسعه تنش‌های خمشی بحرانی فراهم می‌کند. هوهبرگ [15] یک مدل جزئی‌نگر درزه که لغزش اصطکاکی و جدایی را در نظر می‌گرفت را پیشنهاد نمود. همچنین ناهمواریهای زبری سطح درزه نیز مدل شد. در این تحلیل مخزن

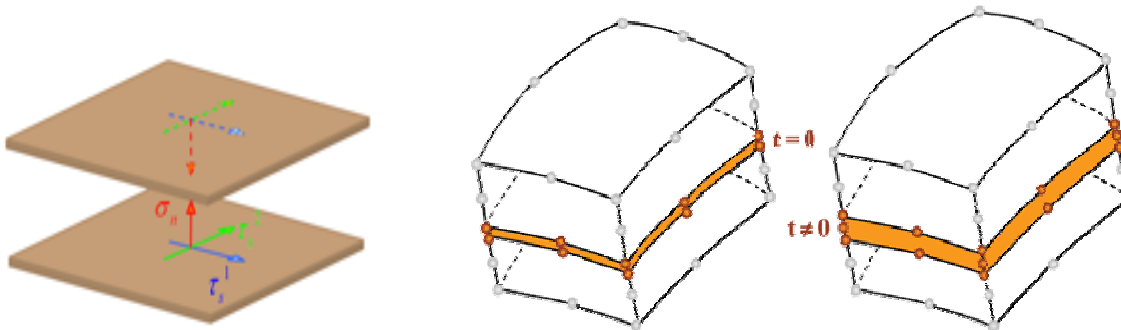
سد مدل نشده و تأثیر کلیدهای برشی با افزایش ارتفاع زبری در نظر گرفته شده است. نتایج این مطالعات مشاهدات پیشین را تأیید می‌کند که باز شدن درزه‌ها منجر به کاهش تنش‌های کششی در جهت قوس می‌شود. فنوس و دیگران [16 و 17] یک المان درزه برای مدلسازی باز و بسته شدن درزه‌های انقباض ارائه کردند. تأثیرات لغزش در درزه‌ها و رفتار غیرخطی مصالح بتن سد لحاظ شده است. در این تحقیق مدل ارائه شده توسط رو و اسکریکر [3] برای مدلسازی رفتار غیرخطی درزه‌های ساختمانی در کد ADAP اعمال شد. در این تحلیل انعطاف‌پذیری پی نیز لحاظ شده است. مخزن با فرض سیال تراکم‌ناپذیر مدل شده و تأثیرات جذب انرژی رسوبات نیز لحاظ شده است. نتایج این مطالعه برخی از مشاهدات گزارش شده توسط محققین دیگر را تأیید می‌کند. بولگونینی [18] یک مدل اصطکاکی برای احتساب لغزش درزه‌ها را پیشنهاد کرد. آنها از این مدل برای تحلیل یک سد قوسی با مخزن خالی استفاده کردند. در تحلیل درزه‌های فعال به بخش پایین‌تر سد محدود شد. به علت این فرض و صرف‌نظر کردن از آب مخزن، تأثیر حرکت درزه‌های سد بی‌معنی نشان داده شد.

## 2- مدلسازی رفتار غیرخطی درزه‌ها

### 1-2 المان درزه

در این مقاله، مدل درزه ترک گسسته ساده شده برای مدلسازی رفتار غیرخطی درزه‌ها در سدهای بتنی قوسی اعمال شده است [13 و 1]. مدل انتخابی دارای توانایی مدلسازی شکست کششی و برشی درزه‌ها، توانایی مدلسازی رفتار کلیدهای برشی و توابع خسارت درزه برای مدلسازی رفتار نرم شوندگی می‌باشند. مدل درزه فوق در المان 16 گرهی با ضخامت صفر اعمال شد. در برنامه تدوین شده امکان اعمال فشارهای هیدرودینامیکی و یا هیدرواستاتیکی داخل المان درزه فوق پیش‌بینی شده است.

در این تحقیق از المان درزه پیشنهاد شده توسط بیر [19] برای مدلسازی درزه‌های سد استفاده شده است. اشکال این المان درزه در شکل (1) ارائه شده است. همانطور که دیده می‌شود هندسه یک میان رویه سه بعدی با ضخامت صفر توسط هندسه سطح میانی المان مشخص می‌گردد. جهت باز و بسته شدن وجوه فوقانی و تحتانی المان توسط بردار عمود بر سطح میانی المان مشخص می‌گردد. در هر نقطه گوس مشابه با متدولوژی به کار رفته در المان پوسته ضخیم [20] می‌توان دستگاه مختصات محلی تعریف کرد که در ادامه هر کمیت برداری در این دستگاه مختصات، توسط یک ماتریس تبدیل شامل کسینوسهای هادی این دستگاه نسبت به دستگاه مختصات کلی قابل تبدیل از سیستم مختصات محلی به کلی می‌باشد. این المان درزه از نوع ایزوپارامتریک بوده و از توابع شکل یکسانی برای تقریب هندسه و جابجایی نسبی در هر نقطه قلمرو المان استفاده می‌کند. این المان در مسائل سه بعدی می‌تواند دارای هشت یا شانزده گره باشد.



شکل 1 سینماتیک المان درزه

### 2-2 مدل درزه تدوین شده

در درزه‌های سد قوسی، تا وقوع شکست کششی، به دلیل وجود کلیدهای برشی مولفه‌های تنش مماس بر درزه مقدار خود را حفظ کرده و به عبارتی رفتار درزه در جابجائی‌های مماسی هنوز در وضعیت الاستیک باقی می‌ماند. هنگامی که شکست برشی یا شکست کلیدهای درزه انقباض اتفاق می‌افتد، یکی از مولفه‌های مهم مقاومت اصطکاکی به نام چسبندگی به مقدار صفر کاهش

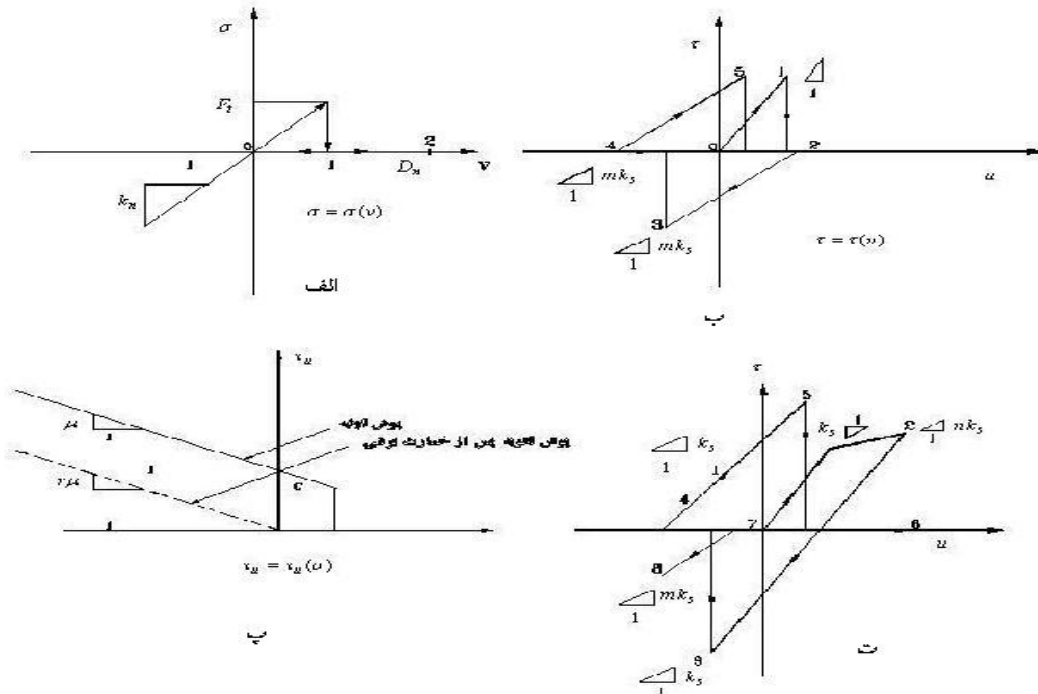
می‌یابد و تنها در صورت وقوع جابجائی‌های قبلی نرمال با مقدار منفی (درزه تحت تنش‌های فشاری) زاویه اصطکاک داخلی در مقاومت برش باقی مانده شرکت می‌نماید. از این رو پدیده‌های شکست کششی و شکست برشی با توجه با ارتفاع کلیدهای برشی اثرات متقابل بر یکدیگر داشته و به کارگیری مشاهدات تجربی در قانون بنیادی المان درز لازم می‌باشد. در این مقاله از مدل درز ترک گسسته ساده شده<sup>8</sup> (SDCJM) استفاده شده است. بر مبنای مدل درز ترک گسسته ساده شده، فرضیات زیر برای قانون بنیادی المان درز در نظر گرفته خواهد شد:

- درز دارای مقاومت کشش کوچک یا برابر با صفر می‌باشد.
- سختی نرمال ( $K_n$ ) و تنش نرمال پس از شکست کششی یا بازشدگی درز برابر با صفر خواهد بود، اما سختی مماس به تدریج با بازشدگی درز کاهش خواهد یافت. در این وضعیت المان درز دارای تغییرشکل‌های الاستو-پلاستیک می‌باشد.
- هنگامی که بازشدگی درز از حد تعریف شده‌ای ( $D_n$ : زبری مشخصه یا ارتفاع کلیدهای برشی) تجاوز نماید، تنش‌های مماسی و سختی مماسی هر دو صفر می‌شوند.
- اگر تنش‌های برشی برای یک درز سالم کمتر از مقاومت برشی (ناشی از چسبندگی و اصطکاک) باشد، درز جابجائی‌های مماسی الاستیک خواهد داشت. در غیر اینصورت پس از یک شکست برشی و افت مقاومت برشی، درز وضعیت کاملاً پلاستیک به خود خواهد گرفت.
- هنگامی که درز بسته می‌شود، اصطکاک ایجاد شده مجدداً برای مقاومت در برابر لغزش مؤثر خواهد بود. بنابراین درزه به صورت الاستیک یا الاستوپلاستیک با درگیری بین جابجائی‌های نرمال و برشی رفتار می‌کند.
- سطوح درز دارای خواص ایزوتروپ می‌باشند.
- مدل پلاستیسیته برای لغزش درز مدل الاستو-پلاستیک نرم شونده با معیار تسلیم موهر-کولمب می‌باشد که برای لغزش درز معقول است.
- شکست برشی المان با افت مقاومت برشی و سختی مماسی دنبال خواهد شد. به هر حال در بارگذاری مجدد یک مقاومت برش باقی مانده ناشی از یک ضریب اصطکاک کاهش یافته رخ خواهد داد (رفتار نرم‌شوندگی یا خسارت مربوط به مولفه‌های مقاومت برشی)
- در وضعیت بسته بودن درز و تغییر شکل‌های پلاستیک پس از شکست برشی درز، ماتریس مدول الاستو-پلاستیک به شکل قطری و ساده زیر در نظر گرفته می‌شود:

$$D^{ep} = \begin{bmatrix} K_n & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (1)$$

رفتار مدل ایده‌آل درز در تغییر شکل‌های نسبی نرمال و مماسی با نام مدل درز ترک گسسته ساده شده (SDCJM) برای محاسبات عددی در شکل (2) ترسیم شده است. در این شکل ضرائب کاهش زیر برای بازشدگی و شکست برشی درز تعریف می‌شود:  $\Gamma$ : ضریب کاهش برای ضریب اصطکاک ناشی از شکست برشی،  $m$ : ضریب کاهش برای ضریب سختی برشی ناشی از شکست برشی و  $n$ : ضریب کاهش برای ضریب سختی برشی ناشی از شکست کششی در شکل (2) درگیری یا اثرات متقابل شکست برشی و شکست کششی با توجه به میزان بازشدگی درز نسبت به ارتفاع کلیدهای برش مدل شده است.

<sup>8</sup> -Simplified Discrete Crack Joint Model



شکل 2 رابطه رفتاری مدل درز ترک گسسته ساده شده

الف-جابجایی نرمال (1) شکست کششی (2) بازشدگی درز بیش از ارتفاع کلید برشی (0) شروع بارگذاری (1) شکست برشی (2) باربرداری برشی (3) شکست برشی جدید (4) بارگذاری جدید (5) شکست برشی جدید

ب-سطح تسلیم متوالی برای خسارت درز

ت-شکست‌های کششی و برشی بادرگیری: (0) شروع بارگذاری در کشش (1) کاهش سختی برشی با بازشدگی ناقص درز، (2) باربرداری برشی در فشار، (3) باز شدگی کامل درز (4) بازشدگی برشی در فشار (5) شکست برشی (6) بارگذاری برشی (7) لغزش کامل در کشش (8) باربرداری برشی

### 3-2 الگوریتم محاسبات مدل‌های درز تدوین شده

برای نمایش مدل‌های درز ترک گسسته به عنوان قوانین بنیادی المان درز در قالب الگوریتم محاسبه کامپیوتری، دو نوع ترک در هر نقطه گوس تعریف می‌شود: ترک I ناشی از شکست کششی و ترک II ناشی از شکست برشی درز. یک پارامتر وضعیت رفتار درز را به صورت جدول (1) توضیح می‌دهد:

جدول 1 توصیف اندیس وضعیت رفتار درزه

توصیف وضعیت ترک	( پارامتر وضعیت ترک) ITEN
درز سالم	0
ترک I در فشار	1
ترک I در کشش با $V_n \mathbf{f} D_n$	2
ترک I در کشش با $V_n \mathbf{p} D_n$	3
ترک II در فشار با	4
ترک II در فشار با $t \mathbf{p} t_u$	5
ترک II در کشش	6

در هر گام بارگذاری، تنش‌های المان درز در دستگاه مختصات محلی به کمک معادله  $ds = Dd\Delta$  محاسبه خواهد شده که در آن  $d\Delta$  بردار نمو جابجائی نسبی برای تکرار شماره  $i$  و  $D$  ماتریسی می‌باشد که جملات آن برای دو مدل مزبور باتوجه به وضعیت حاضر ITEN در هر نقطه گوس تعیین می‌گردند. این ماتریس برای مدل SDCJM یک ماتریس قطری مشابه با ماتریس مدول الاستیک می‌باشد اما ضرائب سختی  $k_n$  و  $k_s$  به کمک جدول (2) تعیین می‌گردند در این جدول پارامترهای  $k_{no}$  و  $k_{so}$  عبارت از ضرائب سختی اولیه و  $k_n$  و  $k_s$  مقادیر وابسته به پارامتر وضعیت (ITEN) می‌باشند. باتوجه به جدول فوق و ضوابط مربوط به مدل‌های درز تدوین شده (شکل) فلوچارت شکل (3) برای محاسبه پاسخ المان درز تدوین شده است. این فلوچارت ماتریس مدول الاستو پلاستیک  $D$  با وضعیت درز ITEN در یک نقطه گوس از المان درز را براساس بردار جابجائی گرهی المان (a)، تنش در نقطه گوس  $S$  و وضعیت قبلی نقطه گوس ITEN برای هر گام بارگذاری یا گام زمانی و هر تکرار از حل معادلات سیستم تعیین می‌کند. لازم به ذکر است که ضرائب سختی  $k_n$  یا  $k_s$  برابر صفر به معنی مولفه‌های تنش نظیر (تنش مماس یا تنش نرمال) برابر با صفر در نقطه گوس مورد نظر می‌باشد.

جدول 2 مقادیر ضریب‌های سختی (D) درز در ماتریس رفتاری درزه برای مدل درزه SDCJM

وضعیت درز	سالم	خسارت کششی			خسارت برش		
		1	2	3	4	5	6
ITEN	0						
$k_s$	$k_{so}$	$k_{so}$	0	$nk_{so}$	0	$mk_{so}$	0
$k_n$	$k_{no}$	$k_{no}$	0	0	$k_{no}$	$k_{no}$	0

#### 2-4 محاسبه تنش در المانهای درز

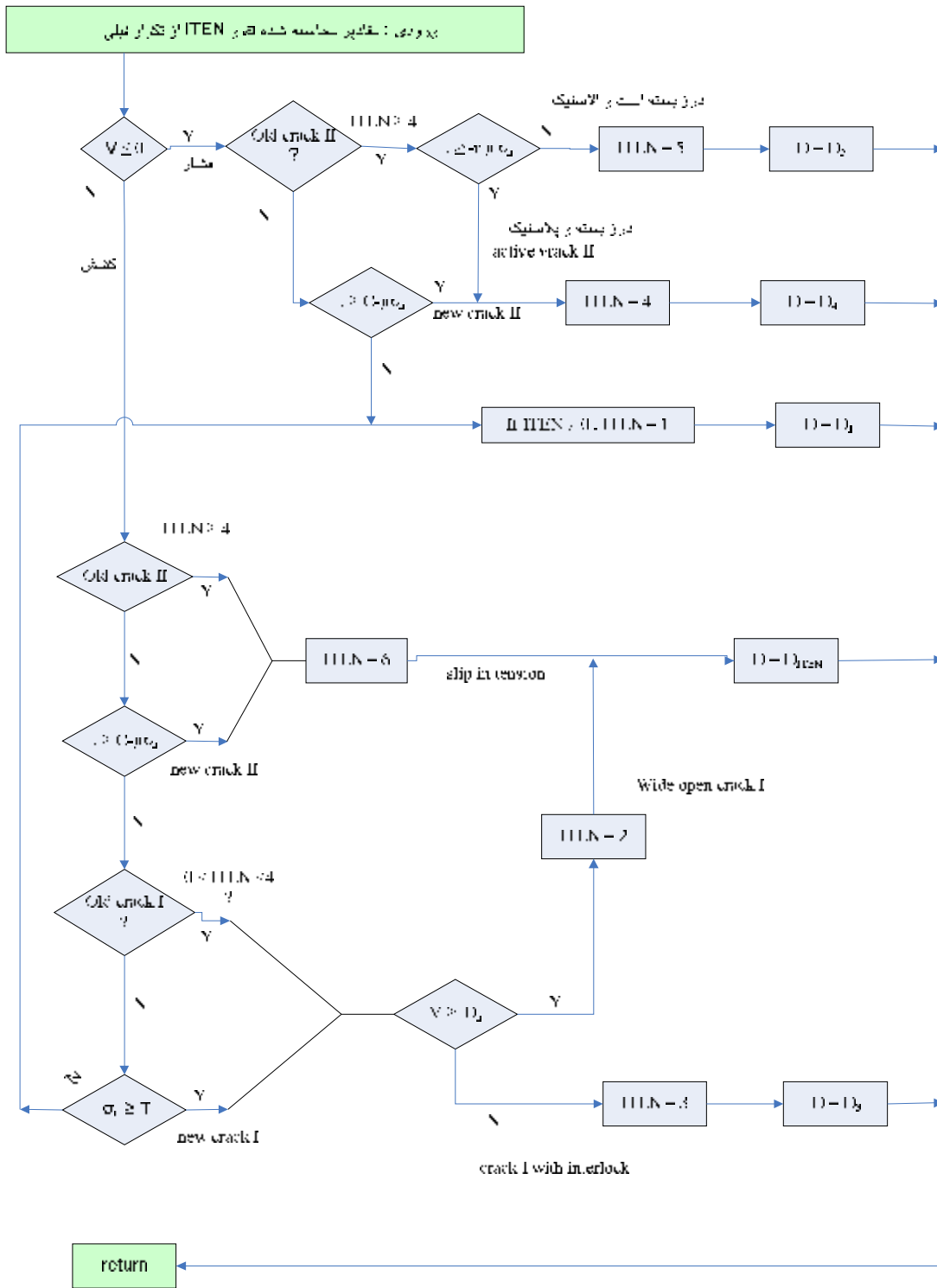
در فرآیند تکرار عددی، وضعیت حالات تنش‌ها و ماتریس صلبیت از مدل‌های رفتاری الاستو-پلاستیک ارائه شده در قسمت قبل به دست می‌آیند. در ابتدا تانسور تنش  $\{S\}^i_{m+1}$  و ماتریس صلبیت  $\{D\}^i_{m+1}$  مربوط به میدان جابجائی  $\{u\}^i_{m+1}$  برای تکرار  $i$ ام در گام زمانی  $(m+1)$  محاسبه می‌شود. در ادامه بردار بارمانده  $F^i_{m+1}$  و سختی  $K^i_{m+1}$  محاسبه شده و در روش نیوتن رافسون یا نیوتن رافسون اصلاح شده استفاده می‌شود. نکته مهم دیگری که در الگوریتم حل بایستی مد نظر قرار گیرد، محاسبات دقیق نیروهای داخلی در هر تکرار است [21]. این امر مستلزم اعمال یک الگوریتم مناسب برای محاسبه تنشها در هر تکرار می‌باشد. رابطه بنیادی تنش - کرنش برای یک ماده الاستو-پلاستیک رابطه بین یک تغییر بسیار کوچک تنش و کرنش را بیان می‌کند. در تحلیل‌های المان محدود به جای این نمو کوچک بار یک مقدار محدود بسته به اندازه گام زمانی یا گام بار به سیستم معادلات اعمال می‌شود. از این رو برای محاسبه تنشها بایستی این رابطه نمودی انتگرال گیری شود:

$$\{\Delta S\}^i_{m+1} = \int_{\{e\}_m}^{\{e\}^i_{m+1}} [D_{ep}] \{de\} = \int_0^{\Delta e} [D_{ep}] \{de\} \quad (2)$$

یک الگوریتم نامناسب ممکن است به مقادیر غیر صحیح تنش منتهی شده و رسیدن به همگرایی را در حل معادلات به تاخیر بیاندازد. معمولاً محاسبه تنش قسمت مهمی از زمان کل محاسبه را مصرف می‌کند. الگوریتمهای ارائه شده برای محاسبه تنش در مسائل الاستو-پلاستیک به دو دسته روشهای صریح و روشهای ضمنی تقسیم می‌شوند [22]. در روشهای صریح تغییر شکل (یا کرنش) به دو قسمت الاستیک  $r\{\Delta e\}$  و غیر الاستیک  $(1-r)\{\Delta e\}$  تقسیم می‌گردد. نمو تنش متناظر با تغییر شکل الاستیک از رابطه هوک محاسبه می‌شود. برای محاسبه نمو تنش متناظر با بخش غیر الاستیک، این بخش از نمو کرنش به تعدادی زیر نمو تقسیم می‌شود و در ادامه تنش به صورت پیشرو و گام به گام در هر یک از این زیر بازه‌ها محاسبه می‌شود:

$$\Delta \tilde{e} = \frac{(1-r)\{\Delta e\}}{m} \quad (3)$$

$$\{\Delta S\}^i_{m+1} = \sum_k \frac{D_{k-1} \{\Delta \tilde{e}\}}{m} \quad (4)$$



شکل 3 فلوجارت مدل درز ترک ساده شده

ماتریس  $D_{k-1}$  الاستو-پلاستیک در زیر بازه  $k-1$  می باشد، انتگرال گیری فوق منجر به فاصله گرفتن تنشهای نهایی حاصله از سطح تسلیم می شود که بایستی با یک ضریب تصحیح این تنشها به سطح تسلیم بازگردانده شوند. این الگوریتم توسط چن و نوروزیان [ 11و23 ] در محاسبات تنش المانهای درز استفاده شده است. نوروزیان از روش ماتریس سختی اولیه در حل معادلات به روش نیوتن رافسون استفاده کرده و هیچ گاه ماتریس سختی را به روز نمی



نمایند. در عوض ادعا کرده اند که با این الگوریتم تنشها به دقت محاسبه شده و مشکل واگرایی حاصل از اعمال شوکهای تغییرات ناگهانی سختی وجود نخواهد داشت.

در این مقاله برای محاسبه تنشها در المان درزه از روش صریح استفاده شده است. با توجه به تغییرات شدیدتر تنشها در این المان از یک روش صریح دقیقتر با استفاده از روش رانگ کوتاه استفاده شده است. در این روش ابتدا یک افزایش کرنش به صورت  $\{\Delta e\}_{(m+1)/2}^i$  در یک گام بار اعمال شده و توسط آن تنشها محاسبه می شود :

$$\Delta S_{1/2} = D_0 \frac{\{\Delta e\}_{(m+1)}^i}{2} \quad (5)$$

تنشهای حاصله و پارامترهای تاریخچه ای تغییر یافته مرتبط با آن ( نظیر پارامترهای وضعیت تنش) برای محاسبه ماتریس الاستو-پلاستیک جدید  $D_{1/2}$  به کار گرفته می شود. و در نهایت مقدار مجهول افزایش تنش در گام فعلی از رابطه زیر محاسبه می شود :

$$\Delta S = D_{1/2} \{\Delta e\}_{(m+1)}^i \quad (6)$$

این الگوریتم دارای دقت مرتبه دو می باشد.

### 3- مدل سازی اندرکنش آب و سازه

معادله حاکم بر توزیع فشار هیدرودینامیکی در محیط سیال برای مسأله اندرکنش سد و مخزن، معادله موج (معادله هلمهولتز) می باشد:

$$\nabla^2 P = \frac{1}{C^2} \frac{\partial^2 P}{\partial t^2} \quad (7)$$

این رابطه با ساده سازی معادله ناویه-استوکس با فرض جابجاییهای کوچک سیال، غیر لزج بودن آن، استفاده از قوانین تجربی هوک و صرفنظر از تغییرات زمانی و مکانی دانسیته جرمی آب، حاصل شده است. در این رابطه :  $r$  دانسیته سیال،  $P$  فشار سیال،  $C$  سرعت صوت در سیال می باشد. شرائط مرزی حل معادله فوق برای مساله اندرکنش سد و مخزن عبارتند از :

شرط مرزی پواسن برای سطح آزاد :

$$\left[ \frac{\partial P}{\partial y} + \frac{1}{g} \frac{\partial P}{\partial t} \right]_{y=h} = 0 \quad (8)$$

شرط مرزی شاران برای مرز دور [1] :

$$\frac{\partial P}{\partial x} = -\frac{P}{2h} - \frac{1}{C} \frac{\partial P}{\partial t} \quad (9)$$

برخلاف شرط مرزی مرسوم سامرفلد، این شرط مرزی برای فرکانسهای پایین سیستم نیز معتبر است.

شرط مرزی جذب پاره ای امواج در بستر و تکیه گاهها

$$\frac{\partial P}{\partial n} = -r \frac{\partial P}{\partial t} - \frac{1}{bC} \frac{\partial P}{\partial t} \quad (10)$$

$$b = \frac{r_b C_b}{rC}$$

شرط مرزی اندرکنش :

$$r \frac{\partial P}{\partial n} = -\frac{\partial P}{\partial t} \quad (11)$$

در روابط فوق  $h$  ،  $r$  ،  $r_c$  ،  $r$  ،  $n$  ،  $C_b$  ،  $b$  به ترتیب عمق مخزن، مولفه قائم شتاب زمین، جرم واحد حجم آب، جرم واحد حجم مصالح بستر، بردار نرمال بر سطح، سرعت صوت در سنگ پی و نسبت امپدانس صوتی مخزن به امپدانس صوتی سنگ پی می باشد.

برای حل معادلات اندرکنشی آب و سازه از روش حل نوسانی استفاده شده است. از المان 20 گرهی اویلری استفاده گردید. صحت سنجی محاسبات هیدرودینامیک از طریق مثالهای نمونه مختلف انجام گردیده و سپس در تحلیلهای دینامیکی سد به کار رفته است [1].

## 4- کاربرد عددی و مثالهایی برای تایید مدل‌های پیشنهادی

### 4-1 کاربرد عددی

الگوریتم فوق در برنامه المان محدود GFEAP اعمال شده است. این برنامه به زبان فرترن تهیه شده و دارای المانهای سه بعدی 8 و 20 گرهی سرندی پیتی، المان سه بعدی 6 و 15 گرهی گوه، المان سه بعدی 16 گرهی درزه و المان سه بعدی 20 گرهی سیال می باشد. الگوهای انتگرالگیری گوس و لوباتو با مراتب انتگرالگیری مختلف به انتخاب کاربر در برنامه پیش بینی شده است. تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی زلزله با روش استاندارد نیومارک در برنامه انجام پذیر است. الگوریتمهای تحلیل مسائل غیرخطی به روشهای نیوتن رافسون تام، اصلاح شده و سختی اولیه در آن اعمال شده اند. برنامه دارای حافظه دینامیکی برای مدیریت متغیرهاست. برنامه دارای توانایی مدل سازی مسائل با سختی های متقارن و نامتقارن می باشد. برنامه به صورت شی گرا در قطعات و زیربرنامه های متعدد مجزا نگاشته شده است [1].

### 4-2 مثالهای تایید مدل

برای کنترل مدل درزه پیشنهادی، مدل اندرکنش آب و سازه، الگوریتمهای ارائه شده و کارکرد خود برنامه در این قسمت سه مثال عددی ارائه می شوند.

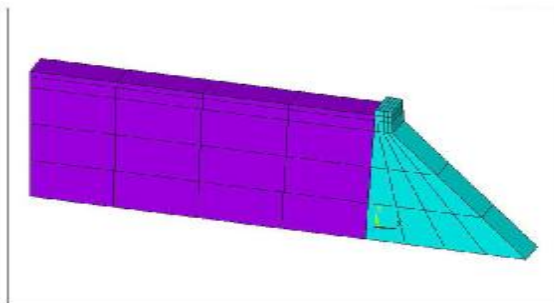
### 4-2-1 مدل سازی اندرکنش آب و سازه

در این بخش تحلیل دینامیکی سد پایین فلات تحت مولفه افقی رکورد زلزله منجیل بررسی شده و نتایج با نتایج تحلیل نرم افزار ANSYS مقایسه شده است. مشخصات مصالح سد به صورت زیر است: مدول الاستیسیته بتن  $E_c = 22.75 \text{ GPa}$ ، جرم

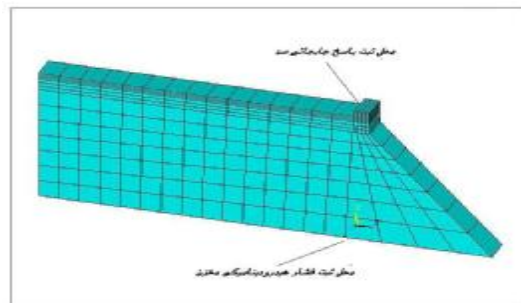
$$\text{واحد حجم بتن } r_c = 2.5 \text{ Ton/m}^3, \text{ ضریب پواسن } \nu = 0.2, \text{ ضریب میرایی } h=00$$

در اشکال (4 و 5) شبکه المان محدود استفاده شده در ANSYS و GFEAP ارائه شده است. در هر دو مدل طولی از مخزن به طول دو برابر ارتفاع سد مدل شده است. دیواره ها و کف مخزن به همراه مرز دور مرزهای جاذب انرژی را تشکیل می دهند. پی سد صلب فرض شده و از اندرکنش سد و پی صرف نظر شده است.

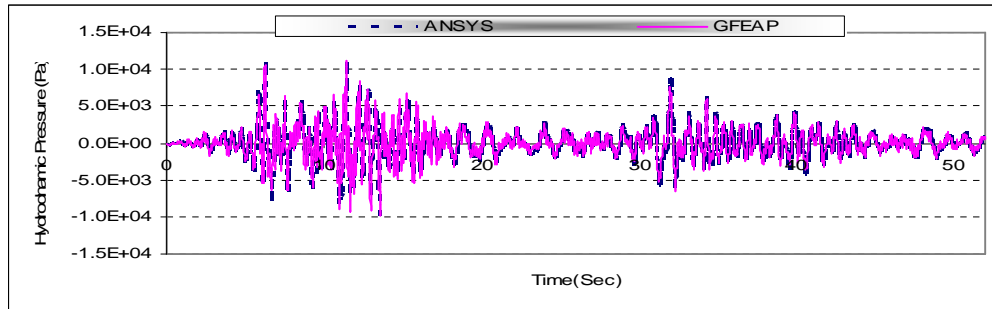
در مدل ANSYS از 64 المان 8 گرهی جامد و 195 المان 8 گرهی سیال و در مدل GFEAP از 24 المان 20 گرهی جامد و 20 المان 20 گرهی سیال استفاده شده است. تحلیل‌های دینامیکی با استفاده از رکورد شتابنگاشت زلزله منجیل با بیشینه شتاب  $0.36g$  انجام شده اند. نتایج جابجائیهای تاج و فشارهای هیدرو دینامیکی بستر مخزن در مجاورت سد در اشکال (6 و 7) ارائه شده اند. همانطور که از اشکال دیده می شود نتایج مدل GFEAP تطابق بسیار خوبی با نتایج مدل ANSYS دارند.



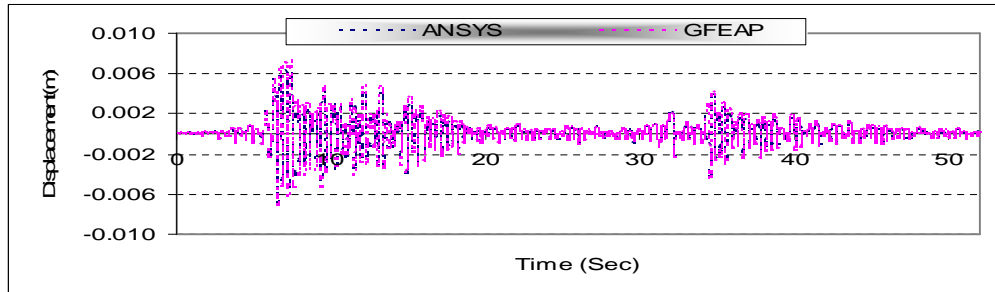
شکل 5 شبکه المان محدود استفاده شده در GFEAP



شکل 4 شبکه المان محدود استفاده شده در ANSYS



شکل 6 تاریخچه زمانی کامل فشار هیدرودینامیکی کف در مقایسه با نتایج نرم افزار ANSYS



شکل 7 تاریخچه زمانی کامل جابجائی تاج در مقایسه با نتایج نرم افزار ANSYS

#### 4-2-2 مدل سازی رفتار غیر خطی درزه ها

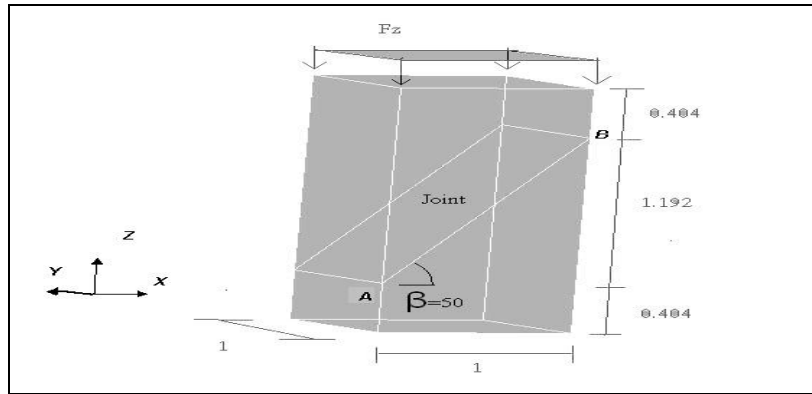
الف) مدل درز مورب تحت فشار قائم

برای تایید مدل درزه پیشنهادی، در این قسمت تحلیل استاتیکی درز مورب تحت فشار قائم ارائه شده است. مشخصات این مدل در شکل (8) ارائه شده است [1]. این مثال یک منشور مکعبی شامل یک درز مورب می باشد. حل تحلیلی این مثال در مرجع [15] ارائه شده است. در این تحلیل این سازه با دو المان 20 گرهی و یک المان درز مدل شده است. خواص مقاومت برشی درزه به حد کافی بزرگ انتخاب می شوند به طوریکه جابجاییهای مماسی الاستیک در صفحه درز رخ دهند. این مقادیر عبارتند از: مدول الاستیسیته  $E_c = 1 \times 10^5$  ضریب پواسن،  $\nu = 0.0$ ، ضریب سختی مماسی  $K_s = 5 \times 10^3$  (N/m<sup>3</sup>)، ضریب سختی نرمال  $K_n = 1 \times 10^4$  N/m<sup>3</sup>، مقاومت کششی  $F_t = 0.0$ ، چسبندگی  $C = 0.0$ ، ضریب اصطکاک  $\mu = 1.0$ ، ارتفاع کلید برشی  $D_n = 0.0$  بار گسترده  $F_z = 1640$  N/m<sup>2</sup>

در جدول (3) نتایج تحلیل حاضر با نتایج حل تحلیلی ارائه شده در مرجع [15] مقایسه شده اند. تنشها در نقاط گوس متوسط گیری شده اند و  $\delta x$  جابجایی نسبی نقاط در طول ضلع AB در امتداد محور X می باشد. همانور که دیده می شود نتایج تطابق بسیار خوبی با یکدیگر دارند.

جدول 3 نتایج در مقایسه با مرجع [15]

تحلیل	Fz=1640, Kn=10 <sup>4</sup>		
	$\delta x$	$\tau_s$	$\sigma_n$
مرجع 15	-0.05189	807.23	677.34
GFEAP	-0.053137	806.667	672.222



شکل 8 منشور شامل درز مورب تحت فشار قائم

(ب) تحلیل دینامیکی تیر طره ای تحت فشار دینامیکی در انتها [17]

مشخصات این سازه و شبکه المانی آن در شکل (9) ارائه شده است. این مثال شامل یک تیر طره تحت فشار یکنواخت در یک انتها است که شتاب هارمونیک قائم در محل تکیه گاه آن اعمال می شود. المانهای درز در محل تکیه گاه قرار دارند. این سازه با 25 المان 20 گرهی و 5 المان درز مدل شده است. در مرجع فوق این سازه تحت بارگذاری فشاری یکنواخت در انتها و بارگذاری دینامیکی هارمونیک قرار گرفته است.

به منظور تحلیل دینامیکی این سازه یک بار فشاری یکنواخت (P) در انتهای تیر اعمال شده و سپس تیر تحت بارگذاری دینامیکی هارمونیک  $\ddot{w}_g = 30.48 \sin[301.59t \text{ (m/s}^2\text{)}]$  قرار گرفته است. زمان تداوم این بار 0/4 ثانیه و گام زمانی 0/001 ثانیه انتخاب شده است. با توجه به این که مساله از نوع کرنش مسطح می باشد در این تحلیل درجات آزادی عمود بر صفحه (در راستای y) مقید شده است. برای خواص سازه و درزه از مقادیر ذیل استفاده شده است:

مدول الاستیسیته  $E_c = 6.872 * 10^{10}$ ، جرم واحد حجم  $\rho = 7555 \text{ kg/m}^3$ ، ضریب پواسن  $\nu = 0.0$ ، نسبت استهلاک ویسکوز در مودهای اول و سوم  $X_1 = X_3 = 0.1$ ، فرکانس ارتعاش آزاد تیر با درز بسته در انتهای گیردار برای مودهای اول و سوم ارتعاشی  $w_1 = 402.12 \text{ rad/sec}$ ،  $w_3 = 7048.55 \text{ rad/sec}$  (این مقادیر منجر به مقادیر 0/0000268 و 76/09

برای ضرائب تناسب جرم و سختی خواهند شد)

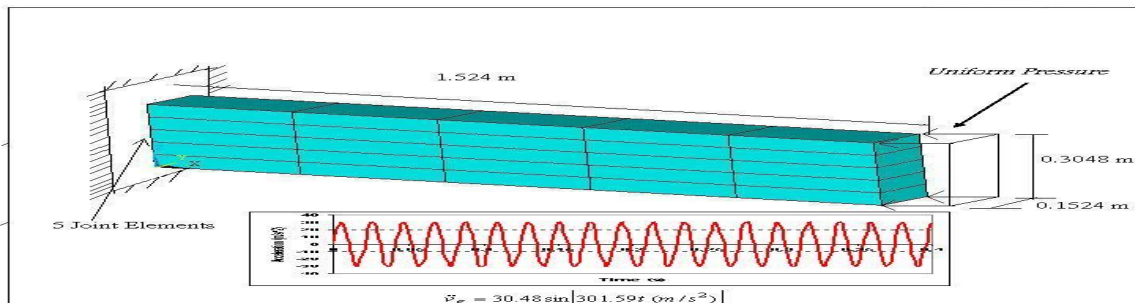
ضریب سختی مماسی  $K_s = 1 * 10^{11} \text{ N/m}^2$ ، ضریب سختی نرمال مقاومت کششی  $F_c = 0.0$ ، چسبندگی  $C = 6.21 * 10^{10} \text{ N/m}^2$ ، ضریب اصطکاک  $\mu = 1.0$  و ارتفاع کلید برشی  $D_n = 0.127$

ابتدا تحلیل استاتیکی سیستم تحت بار فشاری انجام شده و سپس تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی انجام شده است.

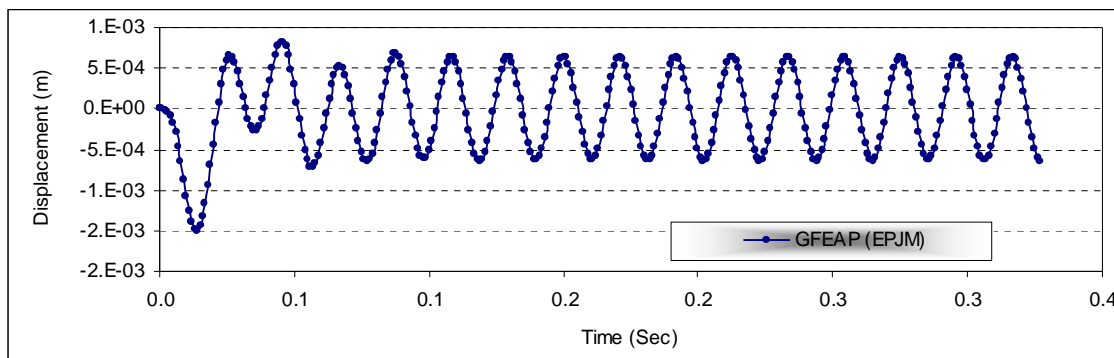
نیروی محوری P برابر با 1915114 در نظر گرفته شده است و جوابها در شکل (10) ارائه شده است. در شکل (11) نتایج

مراجع [17] برای همین تحلیل ارائه شده است. دیده می شود که تطابق خوبی بین نتایج تحلیل حاضر با نتایج مطالعات پیشین

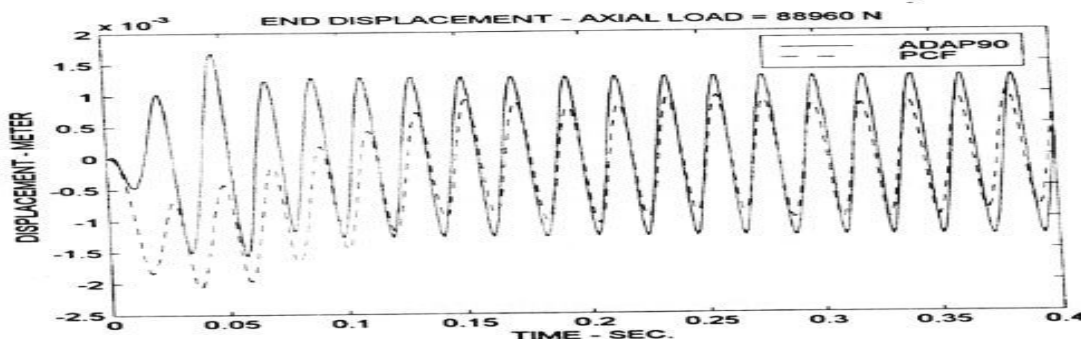
وجود دارد



شکل 9 هندسه و شبکه المانی مثال تیر طره تحت فشار هیدرو دینامیکی



شکل 10 تغییر مکان انتهای تیر طره (برنامه GFEAP و بار محوری  $p=1915114$ )



شکل 11 تغییر مکان انتهای تیر طره (نتایج مراجع [17])

### 3-4 تحلیل سد بتنی قوسی ماروپوینت

#### 1-3-4 مدل المان محدود سد

در این بخش دو تحلیل دینامیکی غیرخطی سد بتنی قوسی ماروپوینت با استفاده مدل‌های ارائه شده ارائه می‌شود. سد قوسی ماروپوینت واقع بر رودخانه گانیسن در ایالت کلرادو آمریکا می‌باشد. این سد قوسی با ارتفاع 141/73 متر تقریباً متقارن با عرض دره در تراز تاج سد برابر 184 متر، زاویه مرکزی در تراز تاج 133 درجه، ضخامت 3.66 متر در تاج و 15.73 متر در کف در طره مرکزی می‌باشد.

در شکل (12) شبکه المان محدود سد و مخزن آن ارائه شده است. از دور ردیف المان درجه 2 در راستای ضخامت سد استفاده شده است. المانهای درزه انقباضی در 7 ردیف در سد مدل شده اند. با توجه به هندسه سد و آرایش المانهای درزه ناگزیر المانهای گوه ای شکل در گوشه ها به وجود آمده اند که برای مدلسازی این نواحی از المان گوه 15 گرهی و المان 20 گرهی فشرده شده<sup>9</sup> استفاده شده است. البته پس از انجام تحلیلهای مقدماتی المانهای گوه حذف شد و تحلیلهای نهایی با استفاده از المان 20 گرهی فشرده شده انجام شد. تعداد المانهای 20 گرهی، المان فشرده شده و المانهای درزه به ترتیب برابر 52، 12 و 54 عدد می‌باشد.

برای مدلسازی اندرکنش دینامیکی سد و مخزن حجمی از دریاچه به طول دو برابر ارتفاع سد (300 متر) انتخاب و با المانهای 20 گرهی سیال مدل شد. تعداد المانهای قلمرو دریاچه سد 224 و تعداد گرههای آن 1448 عدد می‌باشد. در راستای طول سد اندازه المانها افزایش می‌یابد، به طوری که از 35 متر در مجاورت بدنه سد به 51 متر در انتهای دور مخزن می‌رسد (شکل 12). این مقدار برای مدلسازی بارهای لرزه ای با فرکانس 7/5 هرتز و کمتر کفایت می‌کند. در راستاها دیگر نیز بعد بیشینه المانهای سیال 30 متر می‌باشد. دیگر مشخصات سد و مخزن به کار رفته در تحلیلهای به شرح زیر است: مدول

<sup>9</sup>-Degenerated Element

الاستیسیته بتن 27.579 Gpa، جرم واحد حجم بتن 2483 Kg/m<sup>3</sup>، ضریب پواسن بتن 0.2، ضریب بزرگنمایی دینامیکی مدول الاستیسیته 1.25، نسبت میرائی % 5، سرعت صوت در آب 1440 m/s، نسبت دامنه موج بازگشتی به موج برخوردی 0.55 = a، نسبت امیدانس سنگ به آب 3.44 = b. برای انتخاب خواص درزه از روش پیشنهادی فنوس استفاده شده است :

$$k_1 = k_2 = k_3 = \frac{n.E}{L} \quad (12)$$

در این رابطه E مدول الاستیسیته مصالح و L طول المان حجمی مجاور در جهت عمود بر درز می باشد. با توجه به دقت اعشار به کار رفته، n از 10 تا 100 تغییر می کند. اعداد بزرگتر برای دقت اعشار بالاتر به کار برده می شوند. در تحلیل از رابطه فوق با مقدار n=100 استفاده شده است. با توجه به اختلاف ابعاد المانهای حجمی اطراف المان درزه، استفاده از این رابطه برای المانهای مختلف درزه در ارتفاع سد منجر به مقادیر سختی مختلفی خواهد گردید که در عمل مرسوم نمی باشد. از این رو از متوسط بعد المانهای حجمی مجاور سازه استفاده می شود. این طول برابر 25 متر انتخاب شده و نسبت سختی المان درزه به مدول الاستیسیته بتن برابر  $\frac{K_n}{E} = \frac{n}{L} = 4.0$  به دست می آید. دیگر خواص المان درزه عبارتند از :

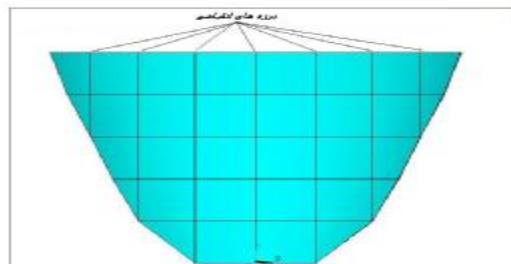
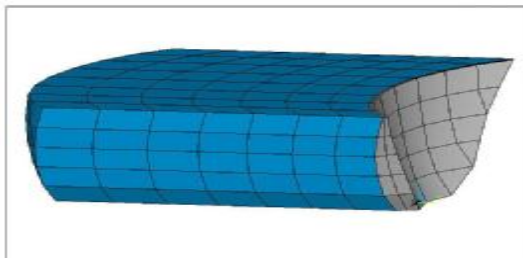
مقاومت کششی  $f_t = 1 \text{ MPa}$ ، چسبندگی،  $C = 1.5 \text{ MPa}$ ، ضریب اصطکاک  $\mu = 0.9$ ، ارتفاع کلید برشی  $D_n = 0.5 \text{ m}$ ، ضریب کاهش برای ضریب اصطکاک ناشی از شکست برشی  $r = 0.9$ ، ضریب کاهش برای سختی ناشی از شکست کششی  $n = 0.7$ ، ضریب کاهش برای سختی برشی ناشی از شکست برشی  $m = 0.2$  مقادیر متعارف برای ارتفاع کلید برشی در حدود 20 سانتی متر می باشد. منتهی با توجه به نتایج تحلیلهای مقدماتی صورت گرفته و بازشدگیهای ناچیز درزه ها، این پارامتر در نتایج تعیین کننده نمی باشد.

تحلیل دینامیکی سد تحت اثر مولفه های افقی و قائم زلزله تفت که به 1g مقیاس شده اند، انجام شده است. بعلاوه یک تحلیل سه مولفه ای نیز برای بررسی اثر مولفه عرضی بر رفتار سد انجام شده است.

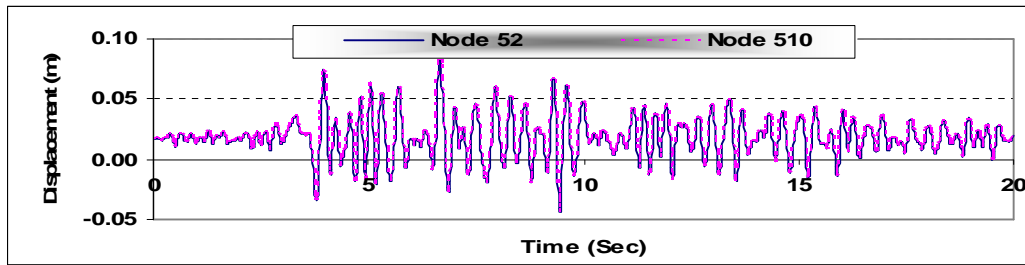
#### 2-3-4 تحلیلها و نتایج

در شکل (13) تاریخچه زمانی تغییر مکانهای گرههای مزدوج در المان درزه 23 (واقع در مرکز سد) ارائه شده است. در شکل (14) بازشدگی المان درزه ارائه شده است. در شکل (15) تنشهای نرمال المان درز 23 ارائه شده است. در اشکال (16 و 17) تاریخچه زمانی تنشها در راستای قوس در بخش میانی تاج سد ارائه شده است.

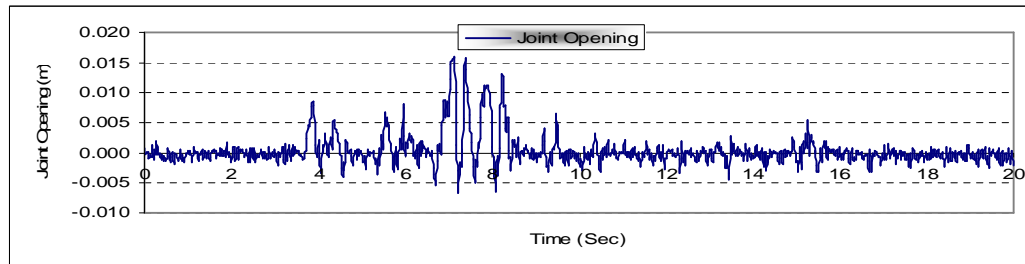
نسبت به تحلیلهای محیط پیوسته تغییر مکان بیشینه تاج در طول تاریخچه زمانی به حدود 8 سانتی متر می رسد (در مقایسه با 6 سانتی متر تحلیل محیط پیوسته) این نرم شدگی سازه به دلیل شکستهای کششی و برشی متعددی است که در المانهای درزه سد رخ داده است. علیرغم این که جابجائیهای کششی و برشی بزرگی در سد رخ نداده است، با این وجود اکثر المانهای درزه شکست کششی و یا برشی را تجربه کرده اند.



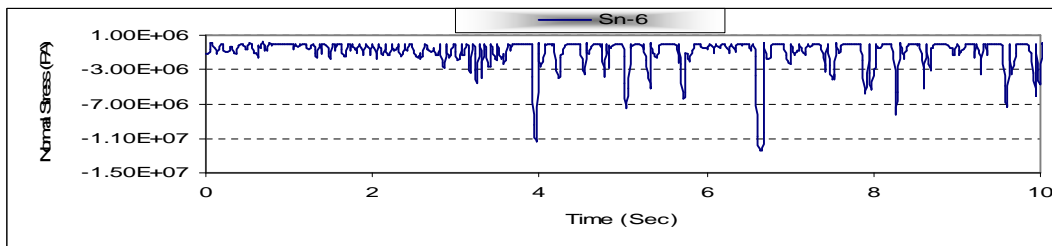
شکل 12 شبکه المان محدود سازه سد (64 المان 20 گرهی و 56 المان درزه 16 گرهی برای سازه سد و 224 المان سیال برای مخزن)



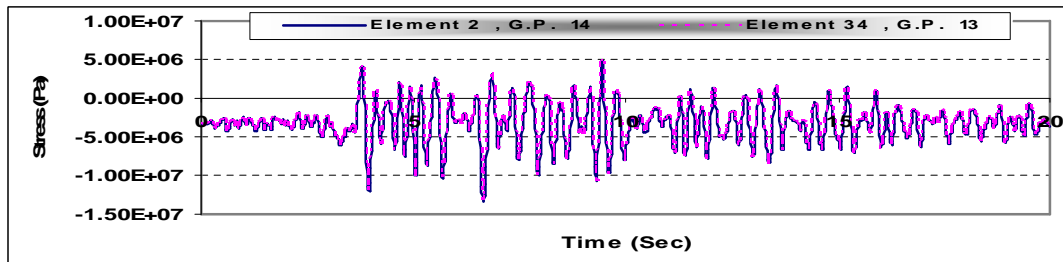
شکل 13 تاریخچه زمانی جابجائی تاج سد در جهت رود (گرههای 52 و 510 از المان درزه 23)



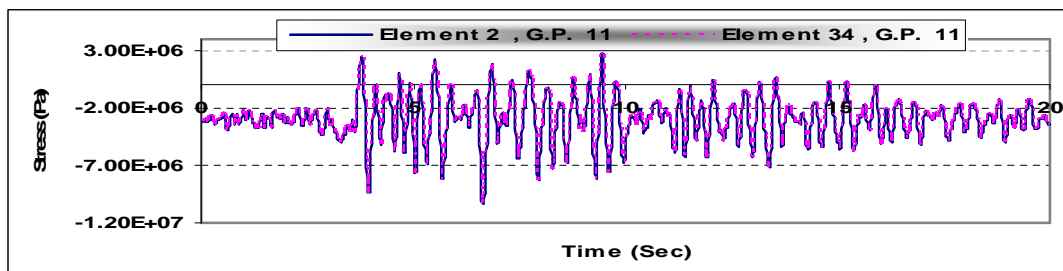
شکل 14 تاریخچه زمانی بازشدگی المان درزه 23 (گرههای 52 و 510 از المان درزه 23)



شکل 15 تاریخچه زمانی تنش نرمال المان درز 23



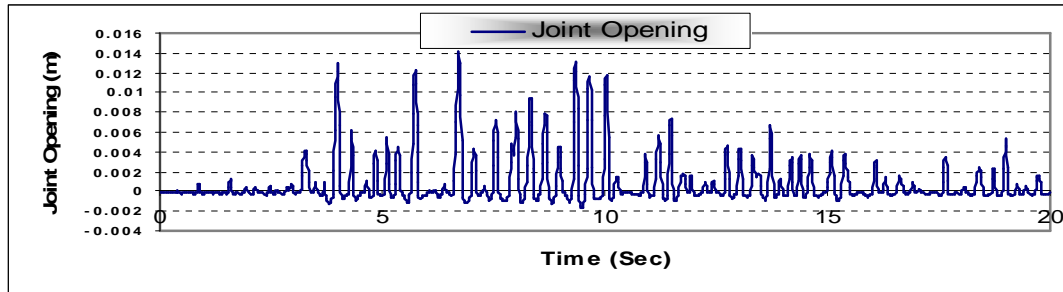
شکل 16 تاریخچه زمانی تنش قوس المان آجری 2 و 34 در نقاط گوس 13 و 14 (نقاط گوس قرینه در بالادست سد در محل تاج)



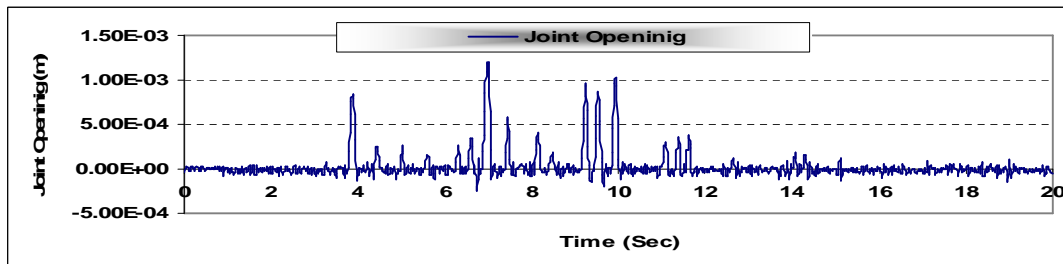
شکل 17 تاریخچه زمانی تنش قوس المان آجری 2 و 34 در نقاط گوس 11 (نقاط گوس قرینه در بالادست سد در محل تاج)

با هدف تحریک باز شدگی درزه ها و تغییر مکانهای سد، تحلیل دینامیکی دیگری با اعمال سه مولفه رکورد زلزله تفت انجام شده است. مولفه غالب زلزله در راستای عرضی اعمال شده و در تحلیلها رفتار ماده الاستیک خطی فرض شده است.

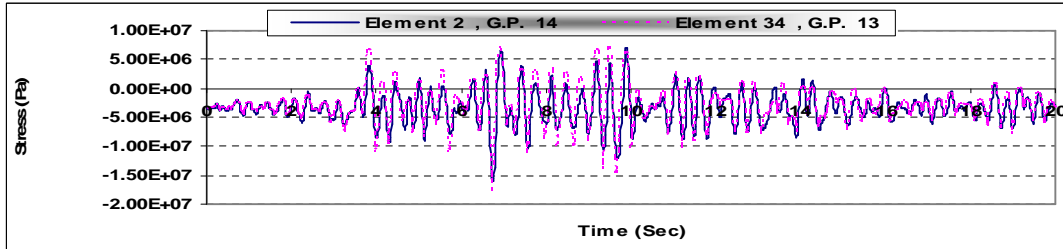
در اشکال (18 و 19) بازشدگی المانهای درزه ارائه شده است. در مقایسه با تحلیل‌های قبلی می‌توان مشاهده کرد که مولفه عرضی باعث تحریک بازشدگی درزه‌ها گشته است. در شکل (20) تاریخچه زمانی تنش‌های قوس در نقاط گوس قرینه المانهای 2 و 34 ارائه شده است. در شکل (21) تاریخچه زمانی فشارهای هیدرودینامیک ارائه شده است. در شکل (22) پوش تغییر مکانهای سد ارائه شده است.



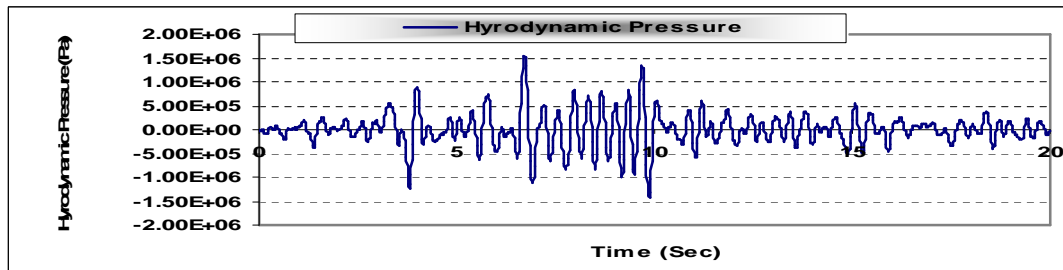
شکل 18 تاریخچه زمانی بازشدگی المان درزه 1



شکل 19 تاریخچه زمانی بازشدگی المان درزه 51

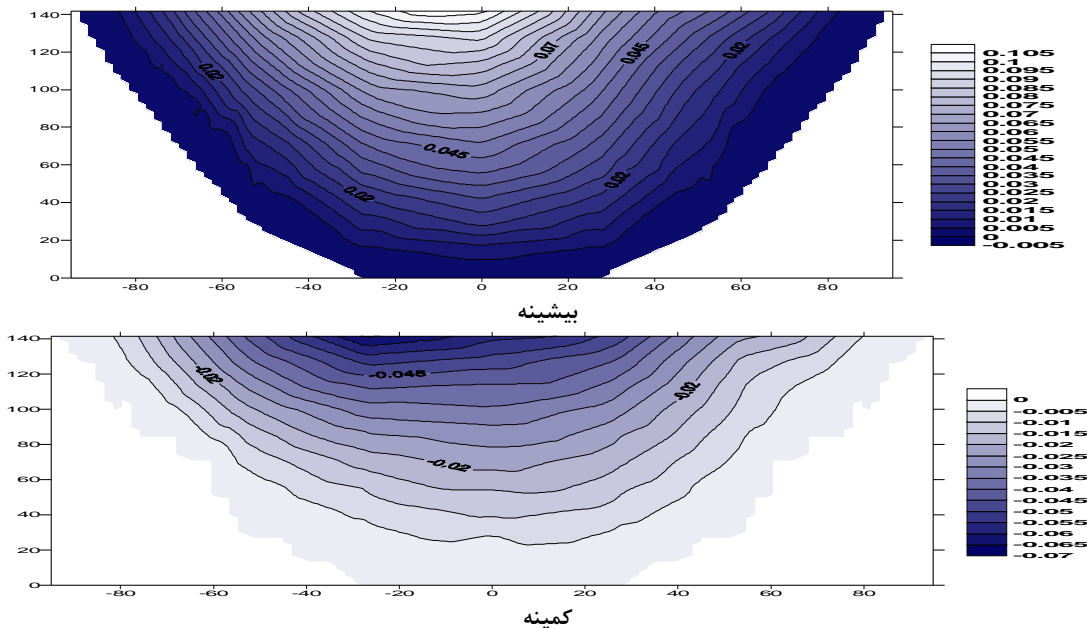


شکل 20 تاریخچه زمانی تنش قوس المان آجری 2 و 34 در نقاط گوس 13 و 14 (نقاط گوس قرینه در بالادست سد در محل تاج)



شکل 21 تاریخچه زمانی فشار هیدرودینامیک





شکل 22 پوش تغییر مکانهای بیشینه و کمینه سد

## 5- خلاصه و نتیجه گیری

در این مقاله یک مدل و الگوریتم مناسب برای تحلیل غیرخطی دینامیکی سدهای بتنی قوسی با احتساب رفتار غیرخطی درزه ها و اندرکنش دینامیکی سد و مخزن ارائه شده است. یک المان درزه با مدل شکست الاستو-پلاستیک موهر-کولمب ارائه شده و در تحلیل غیرخطی سدهای بتنی قوسی به کار رفت. مدل درزه ترک گسسته ساده شده شامل الگوریتم رفتاری المان و الگوریتم محاسبات تنش به روش صریح با ویژگیهای زیر می باشد: توانایی مدلسازی شکست کششی و برشی درزه ها، توانایی مدلسازی رفتار کلیدهای برشی، استفاده از توابع خسارت درزه برای مدلسازی رفتار نرم شوندگی

صحت الگوریتم و برنامه نوشته شده بر اساس آن حل و با نتایج تحلیلی یا عددی موجود در مراجع مقایسه گردید. نتایج حاصله نشانگر صحت و دقت بالای مدل انتخابی برای مدلسازی رفتار درزه ها در سدهای بتنی قوسی می باشد.

برای اعمال الگوریتمهای فوق در تحلیل سدهای بتنی قوسی برنامه المان محدود GFEAP توسعه یافته است. برنامه به صورت شی گرا در قطعات و زیربرنامه های متعدد مجزا نگاشته شده و مدلهای به کار رفته در آن با مثالهای معتبر متعددی اجرا شده و با نتایج مراجع معتبر صحت سنجی شده اند. این برنامه توانایی تحلیل دینامیکی غیرخطی سدهای بتنی قوسی با احتساب رفتار غیرخطی هندسی، رفتار غیرخطی مادی با مدلهای پلاستیک بتن و مدل ترک اندود، رفتار غیرخطی درزه های ساختمانی و اندرکنش کامل آب و سازه را داراست.

نتایج تحلیلها بر روی سد ماروپوینت نشان می دهند که طی بارگذاریهای شدید زلزله، باز شدگی و لغزش درزه ها محتمل است.

علیرغم عملکرد درزه های سد در کاهش تنشهای کششی قوس، ترک خوردگی و تسلیم بتن در راستای قوس، در تاج سد، تحت بارهای دینامیکی شدید در سدهای قوسی محتمل است.

مولفه عرضی رکورد زلزله تأثیر عمده ای در باز شدگی و شکست درزه های سد ایفا می کند. در تحلیل سد ماروپوینت اعمال مولفه عرضی رکورد زلزله، سبب افزایش 7 درصدی در باز شدگی نرمال المانهای درزه گردید.

المانهای گوه ای 15 گرهی علیرغم این که پاسخهای تغییر مکانهای مناسبی دارند، منجر به حصول نتایج تنشهای مناسبی نمی شوند. از این نظر المانهای فشرده شده پاسخهای به مراتب بهتری ارائه می کنند.

- [ 1] Moradloo,J.,” Nonlinear Dynamic Analysis of Arch Concrete Dams Considering Large Displacements” PhD thesis , Tarbiat Modares University , 2005
- [ 2] Clough, R.W., Niwa,A.“ Earthquake simulator research on arch dam models”, Dynamic Modeling of Concrete Structures, ACI (1982)
- [ 3] Row,D., Schriker,V. ” Seismic analysis of structures with localized nonlinearities”, Proceeding of Eight World Conference on Earthquake Engineering Vol.4, Prentice-Hall, Inc, USA. pp. 175-182 (1984)
- [ 4] Hall,J.F., Dowling,M.J. ” Response of jointed arches to earthquake excitation”, Earthquake engineering and Structural Dynamics,Vol.13, pp.779-798 (1985)
- [ 5] Dowling,M.J, Hall,J.F. ” Nonlinear seismic analysis of arch dams”, Journal of Engineering Mechanics Division ASCE Vol.115, No.4, PP. 768-789 (1989)
- [ 6] Taskov, L. Jourukovski,D.” Analytical studies of nonlinear behaviors of arch dams using shaking table test results of an arch dam fragment”, Proceeding of Ninth World Conference on Earthquake Engineering ,Vol.VI, Tokyo, Japan, pp.VI.385-VI.390 (1988)
- [ 7] Hohberg J.M.” A note on spurious oscillations in FEM joint elements”, Earthquake engineering and Structural Dynamics, Vol.19, pp.773-779 (1990)
- [ 8] Espandar,R, Lotfi,V.” Comparison of non-orthogonal smeared crack and plasticity models for dynamic analysis of concrete arch dams”, Computers, Structures, Vol. 81, Issue 14, pp 1461-1474, (2003)
- [ 9] Ahmadi,M.T.,Razavi,S.” A three dimensional joint opening analysis of an arch dam”, Computers, Structures, Vol,44,No.1/2, PP.187-192,(1992)
- [ 10] Mays,J.R., Roehm,L,H.“ Effect of vertical contraction joints in concrete arch dams”, Computers, Structures, Vol7, NO.4/5, PP.615-627, (1993)
- [ 11] Lau,D.,T.,Noruziaan,B., Razaqpur,G.” Modeling of contraction joint and shear sliding effects on earthquake response of arch dams”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics,27,PP.1013-1029,(1998)
- [ 12] Hall,J.,F.“ Efficient nonlinear seismic analysis of arch dams”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics,27,,PP.1425-1444, (1998)
- [ 13] Ahmadi,M.T., Izadinia, M.,Bachmann, H.” A discrete crack joint model for nonlinear dynamic analysis of concrete arch dam”, Computers, Structures, 79, PP.403-420, (2001)
- [ 14] Weber,B., Hohberg,J.M., Bachman,H.” Earthquake analysis of arch dams including joint nonlinearity and fluid-structure interaction”, Earthquake Resistance Construction and Design, Balkeme, Rotterdam, pp.349-358 (1990)
- [ 15] Hohberg, J.M.“ A joint element for the nonlinear dynamic analysis of arch dams”, PhD Thesis, Institute of structural Engineering Swiss Federal Institute of Technology (1992)
- [ 16] Fenves,G.L. , Mojtahedi ,S. , Reimer,R.B. ” ADAP88 A Computer program for Nonlinear Earthquake Analysis of Concrete Arch Dams ”Report No. UCB/EERC 89/12 Earthquake Engineering Research Center , College of Engineering University of California t Berkeley (1989)
- [ 17] Mojtahedi ,S. ,Fenves,G.L. , Reimer,R.B. ” ADAP88 A Computer program for Nonlinear Earthquake Analysis of Concrete Arch Dams ”Report No. UCB/SEMM-92-10 Department of civil Engineering , University of California t Berkeley (1992)
- [ 18] Bologonini, L., Masarati,P., Dusi,A., Galimberti,C. ohberg J.M.” Arch dams non-linear analysis using a joint finite element” Proceeding of Tenth World Conference on Earthquake Engineering, Balkema, Rotterdam, pp.4705-4710 (1992)
- [ 19] Beer,G.,” An isoperimetric joint/interface element for finite element analysis”, International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol.21 PP585-600 (1985)
- [ 20] Zienkiewicz,O.C.”The finite element method, solid mechanics”, Butterworth Heinmann (2000)
- [ 21] Bathe,K.J.,” Finite Element Procedures”, Prentice-Hall, Inc (1996)
- [ 22] Belytschko,T., Liu,W.K.,Moran,B.” Nonlinear finite elements for continua and structures”, John Wiley, Sons, (2000)
- [ 23]Chen,W.F., Han, D.J.”, Plasticity for Structural Engineers ”,Springer-Verlag,USA.,(1988)
-