

## بهسازی لرزه ای سد بتنی وزنی تقویت شده با حائل نگهدارنده آسفالتی

امیر پیروزیان<sup>۱</sup>، امیرجواد مرادلو<sup>۲\*</sup>

۱- دانشجوی دکتری سازه های هیدرولیکی، دانشکده فنی مهندسی، گروه مهندسی عمران، دانشگاه زنجان، زنجان، ایران

۲- استادیار، دانشکده فنی مهندسی، گروه مهندسی عمران، دانشگاه زنجان، زنجان، ایران

### چکیده

در این پژوهش، تحلیل لرزه‌ای غیرخطی سد بتنی وزنی تقویت‌شده به وسیله‌ی حائل نگهدارنده آسفالتی ارائه شده است. حائل نگهدارنده آسفالتی ایستا در پایین دست سد بتنی وزنی، اغلب به عنوان یک روش تقویتی برای بهبود پایداری سدهای موجود در مقابل بارگذاری هیدرواستاتیکی و لرزه‌ای مورد توجه قرار می‌گیرد. جهت نشان دادن تأثیر حائل نگهدارنده بر بهبود پاسخ لرزه‌ای سد وزنی بتنی و کاهش ترک‌های ایجاد شده در نزدیکی بدنه‌ی بالادست و به دنبال آن افزایش پایداری سد، پاسخ سد Koyuna در کشور هند تحت آنالیز و تحلیل قرار گرفته شده است. تحلیل‌های دینامیکی خطی و غیرخطی با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی بتن با دیدگاه ترک پخشی ثابت (FCM) به کمک نرم‌افزار ANSYS جهت بررسی رفتار لرزه‌ای سازه انجام شده‌اند. در تحلیل‌ها، اندرکنش سد- مخزن در نظر گرفته شده است. تحلیل‌ها با اعمال مؤلفه‌های افقی و قائم شتاب‌نگاشت زمین لرزه Koyuna به مدل لحاظ شده‌اند. مدل‌سازی‌ها تحت حالاتی که در آن، سد بدون حائل و دارای حائل آسفالتی متصل به سطح بدنه‌ی پایین دست صورت پذیرفته است. به منظور امکان بررسی اثرات حائل نگهدارنده در فصل مشترک سد و آسفالت، سطح تماسی با استفاده از المان‌های درز با ضخامت صفر تعریف شده است. نتایج آنالیزها تصدیق می‌کند که حائل آسفالتی می‌تواند پایداری لرزه‌ای سد وزنی را در مقابله با نیروهای هیدروپنوماتیکی بهبود بخشد به گونه‌ای که تأثیر قابل توجه حائل آسفالتی بر توزیع مطلوب تنش‌ها در کل بدنه سد و نیز ممانعت از ایجاد تمرکز تنش و کاهش ترک خوردگی در قسمت شکستگی بدنه بالادست در نزدیکی تاج سد مشاهده می‌گردد و ترک خوردگی‌ها تنها در مقطع سطح مشترک سد و فونداسیون توسعه می‌یابند و ترک خوردگی در حال پیشروی در قسمت شکستگی شیب پایین دست به سمت بالادست بدنه سد مشاهده نگشته که به تبع آن، منتج به خرابی کل سد نمی‌گردد.

کلمات کلیدی: بهسازی لرزه‌ای، تحلیل غیرخطی، ترک پخشی، حائل نگهدارنده آسفالتی، سد بتنی وزنی

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:			
10.22065/JSCE.2018.104564.1374	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
doi: 10.22065/JSCE.2018.104564.1374	۱۳۹۸/۰۶/۰۱	۱۳۹۶/۱۲/۱۶	۱۳۹۶/۱۲/۱۶	۱۳۹۶/۱۱/۲۴	۱۳۹۶/۰۸/۱۶
			*نویسنده مسئول:		امیرجواد مرادلو
			پست الکترونیکی:		ajmoradloo@znu.ac.ir

## Seismic Improvement of Concrete Gravity Dam Strengthened by Asphalt Buttressing

Amir Pirooznia<sup>1</sup>, Amir Javad Moradloo<sup>2\*</sup>

1- Ph.D. Student in Engineering of Hydraulic Structures, Faculty of Engineering, Department of Civil Engineering, Zanzan University, Zanzan, Iran

2- Assistant professor, Faculty of Engineering, Department of Civil Engineering, Zanzan University, Zanzan, Iran

### ABSTRACT

*In the present study, seismic analysis of concrete gravity dams strengthened by asphalt buttressing is presented for improving the seismic behavior of the Koyna dam in India subjected to Koyna ground motion. Fluid-Structure interaction is modeled including water compressibility and reservoir bottom absorption. The foundation is considered as rigid. A three-dimensional fixed smeared crack model is used to consider the nonlinear behavior of mass concrete. The analysis is carried out in the time domain by Newmark time integration scheme. Linear and nonlinear behavior of dam models subjected to horizontal and vertical components of selected record have been analysed. In order to investigate the effects of asphalt buttressing on the interface of dam and asphalt, the contact surface is defined using joint elements with a thickness of zero. The results of the analyzes confirm that the asphalt buttressing can improve the stability of the dam due to the pressure applied to the dam in counteracting the hydrostatic and hydrodynamic forces, Also the significant effect of asphalt Buttressing on the optimal distribution of stresses in the entire body of the dam as well as the prevention of stress concentration and reduction of fracture in the upper body near the dam crest show so that the crack at the lower section of the dam and at the interface of the dam and foundation is partially developed with a slower rate, and the cracking at the upper part near the crown of the dam does not spread to the upstream body of the dam and does not cause a total failure. Overall, it can be said that asphalt buttressing can improve the seismic stability of gravity dams by exerting pressure on the dam in opposition to hydrostatic and hydrodynamic loads.*

### ARTICLE INFO

Received: 07/11/2017

Revised: 13/02/2018

Accepted: 07/03/2018

### Keywords:

*Asphalt Buttressing,  
Concrete Gravity Dam,  
Nonlinear Analysis,  
Seismic Rehabilitation,  
Smeared Crack.*

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: 10.22065/JSCE.2018.104564.1374

\*Corresponding author: Amir Javad Moradloo

Email address: ajmoradloo@znu.ac.ir

## ۱- مقدمه

در میان سازه‌های بزرگ، سدهای بتنی جزء سازه‌هایی هستند که بررسی سلامت و پایداری آن‌ها از اهمیت بسیار بالایی برخوردار است. تعداد سدهای بتنی که در قرن گذشته ساخته شده‌اند، بسیار زیاد است. اصولاً احداث سدهای بتنی و متعاقب آن، مسائل پایداری و ایمنی این نوع سدها از موضوعات مهمی است که از جنبه‌های فنی، اقتصادی، سیاسی، اجتماعی و نیز زیست محیطی قابل بررسی و مطالعه است؛ به همین دلیل امروزه با دقت نظر و حساسیت بیشتری با مسائل سدسازی برخورد می‌شود. علیرغم اینکه سدهای بتنی، سازه‌های مقاومی در برابر بارگذاری‌های زلزله می‌باشند و تاکنون هیچ موردی از تخریب کامل سدهای بتنی در برابر زلزله گزارش نشده است؛ اما تاکنون چند سد بزرگ تحت تأثیر زلزله شدید میدان نزدیک دچار آسیب‌های جدی شده‌اند. سدهای کوینا، سفید رود و پاکویما از این دسته به شمار می‌روند.

Pal در سال ۱۹۷۶، نخستین فردی است که تحلیل غیرخطی سد کوینا را به کمک روش المان محدود ارائه نمود. او رفتار بتن را به صورت غیرخطی در نظر گرفت و از ضابطه مقاومت برای جوانه‌زنی ترک و از مدل ترک اندود برای مدل نمودن ترک استفاده نمود [۱]. Pekau و همکارانش در سال ۱۹۹۱، از تئوری مکانیک شکست خطی برای آنالیز سدهای بتنی وزنی و برای گسسته‌سازی سیستم سد و مخزن، از المان‌های مرزی استفاده کردند. در این تحقیق، مودهای اول و دوم ترک (بازشدگی و برش) هر دو لحاظ شده‌اند. برای پیش‌بینی جهت رشد ترک از معیار کرنش کششی بیشینه استفاده شده است [۲]. Bhattacharjee و Leger در سال ۱۹۹۳، پاسخ لرزه‌ای سدهای بتنی وزنی را با استفاده از روش ترک پخشی مطالعه کردند. آن‌ها سد Koyna را تحت اثر مؤلفه‌های افقی و قائم زلزله آنالیز کرده و از روش جرم افزوده برای مدل‌سازی اندرکنش سد-مخزن استفاده کردند [۳]. Pekau در سال ۱۹۹۵، مدل آزمایشگاهی با مقیاس ۱:۲۰۰ از سد کوینا را مورد آزمایش دینامیکی قرار داد. در این مدل در محل تغییر شیب پایین‌دست، یک شکاف به طول ۱ میلی‌متر ایجاد نمود. وی سپس با استفاده از روش المان مرزی و نظریه مکانیک شکست خطی، تحلیل‌های عددی همان مدل را انجام داد. نتایج تحلیل‌های عددی نشان می‌دادند که مسیر ترک بدست آمده از تحلیل عددی، مطابقت کامل با نداشت ترک بدست آمده از آزمایش‌ها را داراست [۴]. Mirzabozorg در سال ۲۰۰۴، از یک مدل آسیب پیوسته برای تحلیل سه بعدی دینامیکی سدهای بتنی استفاده نمود. نشان داده شد که پروفیل‌های ترک حاصل از مدل آسیب پیوسته موضعی تراز پروفیل‌های ترک حاصل از مدل ترک پخشی بوده و همچنین این مدل‌ها دارای عملکرد نرم‌تری می‌باشند [۵]؛ همچنین وی در سال ۲۰۰۵ برای تحلیل سد مارووپینت از روش ترک چرخشی سه بعدی استفاده نمود [۶]. در دهه‌های اخیر، محققین به توسعه‌ی روش‌های نوینی پرداخته‌اند که با استفاده از آن‌ها و با صرف هزینه کمتر، به طرح بهینه‌ای برای سدهای بتنی وزنی دست یابند. یکی از روش‌های نوین برای افزایش ایمنی و بهسازی سدهای بتنی وزنی، تعبیه و جایگذاری خاکریز سنگریزه‌ای در بالادست یا پایین‌دست بدنه‌ی سد بتنی وزنی است که می‌تواند به عنوان حائل نگهدارنده و روشی تقویتی جهت بهبود پایداری سدهای موجود اتخاذ گردد. در سد Matabichuan [۷]، حائل نگهدارنده خاکریز سنگریزه‌ای در بالادست جایگذاری شده است. این خاکریزی، بتن رو به زوال را در طول سطح بالادست پوشش داده و همچنین تراوش و نشست از سد را می‌تواند کاهش دهد. سد بتنی وزنی [۸]، با حائل نگهدارنده خاکریز سنگریزه‌ای در پایین‌دست جهت بهبود پایداری لرزه‌ای بهسازی گردید. در آنالیز پایداری لرزه‌ای این سد ترکیبی، فقط نیروهای استاتیکی سنگریز مد نظر قرار گرفتند و از اثرات لرزه‌ای نیروهای خاکریز سنگریزه‌ای به علت خصوصیات سختی متفاوت بتن و مصالح سنگریزه‌ای چشم‌پوشی شده است. پایداری شیب خاکریز به طور جداگانه‌ای برای پایداری لرزه‌ای، مورد بررسی قرار گرفت. حائل نگهدارنده خاکریز سنگریزه‌ای در پایین‌دست سد Spullersee با ارتفاع خاکریزی ۶/۲۷ m در استرالیا [۹] بکار گرفته شد تا کارکرد چهل ساله این سد تقویت گردد. برای ارزیابی سد بتنی در طول زمین‌لرزه، آنالیز دینامیکی طیفی انجام شده است. فشار خاکریز به عنوان یک جرم افزوده برای تعیین فرکانس‌های سازه ترکیبی سد در نظر گرفته شد. آنالیز پایداری لرزه‌ای خاکریز سنگریزه‌ای به طور جداگانه با به کارگیری تقریب تغییر مکان نیومارک صورت پذیرفت [۱۰].

Arya و Thakkar [۱۱ و ۱۲] در سال ۱۹۷۳ و ۱۹۷۷، امکان تقویت سدهای بنایی موجود در مقابل نیروهای لرزه‌ای به وسیله خاکریزی در بالادست سد بنایی Bhatgar در هندوستان را پیشنهاد دادند. در تحلیل‌های دینامیکی، آن‌ها سد بنایی را مدل نموده و خاکریز پشتی را همچون دو تیر اتصالی طره‌ای عمودی به وسیله اتصال صلب، مدل‌سازی کردند. فرض شده که اتصال بین دو مصالح در طول لرزش قوی برقرار خواهد ماند. آن‌ها دریافتند که در یک لحظه زمانی معین، فشار خاک نزدیک قسمت فوقانی به علت حضور تنش‌های

کشتی در صفحه حد واسط سد-سنگریزه تقلیل می‌یابد. Scott در سال ۱۹۷۳ [۱۳]، تیر برشی طره‌ای همراه با فنرهای انعطاف‌پذیر را برای مدل‌سازی خاکریز نیمه محدود پشت یک دیوار حائل صلب بکار برد. Veletsos و Younan [۱۴] در سال ۱۹۹۴، روش اسکات را به وسیله جایگذاری فنرها با یک مجموعه از فنرها و دشیپوت‌ها (dashpots) اصلاح نمودند.

مطالعات پیشین سدهای سنگریزه‌ای با رویه بتنی توسط Uddin و Gazetas [۱۵] در سال ۱۹۹۵ با استفاده از تحلیل‌های خطی معادل، توسعه شتاب‌های بالا در ناحیه‌ی تاج ولی کرنش‌های لرزه‌ای نسبتاً کوچک را نشان می‌داد. همچنین آن‌ها توسعه‌ی تنش‌های کشتی بالا در سطح دال (برخی از آن‌ها بیش از مقاومت کشتی بتن) را نشان دادند. مطالعات عددی Seed و Mejjia [۱۶] در سال ۱۹۸۳ و Gazetas و Dakoulas [۱۷] در سال ۱۹۹۲ و شواهد میدانی توسط Elgamal و همکارانش [۱۸] در سال ۱۹۹۳ و نیز Guan [۱۹] در سال ۲۰۰۹ نشان می‌دهند که پاسخ لرزه‌ای سدهای سنگریزه‌ای در دره‌های باریک ممکن است شتاب‌های بالاتری در ناحیه نزدیک تاج در مقایسه با آن‌هایی که تحت شرایط کرنش صفحه‌ای هستند را نشان دهد. Malla و Ghannad [۲۰] در سال ۲۰۰۶، آنالیزهای سد سنگریزه‌ای با پوشش بتنی واقع در منطقه‌ای با لرزه‌خیزی بالا در ایران را انجام دادند. اثرات رفتار غیرخطی و تغییر شکل وابسته به زمان بر جدایش دال بتنی از بدنه سنگریزه‌ای سد با استفاده از روش تحلیل تماس (Zhang و همکارانش [۲۱] در ۲۰۰۴) مورد بررسی قرار گرفت. Kartal و Bayraktar [۲۲] در سال ۲۰۱۰، مطالعات دو بعدی سد سنگریزه‌ای Torul با رویه بتنی (CFR) با احتساب اندرکنش سد-مخزن را انجام دادند. Bayraktar و همکارانش [۲۳] در سال ۲۰۱۰، از همین مدل برای مطالعه اثر رفتار غیرخطی تماس دال بتنی با سنگریزه را مورد استفاده قرار دادند. Kartal و همکارانش [۲۴] در سال ۲۰۱۰، احتمال خرابی دال بتنی در سدهای سنگریزه‌ای با پوشش بتنی تحت اثر زلزله را به وسیله‌ی تحلیل قابلیت اطمینان مورد بررسی قرار دادند. Seiphoori و همکارانش [۲۵] در سال ۲۰۱۱، به ارزیابی اثرات پراکندگی و انکسار امواج زلزله بر پاسخ لرزه‌ای سدهای سنگریزه‌ای با پوشش بتنی ساخته‌شده در دره‌های عمیق و باریک پرداختند. نتایج تجزیه و تحلیل آن‌ها نشان می‌دهد که در اثر اعمال حرکت پراکنده زمین در دره عمیق و باریک، پاسخ سد و دال بتنی رویه‌ای به طور قابل توجهی افزایش خواهد یافت.

تقویت بخش ضعیف سدهای بتنی وزنی جهت بهبود مقاومت در برابر لرزه‌خیزی و استفاده بهتر از مقاومت بتن، موضوع به روز در مهندسی سد است. با این حال برای سازه‌های بتنی عظیم مانند سدهای بتنی وزنی، تحقیقات کمی بر روی تقویت با مصالح کامپوزیتی مانند FRP (Fiber-Reinforced Polymer) صورت گرفته است. در یکی از چندین مطالعه محدود، Wang و همکارانش [۲۶] در سال ۲۰۱۱، رفتار لرزه‌ای سد بتنی وزنی مسلح شده با FRP را ارائه کردند؛ اما اندرکنش بین FRP و بتن را نادیده گرفتند و مکانیسم اتصال بین این دو مورد بحث قرار نگرفت. Zhong و همکارانش [۲۷] در سال ۲۰۱۳، اثرات تقویت ضد لرزه‌ای با مصالح پلیمری تقویت‌شده فیبردار (FRP) در سدهای بتنی را مورد بررسی قرار دادند. آن‌ها نشان دادند که FRP به عنوان یک ماده تقویت‌کننده، زمان وقوع ترک‌ها را به تعویق می‌اندازد و همین‌طور مانع از پیوستن ترک‌هایی بالادست و پایین‌دست به یکدیگر می‌شود؛ به این معنی که سد تقویت‌شده می‌تواند عملکرد بهره‌برداری در هنگام وقوع زمین‌لرزه را حفظ نماید.

اخیراً مجموعه‌ای از تست‌های میز لرزه در مقیاس بزرگ برای تعیین مودهای خرابی دینامیکی سدهای سنگریزه‌ای با رویه بتنی، به ویژه سازوکار خرابی دال رویه توسط Liu و همکارانش [۲۸] در سال ۲۰۱۶ صورت گرفته است. نتایج آزمایشات مدل میز لرزه آن‌ها با شبیه‌سازی عددی سازگار بوده است.

با توجه به پیشینه‌های پژوهشی گذشته؛ در این مطالعه برای بهبود پاسخ لرزه‌ای سد بتنی وزنی در زمان وقوع زلزله، مدل‌سازی جامع در حوزه‌ی زمان برای سیستم سد-مخزن-فونداسیون انجام گرفته و در آن تأثیر وجود حائل نگهدارنده آسفالتی با در نظر گرفتن شرایط مختلف برای مدل بررسی شده است. در نهایت به ارزیابی پاسخ‌های تنش‌ها، تغییر مکان‌ها و روند گسترش ترک در سد بتنی وزنی پرداخته شده تا تأثیر حائل نگهدارنده آسفالتی بر بهبود پاسخ لرزه‌ای سد تحت شرایط مختلف مشخص گردد.

## ۲- مدل اندرکنش آب و سازه

به منظور بررسی رفتار دینامیکی اندرکنش سیستم سد و مخزن، آب مخزن محیطی همگن، ایزوتروپ، غیر چسبنده، غیر چرخشی و با تراکم‌پذیری خطی در نظر گرفته می‌شود. با ساده کردن معادلات ناویه-استوکس برای مایعات غیر چسبنده در محدوده

جابجایی‌های کوچک سیال و استفاده از قوانین تجربی هوک برای رابطه بین فشار هیدرودینامیک و کرنش حجمی و صرف نظر کردن از تغییرات زمانی و مکانی دانسیته جرمی آب، معادله دیفرانسیل حاکم بر انتشار امواج فشار هیدرودینامیک در محیط مخزن با نام معادله هلمهولتز به شکل زیر حاصل می‌شود:

$$\nabla^2 P = \frac{1}{C^2} \ddot{P} \quad (1)$$

در این رابطه،  $P$  فشار هیدرودینامیک و  $C$  سرعت انتشار صوت در محیط سیال می‌باشد. برای حل معادله هلمهولتز، شرایط مرزی مناسبی مورد نیاز می‌باشد که در ادامه ارائه خواهد شد:

## ۲-۱- شرط مرزی بالادست مخزن

با لرزش سد، امواج فشاری هیدرودینامیکی در مخزن با انتشار به سمت بالادست ایجاد خواهند شد. بایستی توجه گردد که طول مخزن به عنوان یک طول محدود در مدل سازی عددی فرض می‌شود؛ بنابراین یک مرز مصنوعی با اثری مشابه با مخزن نامحدود بکار برده می‌شود. این مرز بر پایه شرط مرزی سامرفلد (Sommerfeld) مدل سازی می‌شود:

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

## ۲-۲- شرط مرزی کف مخزن

با توجه به اثر جذب انرژی توسط کف مخزن، شرط مرزی مربوطه به صورت زیر بیان می‌شود:

$$\frac{\partial P}{\partial n} + q \frac{\partial P}{\partial t} = 0 \quad (3)$$

$q$  ضریب استهلاک می‌باشد که به عنوان پارامتر پایه برای تعیین مشخصات مواد کف مخزن مورد استفاده قرار می‌گیرد و توسط Chopra و Fenves به صورت  $q = \frac{1-\alpha}{C(1+\alpha)}$  ارائه شده است. در این رابطه،  $\alpha$  ضریب انعکاس موج می‌باشد که بین ۰ تا ۱ تغییر می‌کند.

## ۲-۳- شرط مرزی سطح آزاد

با صرف نظر کردن از امواج سطحی، شرط مرزی مورد نظر به صورت زیر می‌باشد:

$$P = 0 \quad (4)$$

## ۲-۴- شرط مرزی محل تماس سد و مخزن

در مرز مخزن-سد، اندرکنشی بین این دو اتفاق می‌افتد که در نتیجه نیروی اینرسی ناشی از حرکت دیواره مخزن است؛ شرط مرزی اندرکنش سد و مخزن در دیواره بالادست سد به صورت زیر به دست می‌آید که در این معادله،  $p$  دانسیته‌ی سیال و  $\ddot{u}_n$  بردار شتاب سازه در مسیر عمود بر مرز مشترک سیال و سازه هستند:

$$\frac{\partial P}{\partial n} = -\rho \ddot{u}_n \quad (5)$$

## ۳- رفتار غیرخطی بتن حجیم

برای مصالح تردی مانند بتن، دیدگاه مکانیک شکست معرف بهتری برای رفتار واقعی بتن به شمار می‌رود. تئوری کلاسیک پلاستیسیته برای مصالحی کاربردی است که از خود، رفتار تسلیم شونده و همراه طاقت یعنی رفتاری مشابه یک خط افقی در دیاگرام

تنش- کرنش نشان دهند که این ویژگی برای بتن صادق نیست [۲۹]. دو روش عمده مدل سازی ترک با استفاده از المان های محدود شامل: (۱) روش ترک منفرد، (۲) روش ترک پخشی وجود دارد. در روش ترک منفرد، مدل سازی هندسی ترک به صورت واقعی میسر است. یک حالت شبیه به این مسئله را می توان مدل سازی درزه های انقباض سدهای بتنی مثال زد. معیار شروع ترک در این مدل می تواند مدل مقاومت یا معیار مکانیک شکست باشد. گذشته از مسائلی که در آن ها مسیر ترک از ابتدا مشخص می باشد، مدل سازی ترک در این مدل با تغییر دادن شبکه المان محدود برای مطابقت با ترک به وجود آمده صورت می گیرد. در مدل ترک پخشی، ناحیه شکست خورده به صورت نواری از ترک های پخش شده تقریب زده می شود. در این روش، تشکیل ترک به وسیله جایگزینی رفتار ایزوتروپیک حاکم بر رفتار مصالح با رابطه اوتوتروپیک بعد از جوانه زنی ترک مدل می شود. رابطه اوتوتروپیکی که برای این منظور ارائه شده است به صورت زیر می باشد:

$$\begin{bmatrix} \Delta\sigma_{nn} \\ \Delta\sigma_{tt} \\ \Delta\sigma_{nt} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & E & 0 \\ 0 & 0 & \beta G \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta\varepsilon_{nn} \\ \Delta\varepsilon_{tt} \\ \Delta\varepsilon_{nt} \end{bmatrix} \quad (۶)$$

در این رابطه،  $t$  و  $n$  به ترتیب محورهای عمود و مماس بر جهت ترک می باشند.  $\beta$  ضریبی بین صفر و یک است که اثرات قفل بین دانه های در سطح ترک را منظور می کند. این ضریب، بیانگر این واقعیت است که قبل از باز شدن ترک به صورت کامل، سطح ترک قدرت انتقال نیروی برشی را خواهد داشت. مشکل عمده این مدل، حساسیت به شبکه المان محدود در آن می باشد. در حین ترک خوردگی، ترک های ریز در یک عرض نازک (ترک) متمرکز شده و تغییر فرم ها نیز در این ناحیه متمرکز می شوند در حالی که در دیگر قسمت های جسم، کرنش خیلی کمتری وجود دارد. به علت باریکی این باند، مکانیک محیط های پیوسته مرسوم دیگر استفاده نشده و در عوض، تکنیک های تعدیل انحراف محلی برای مقابله با مسائل Crack Localization و حساسیت به شبکه المانی گسترش پیدا کرده اند. Li و Zimmermann [۳۰] در سال (۱۹۹۸)، مقایسه بین مدل های ترک پخشی را انجام دادند؛ آن ها اظهار داشتند که مدل ترک پخشی ثابت (FCM) نسبت به مدل ترک پخشی چرخشی (RCM) حساسیت کمتری نسبت به وابستگی به شبکه المان محدود می تواند داشته باشد.

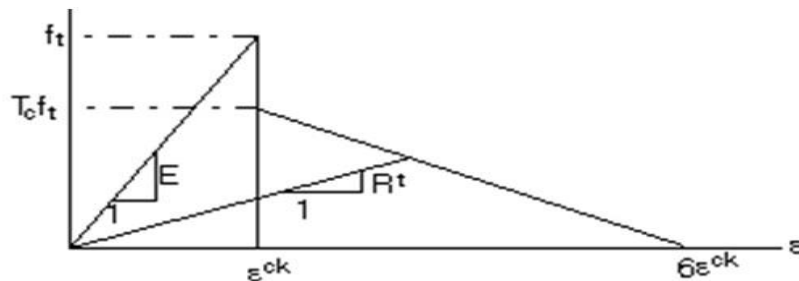
مدل بتن نرم افزار ANSYS از نوع مدل ترک پخشی ثابت (FCM) می باشد. انتخاب ضریب انتقال برشی در این مدل به آسانی امکان پذیر نیست. همین طور در رابطه تنش-کرنش المان، کرنش نهایی یبتن ثابت بوده و معادل ۶ برابر کرنش شکست می باشد. مدل بتن، انرژی شکست را به عنوان یکی از پارامترها در نظر نمی گیرد. از این رو انرژی شکست در این مدل حفظ نشده و نیازمند رعایت بیشینه اندازه المان ها می باشد. در این تحقیق از المان Solid65 که قابلیت مدل سازی رفتار غیرخطی بتن با دیدگاه ترک پخشی ثابت را داراست، استفاده شده است. برای مدل سازی ترک، لازم است پارامترهایی بدین شرح در نرم افزار برای خواص بتن تعریف گردند [۳۱]: (۱) ضریب انتقال برشی ترک باز ( $\beta_t$ )، (۲) ضریب انتقال برشی ترک بسته ( $\beta_c$ )، (۳) تنش کششی ترک خوردگی تک محوری ( $f_t$ )، (۴) تنش خردشدگی تک محوری ( $f_{tc}$ )، (۵) تنش خردشدگی دومحوری ( $f_{ctb}$ )، (۶) تنش هیدرواستاتیکی همه جانبه برای استفاده در ثوابت ۷ و ۸ ( $\sigma_c$ )، (۷) تنش خردشدگی دومحوری (با علامت مثبت) تحت فشار همه جانبه هیدرواستاتیکی ( $f_1$ )، (۸) خردشدگی تکمحوری تحت فشار همه جانبه هیدرواستاتیکی ( $f_2$ )، (۹) ضریب سختی در شرایط ترک خوردگی کششی ( $T_c$ ).

محدوده مقادیر ضرایب انتقال برشی مابین صفر و یک می باشد که ضریب صفر بیانگر ترک نرم (با افت کامل انتقال برش) و عدد یک بیانگر ترک زبر (بدون افت در انتقال برش) می باشد. پارامترهای ۵ الی ۹ الزامی به معرفی نداشته و برنامه مقادیر پیش فرض را استفاده می کند. اگر چه در محدوده تحلیل سدهای بتنی تأثیر چندانی بر نتایج ندارند.

حضور ترک در یک نقطه انتگرال گیری توسط ماتریس تنش-کرنش  $[D_{\epsilon}^{sk}]$  در یک سطح ضعیف (ترک) در جهت نرمال ترک تعریف می گردد. ماتریس فوق برای المان ترک خورده در یک جهت به صورت ذیل است [۳۲].

$$[D_c^{ck}] = \frac{E}{(1+\nu)} \begin{bmatrix} R^t(1+\nu)/E & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1/1-\nu & \nu/1-\nu & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \nu/1-\nu & 1/1-\nu & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \beta_t/2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1/2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \beta_t/2 \end{bmatrix} \quad (7)$$

که  $\beta_t$  ضریب پواسون و  $E$  مدول الاستیسیته بتن می باشد.  $\beta_t$  فاکتور ضریب انتقال برش ترک باز می باشد که برای تعریف کاهش مقاومت برشی بتن در سطح ترک در مقابل نیروهای برشی تعریف می شود.  $R^t$  ضریب سکانت می باشد که طبق شکل (۱) تعریف می گردد.  $T_c$  ضریب آزادشدگی تنش کششی می باشد و مقدار پیش فرض آن 0.6 است. نماد  $ck$  نشانگر موازی بودن محورهای مختصات با جهت تنش های اصلی می باشد. برای ترک بسته،  $\beta_c$  فاکتور ضریب انتقال برش ترک بسته می باشد.



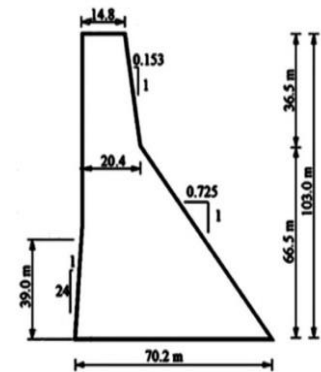
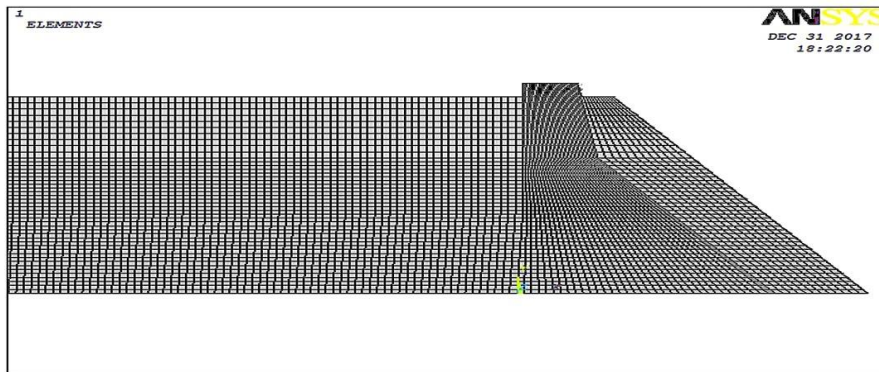
شکل ۱: نمودار مقاومت المان ترک خورده

#### ۴- معرفی مدل ها

برای دستیابی به راه حل پیشنهادی در مطالعه حاضر، یک حائل نگهدارنده آسفالتی در پایین دست سد وزنی بتنی در نظر گرفته شده است. جهت نشان دادن تأثیر حائل نگهدارنده بر بهبود پاسخ لرزه ای سد وزنی بتنی و کاهش توزیع ترک های ایجاد شده در نزدیکی بدنه ی بالادست و به دنبال آن افزایش پایداری سد، پاسخ سد Koyna در کشور هند تحت آنالیز و تحلیل قرار گرفته است. سد بتنی وزنی کوینا یکی از نمونه های متداول جهت بررسی و تحلیل تأثیر زلزله بر روی سدهای بتنی وزنی می باشد. این سد با طول ۸۵۰ متر با فرض مقاومت کششی صفر برای بتن و روش طراحی لرزه ای شبه دینامیکی طراحی شده است. این سد در سال ۱۹۶۷ تحت اثر زلزله کوینا با شدت ۶/۵ ریشتر قرار گرفت که صدمات زیادی در بلندترین بلوک آن با ارتفاع ۱۰۳ متر ایجاد شد. به علت اینکه در عمل بلوک های سدهای بتنی وزنی به صورت مجزا از همدیگر اجرا می شوند و محدودیت کرنش جانبی برای بتن وجود ندارد لذا جهت انجام آنالیزها، بلندترین بلوک سد در حالت تنش مسطح به عرض واحد در نظر گرفته شده است و جابجایی سد در جهت عمود بر صفحه مقید شده است. برای آنالیز لرزه ای سد بتنی وزنی از نرم افزار ANSYS که قابلیت آنالیز لرزه ای با در نظر گرفتن هندسه ی نامنظم دامنه ها و اثرات اندرکنش مخزن و پی را داراست استفاده شده که برای این منظور، المان های مناسبی که رفتار تراکم پذیری سیال را نمایش دهد، پیش بینی شده است؛ همچنین شرط مرزی Sommerfeld در مرز دور دست قطع شده اعمال می گردد.

مشخصات هندسی سد بتنی وزنی Koyna در شکل (۲) و مدل شبکه بندی شده سیستم سد-مخزن دارا حائل نگهدارنده آسفالتی در رویه ی بدنه پایین دست سد در نرم افزار ANSYS در شکل (۳) نشان داده شده اند. مدل ها دارای فونداسیونی صلب، مخزنی پر از آب تا تراز 96.5m از روی فونداسیون سد و به طول چهار برابر ارتفاع آب مخزن می باشند.

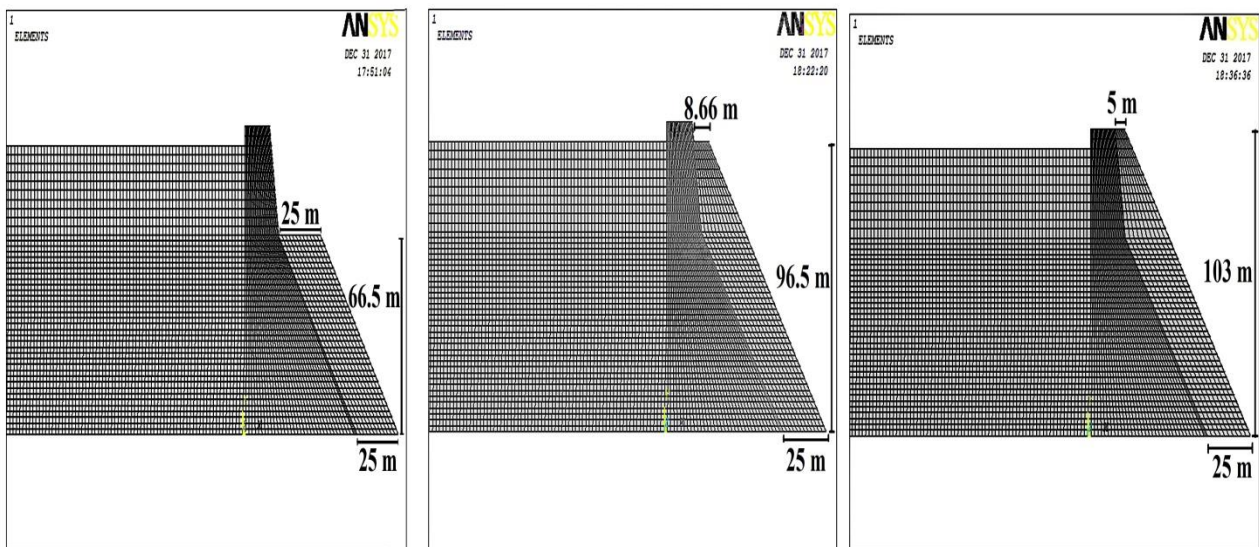




شکل ۳: مدل مش بندی سد-مخزن-حائل آسفالتی در نرم افزار ANSYS

شکل ۲: ابعاد هندسی مقطع عرضی سد بتنی وزنی Koyana

در ادامه تحلیل ها و بررسی ها، به ارزیابی و مقایسه‌ی مدل های ارائه شده در شکل (۴) نسبت بهم جهت دستیابی به مدل بهسازی شده لرزه‌ای سد بتنی وزنی تقویت شده با حائل نگهدارنده آسفالتی پرداخته می شود. در مدل های پیشنهادی، حائل نگهدارنده آسفالتی به ارتفاع 103 و 96.5 و 66.5 متر در طول ارتفاع بدنه پایین دست سد طرح و اجرا شده اند:



شکل ۴: مدل های پیشنهادی سیستم دارای حائل نگهدارنده آسفالتی

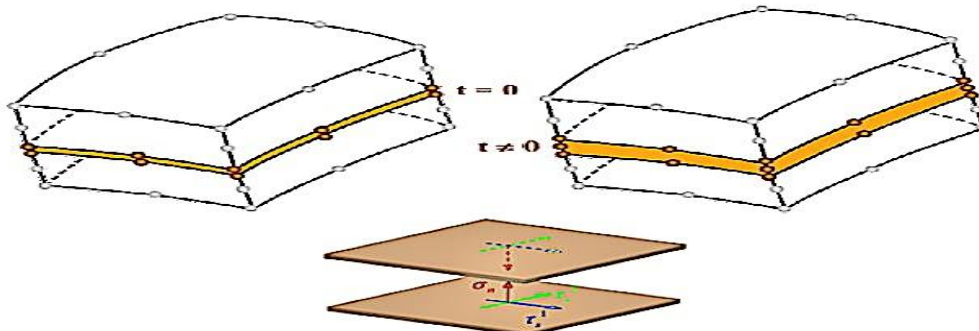
برای تحلیل مدل های مورد نظر، مدول الاستیسیته، وزن واحد حجم، ضریب پواسون، مقاومت کششی ترک خوردگی تک محوری ( $F_t$ )، مقاومت خردشدگی تک محوری ( $F_c$ )، ضریب انتقال برشی ترک باز ( $\beta_t$ ) و ضریب انتقال برشی ترک بسته ( $\beta_c$ ) بتن سد و برای حائل نگهدارنده اعمالی بر پایین دست سد از بتن آسفالتی (AC14) طبق جدول (۱) در نظر گرفته شده اند. شایان ذکر است که در تمامی آنالیزها، ضریب بزرگنمایی دینامیکی کششی و فشاری به ترتیب  $1/5$  و  $1/3$  و ضریب بزرگنمایی مدول الاستیسیته  $1/25$  در نظر گرفته شده اند.



جدول ۱: خصوصیات مصالح جهت مدل سازی

	E (Gpa)	$\rho$ ( $kg/m^3$ )	$\theta$	$f_t$	$f_c$	$\beta_t$	$\beta_c$
بتن (مرجع [31])	31	2643	0.2	2.9	24.1	0.3	0.4
بتن آسفالتی (مرجع [33])	1.8	2300	0.3	-	-	-	-

برای مدل سازی مصالح بدنه سد بتنی وزنی از المان ۸ گرهی سه بعدی SOLID65 دارای درجات آزادی x و y با امکان ترک خوردگی و نیز جهت مدل سازی حائل نگهدارنده ی بتن-آسفالتی از المان SOLID185 برای مدل سازی های سه بعدی مواد جامد استفاده شده است. این المان با هشت گره که در هر گره دارای سه درجه آزادی است، تعریف می شود. این المان دارای قابلیت های پلاستیسیته (شکل پذیری)، فوق الاستیک (Hyper Elasticity)، تنش سختی، خزش، تغییر شکل های خمشی بزرگ (تغییر مکان) و کرنش های بزرگ می باشد؛ همچنین قابلیت ترکیب فرمول هایی را دارد که برای شبیه سازی تغییر شکل مواد تقریباً تراکم ناپذیر (Elasto Plastic) و مواد به طور کامل تراکم ناپذیر (Hyper Elastic) استفاده می شود. پس از شبکه بندی بدنه ی سد به منظور امکان بررسی اثرات حائل نگهدارنده در فصل مشترک سد و آسفالت، سطح تماسی با استفاده از المان های درز با ضخامت صفر تعریف شده است. در المان های با ضخامت صفر ماتریس مشخصه در ترم های پارامترهای جریمه مماسی و نرمال درزه تعریف می شوند. تنش ها بر حسب ماتریس مشخصه و تغییر مکان های نسبی دو گره موجود در دو سمت المان درز محاسبه می شوند. اشکال این المان درزه به صورت شماتیک در شکل (۵) ارائه شده است. همان طور که دیده می شود هندسه یک میان رویه سه بعدی با ضخامت صفر توسط هندسه سطح میانی المان مشخص می گردد. جهت باز و بسته شدن وجوه فوقانی و تحتانی المان توسط بردار عمود بر سطح میانی المان مشخص می گردد.

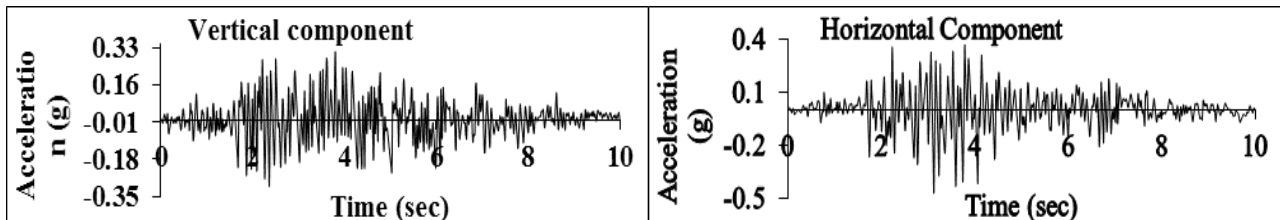


شکل ۵: المان درزه

این کار با تعریف دو لایه المان Contact و Target که یک Contact Pair ایجاد می کنند صورت می گیرد. المان Target استفاده شده، Targe170 و المان Contact استفاده شده نیز المان Conta174 است. المان Targe170 برای نشان دادن سطوح هدف (target) سه بعدی برای المان های تماس استفاده می شود. المان Conta174، المان تماس سطح به سطح هشت گرهی سه بعدی برای نشان دادن تماس و لغزش بین سطوح هدف و سطوح تغییر شکل پذیر سه بعدی تعریف شده توسط این عنصر استفاده می شود. المان Conta174، خصوصیات هندسی یکسانی با سطح المان جامد یا پوسته متصل به آنرا دارد؛ در واقع تماس زمانی رخ می دهد که سطح المان به سطح هدف مرتبط نفوذ می یابد.

برای آب مخزن نیز از المان FLUID30 (المان ۸ گرهی سه بعدی آکوستیک) با چگالی ۱۰۰۰ کیلوگرم بر مترمکعب و سرعت امواج فشاری در آب ۱۴۴۰ متر بر ثانیه استفاده شده که تمامی المان های موجود در مرز دوردست مخزن دارای نسبت جذب موج، ۱ و المان های موجود در بین مرز مخزن و پی صلب، ۰/۵ می باشد. لازم به ذکر است که آب به صورت محیطی همگن و ایزوتروپ، غیر لزج، غیر چرخشی و با تغییر مکان های کوچک و تراکم پذیر فرض می شود. به دلیل عمق و ارتفاع زیاد مخزن سد بتنی وزنی، از اثر امواج سطحی آب صرف نظر شده و فشار در سطح آزاد مخزن، صفر در نظر گرفته می شود. فونداسیون نیز صلب فرض شده است. برای انجام تحلیل های لرزه ای و

انتگرال گیری عددی از روش Newmark استفاده شده که پارامترهای آن به صورت  $\beta = 0.25$  و  $\gamma = 0.5$  استفاده شده است. ضرایب میرایی رایلی براساس مودهای ارتعاشی اول و سوم و ضریب میرایی ۵٪ در نظر گرفته شده است. رفتار غیرخطی بتن با دیدگاه ترک پخشی مدل شده است و گام زمانی تحلیل برابر  $\Delta t = 0.01 \text{ sec}$  انتخاب شده است. به منظور آنالیز دینامیکی، 10 ثانیه اول مولفه افقی و قائم شتاب‌نگاشت Koyna که در سال ۱۹۶۷ ثبت شده، با توجه به شکل (۶) انتخاب شده است:

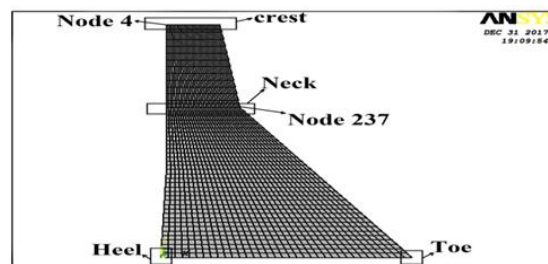


شکل ۶: مؤلفه‌ی افقی وقائم شتاب‌نگاشت زلزله Koyna

## ۵- تحلیل مدل‌ها

پیش از ورود به آنالیز و تحلیل مدل‌های مختلف سیستم سد بتنی بدون حائل آسفالتی و دارای حائل نگهدارنده، به بررسی تحلیل استقلال نتایج از مش‌بندی پرداخته می‌شود. برای اطمینان از ابعاد مش در تحلیل، راه‌حل مستقل شدن نتایج از شبکه‌بندی ( Mesh Independency) مطرح می‌گردد. در این راه‌حل، بدین شکل عمل می‌شود که شبکه‌بندی با ابعاد مختلف از جمله با ابعاد درشت تا بسیار ریز مدل‌سازی می‌گردد. در واقع روند بدین گونه است که شبکه‌بندی مدل بتدریج ریزتر می‌گردد و نتایج پاسخ‌های سیستم مدل‌سازی شده بدست می‌آید. در هر مرحله، نتایج با حالت قبل مقایسه می‌گردد و اگر تغییر چندانی مشاهده نگشت، دیگر نیازی به ریزتر نمودن شبکه و بررسی بیشتر نتایج پاسخ‌ها در سیستم وجود ندارد. جواب‌های بدست آمده از حل یک مسئله به روش المان محدود همواره به سائز شبکه و اندازه المان‌های مورد استفاده وابسته می‌باشد. با افزایش چگالی شبکه (کاهش ابعاد المان‌ها و در نتیجه کاهش حجم المان)، حل عددی مسئله به یک جواب واحد همگرا می‌شود. البته ریزتر شدن شبکه سبب افزایش توان سخت‌افزاری مورد استفاده برای حل مدل المان محدود شده و فرآیند پردازش، زمان بیشتری را به خود اختصاص می‌دهد. در صورتی که با کاهش پیاپی اندازه المان‌ها، تغییرات قابل صرف‌نظرکردنی در نتایج حل حاصل گردد در آن صورت، مش همگرا می‌گردد.

همگرایی شبکه بایستی در نواحی مورد بررسی قرار گیرد که یا هدف از انجام شبیه‌سازی، مطالعه آن‌ها می‌باشد و یا اینکه اثر مستقیمی بر نتایج در اطراف نواحی مورد نظر دارد. لذا ابتدا شبکه‌بندی با سائز درشت، متوسط و ریزتر تحت آنالیز قرار می‌گیرد و در نهایت، همچنان که در شکل (۷) نشان داده شده است؛ در نواحی که تنش به مقدار ماکزیمم خود (گره شکستگی تاج سد در گلوگاه بدنه پایین‌دست) رسیده است، شبکه‌بندی ریزتر می‌گردد. این نکته بایستی ذکر شود در تمام نقاط، همگرایی شبکه مورد مطالعه قرار گرفته است به طوری که با ممارست در این عمل می‌توان دریافت که چه میزان از بهبود شبکه (Mesh Refinement)، سبب ایجاد شبکه‌ای مناسب برای رسیدن به نتایج قابل قبول مورد نیاز می‌باشد.



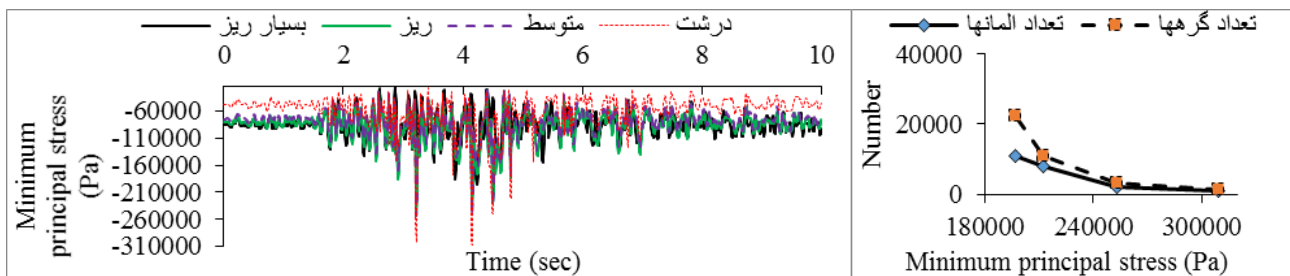
شکل ۷: موقعیت مکانی نقاط محاسبه تغییر مکان تاج و تنش در سد

جدول (۲) مشخصات شبکه بندی بکارگرفته شده برای بررسی استقلال نتایج از شبکه را بیان می نماید که در بین مدل های گوناگون طرح شده، مدل با تعداد کل ۱۰۸۷۰ المان جهت مدل سازی در ادامه ی روند تحلیل های پیشرو پرداخته خواهد شد.

جدول ۲: تعداد و نوع شبکه بندی مدل سازی شده

	درشت	متوسط	ریز	بسیار ریز
تعداد المانها	۸۵۸	۲۱۸۷	۷۹۰۵	۱۰۸۷۰
تعداد گره ها	۱۳۴۰	۳۲۱۲	۱۱۱۱۲	۲۳۳۱۶

انتخاب نواحی مناسب برای بررسی کردن همگرایی خروجی ها تا حدودی به هدف از انجام آنالیز بر می گردد. از آنجایی که هدف از انجام آنالیز در این تحقیق، بررسی بهسازی لرزه ای سد بتنی وزنی تقویت شده با حائل نگهدارنده آسفالتی است لذا بایستی تنش های اصلی در بدنه سد مورد بررسی قرار گیرند و شبکه ها به اندازه کافی در این نواحی ریز شوند. در کار حاضر، تنش های اصلی در گره منتهی الیه نوک تاج سد در شیب بدنه ی پایین دست سد حائل دار برای بررسی استقلال نتایج از شبکه بندی در شکل های (۸) و (۹) پرداخته شده است.



شکل ۹: تغییرات تنش اصلی سوم در تراز شکستگی بدنه پایین دست سد بر حسب تعداد گره ها و المان های شبکه بندی

شکل ۸: تاریخچه ی زمانی تنش اصلی سوم در تراز شکستگی بدنه پایین دست سد و نوع شبکه بندی

## ۵-۱- تحلیل های مودال سیستم و صحت سنجی مدل

برای بررسی رفتار دینامیکی سد، بایستی فرکانس مودهای ارتعاش سد محاسبه شود تا بتوان با داشتن ضرایب میرایی سازه بر اساس میرایی رایلی محاسبه شود. به منظور تحلیل های تاریخچه زمانی لازم است ضرایب میرایی رایلی  $\alpha$  و  $\beta$  محاسبه شوند که برای به دست آوردن ضرایب میرایی رایلی  $\alpha$  و  $\beta$  از روابط زیر استفاده شده است که در آن  $\xi$  میرایی مصالح است:

$$\xi = \alpha/2\omega_1 + \beta\omega_1/2 \quad (۸)$$

با انتخاب دو فرکانس زاویه ای اصلی  $\omega_1$  و  $\omega_2$  از تحلیل مودال و در نظر گرفتن درصد میرایی ثابت برای مصالح، روابط زیر بدست می آیند:

$$\xi = \alpha/2\omega_1 + \beta\omega_1/2 \quad \text{و} \quad \xi = \alpha/2\omega_2 + \beta\omega_2/2 \quad (۹)$$

فرم دیگری از ضرایب میرایی رایلی با در نظر گیری معادله (۹) می تواند به این صورت حاصل گردد:

$$\alpha = \frac{2\xi\omega_1\omega_2}{(\omega_1 + \omega_2)} \quad \text{و} \quad \beta = \frac{2\xi}{(\omega_1 + \omega_2)} \quad (۱۰)$$

در ادامه جهت صحت سنجی مدل با استفاده از تحلیل مودال مدل سد فاقد مخزن با فرض ضرایب میرایی رایلی و ضریب میرایی ۵ درصد برای مصالح بتن بدنه سد، نتایج پنج مود در جدول (۳) ارائه شده است که به منظور مقایسه با نتایج تحلیل های مودال صورت گرفته

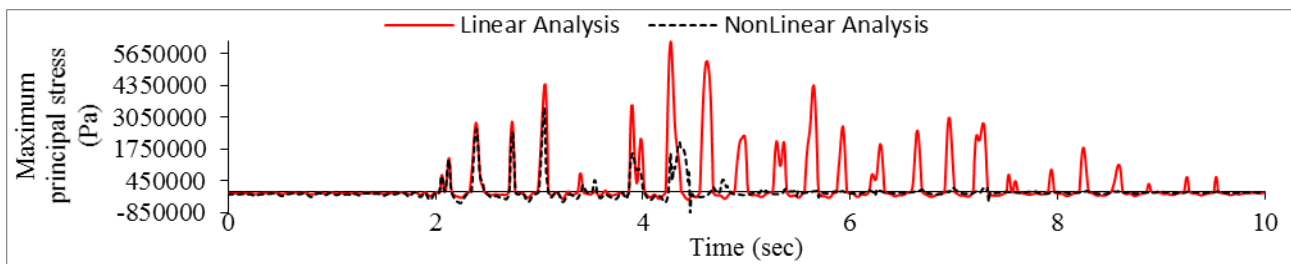
توسط Jai Junjie Huang [۱۹] در سال ۲۰۱۱ مورد مقایسه قرار گرفته است. همان طور که مشاهده می‌گردد توافق خوبی بین نتایج دو تحلیل وجود دارد:

جدول ۳: فرکانس‌های تحلیل مدل‌ها

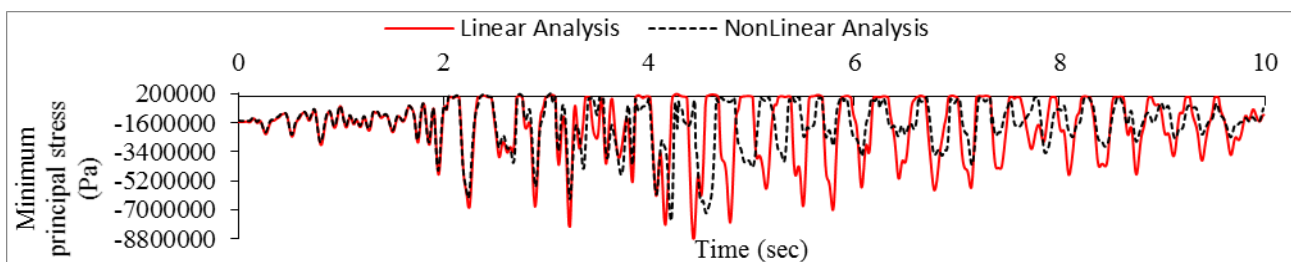
شماره مود					نوع تحلیل	فرکانس طبیعی (Hz)
۱	۲	۳	۴	۵		
3.081	8.213	10.84	16.01	24.37	تحلیل حاضر	
3.08	8.23	10.82	15.98	24.27	مرجع [۳۴]	

## ۵-۲- تحلیل‌های لرزه‌ای بدون حائل نگهدارنده آسفالتی

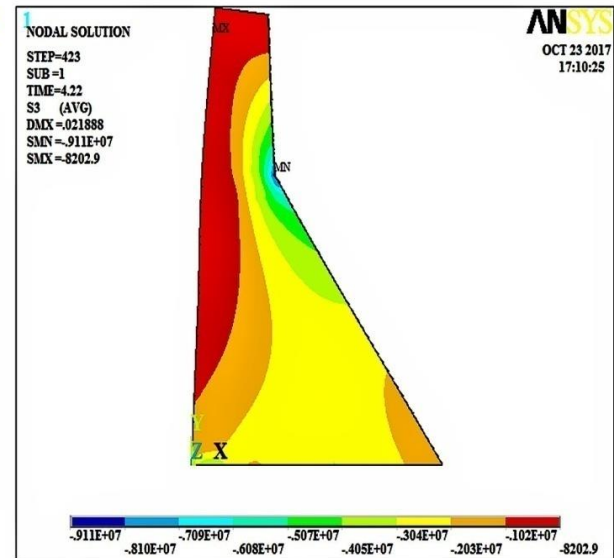
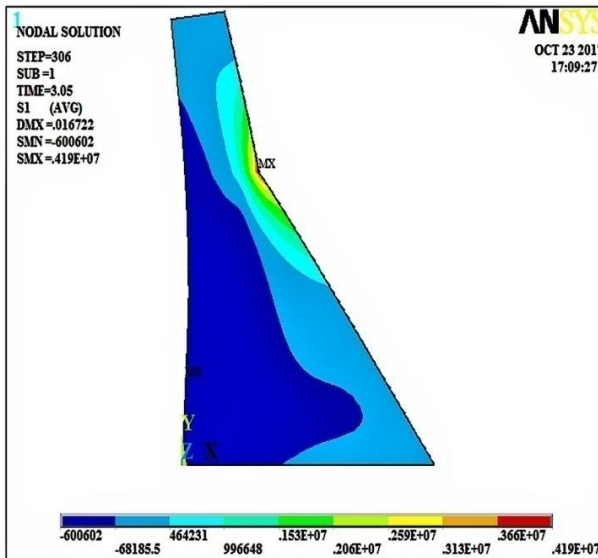
بعد از تحلیل مدل سد-مخزن بدون حائل نگهدارنده آسفالتی به صورت دینامیکی خطی و غیرخطی، پاسخ‌ها در نقاط نشان داده شده در شکل (۷) استخراج گردیده و پاسخ تاریخچه زمانی توزیع تنش‌های اصلی حداکثر، حداقل و کانتورهای مورد نظر در تراز شکستگی بدنه پایین دست سد در شکل‌های (۱۰) تا (۱۳) و همچنین پاسخ تاریخچه‌های زمانی تغییر مکان افقی و قائم تاج سد در شکل‌های (۱۴) و (۱۵) نمایش داده شده‌اند.



شکل ۱۰: تاریخچه زمانی تنش اصلی اول در تراز شکستگی بدنه پایین دست سد



شکل ۱۱: تاریخچه زمانی تنش اصلی سوم در تراز شکستگی بدنه پایین دست سد

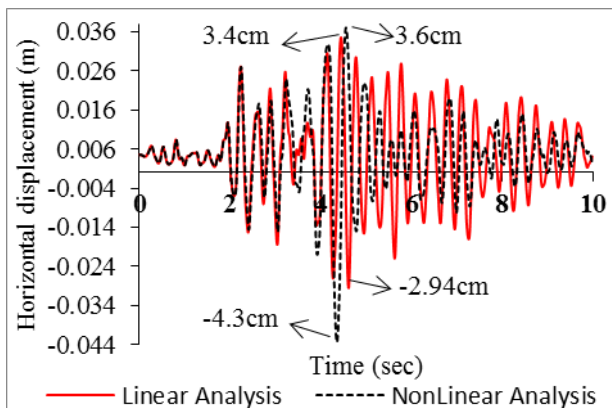


شکل ۱۳

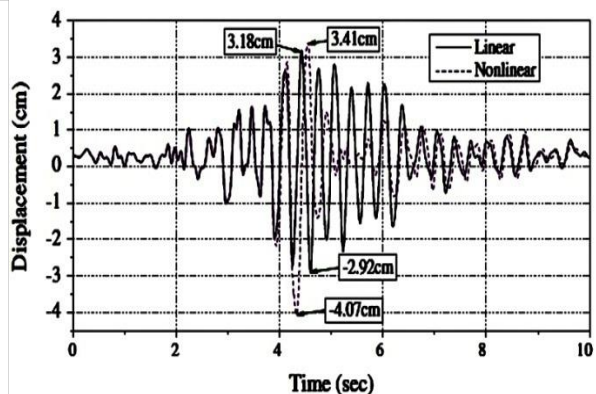
شکل ۱۳: کانتور تنش اصلی سوم (t=4.22sec)

شکل ۱۲: کانتور تنش اصلی اول (t=3.05sec)

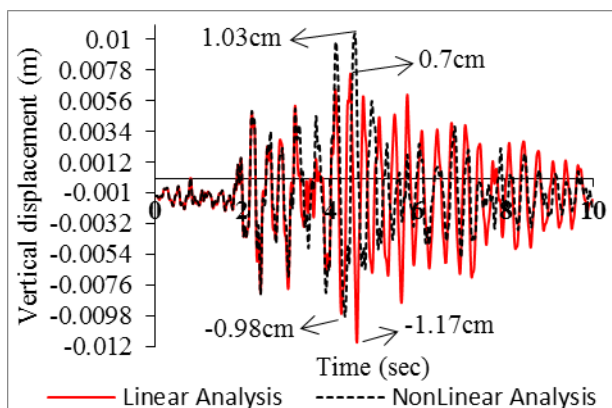
در ادامه برای صحت‌سنجی مدل، نتایج بدست آمده با نتایج صورت گرفته در مرجع ژانگ [۳۱] مقایسه شده است. همان‌گونه که ملاحظه می‌شود، نتایج حاصل از تحلیل‌های انجام شده در مورد جابجایی‌های افقی و قائم تاج سد کوینا در شکل‌های (۱۴) و (۱۵) با جابجایی‌های افقی و قائم در شکل‌های (۱۶) و (۱۷) حاصل از مرجع، توافق مطلوبی داشته و بسیار نزدیک بهم می‌باشند.



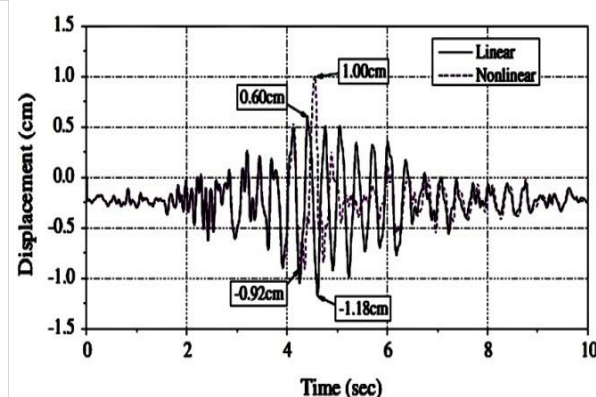
شکل ۱۶: تاریخچه‌ی زمانی جابجایی افقی تاج برای مدل مرجع [۳۱]



شکل ۱۴: تاریخچه‌ی زمانی تغییر مکان افقی تاج سد



شکل ۱۷: تاریخچه‌ی زمانی جابجایی قائم تاج برای مدل مرجع [۳۱]

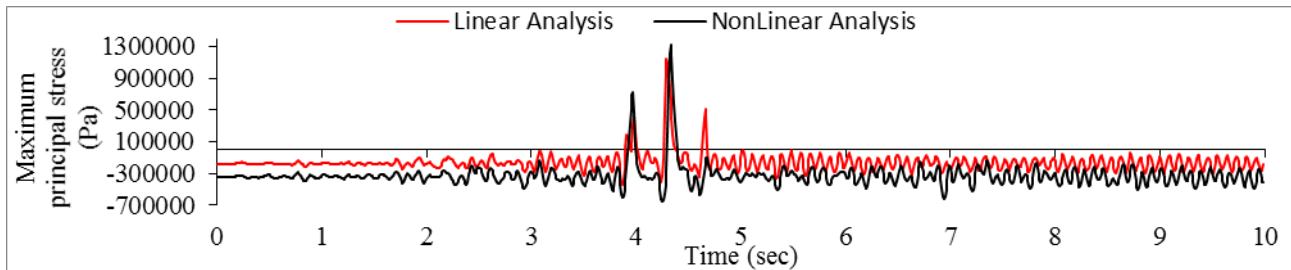


شکل ۱۵: تاریخچه‌ی زمانی تغییر مکان قائم تاج سد

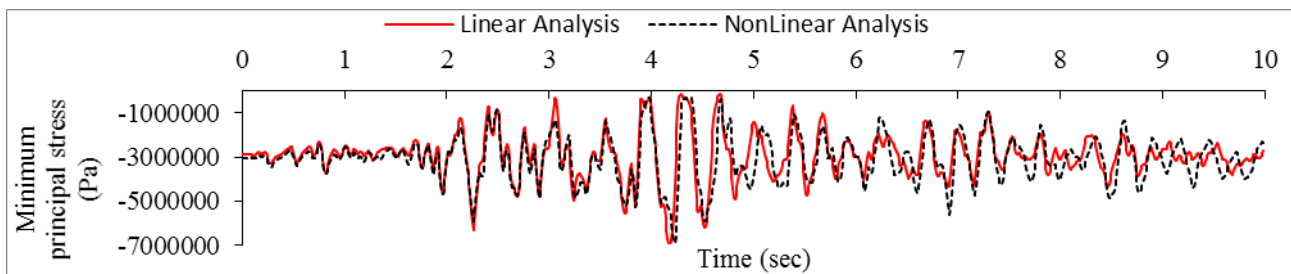


### ۳-۵- تحلیل‌های لرزه‌ای دارای حائل نگهدارنده آسفالتی

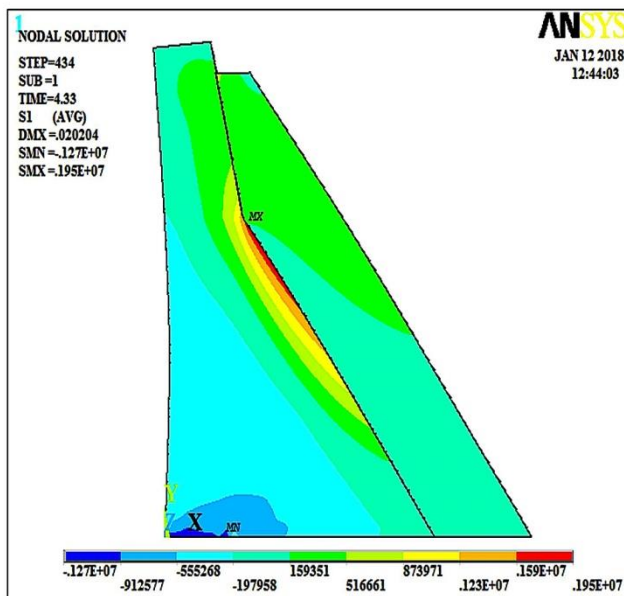
در مدل پیشنهادی، حائل آسفالتی به ارتفاع 96.5 متر در طول ارتفاع بدنه پایین دست سد طرح و اجرا شده است. پاسخ تاریخیچه‌های زمانی توزیع تنش‌های اصلی حداکثر و حداقل و کانتورهای مورد نظر در تراز شکستگی بدنه پایین دست سد در شکل‌های (۱۸) تا (۲۱) نمایش داده شده‌اند.



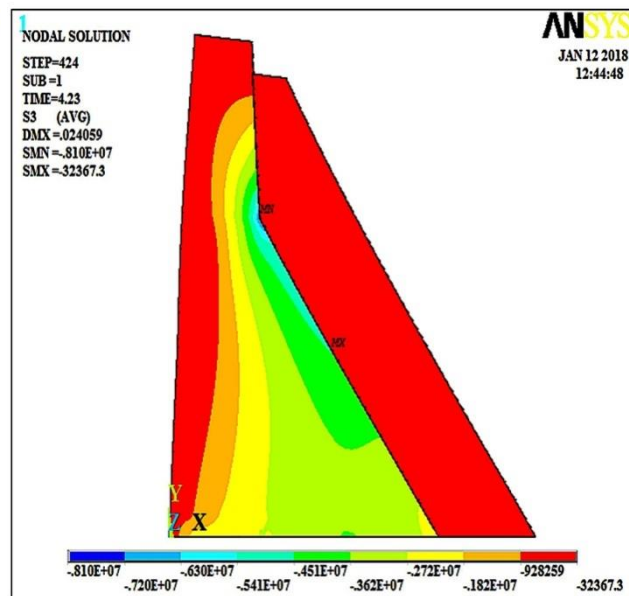
شکل ۱۸: تاریخیچه زمانی تنش اصلی اول در محل تراز شکستگی بدنه پایین دست سد



شکل ۱۹: تاریخیچه زمانی تنش اصلی سوم در محل تراز شکستگی بدنه پایین دست سد



شکل ۲۱: کانتور تنش اصلی سوم (t=4.23sec)



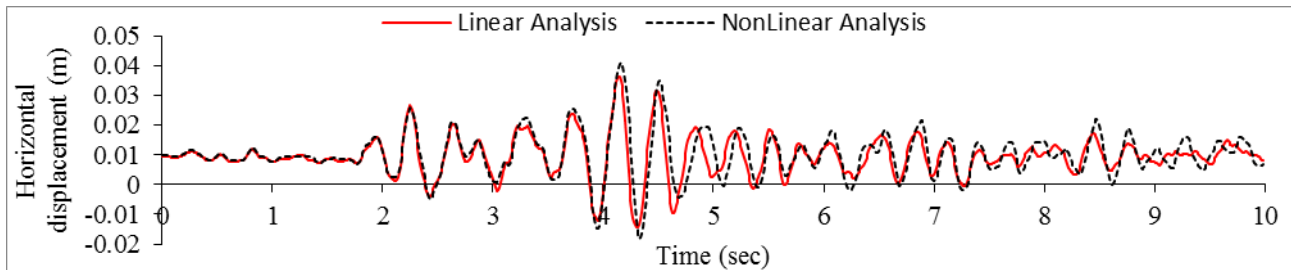
شکل ۲۰: کانتور تنش اصلی اول (t=4.33sec)

کانتورهای تنش اصلی در تراز شکستگی بدنه پایین دست سد نسبت به مدل پیشنهادی بدون حائل نگهدارنده، توزیع یکنواخت‌تری در کل بدنه سد را نشان داده و تمرکز تنش نسبتاً کمتری در محل شکستگی تاج سد رخ می‌دهد که تمایل این تنش‌های حداکثر به سمت بدنه‌ی بالادست سد کمتر بوده به طوری که این حائل آسفالتی می‌تواند پایداری لرزه‌ای سد وزنی را به وسیله فشارهای

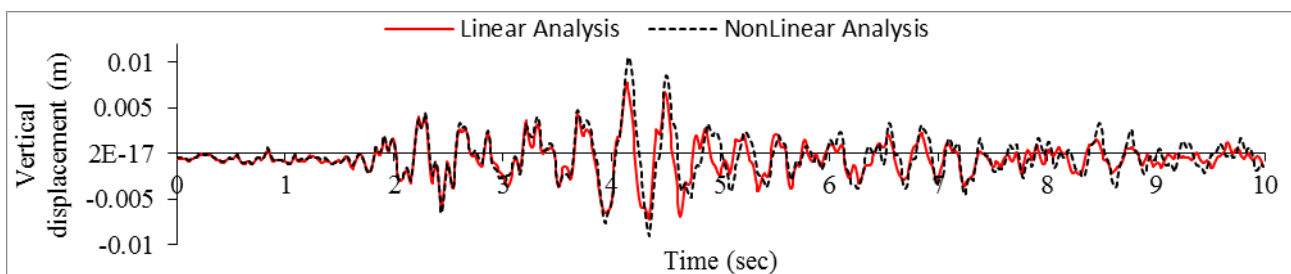


اعمالی بر سد را بهبود بخشد که در نهایت می تواند مانع گسترش ترک خوردگی در محل شکستگی شیب تاج سد به سمت بدنه ی بالادست سد و شکست کامل سد گردد.

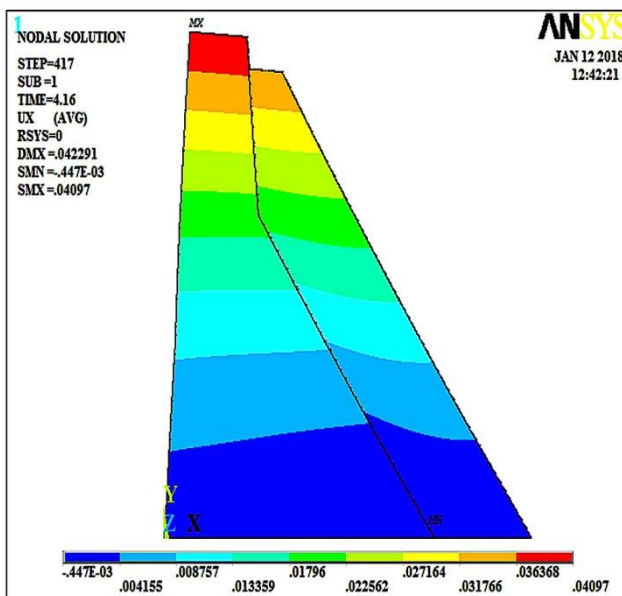
در ادامه استخراج آنالیزهای مدل حائل نگهدارنده آسفالتی به ارتفاع 96.5 متر، پاسخ تاریخچه های زمانی تغییر مکان افقی و قائم تاج سد و نیز کانتورهای مورد نظر در تاج سد در شکل های (۲۲) تا (۲۵) نمایش داده شده اند.



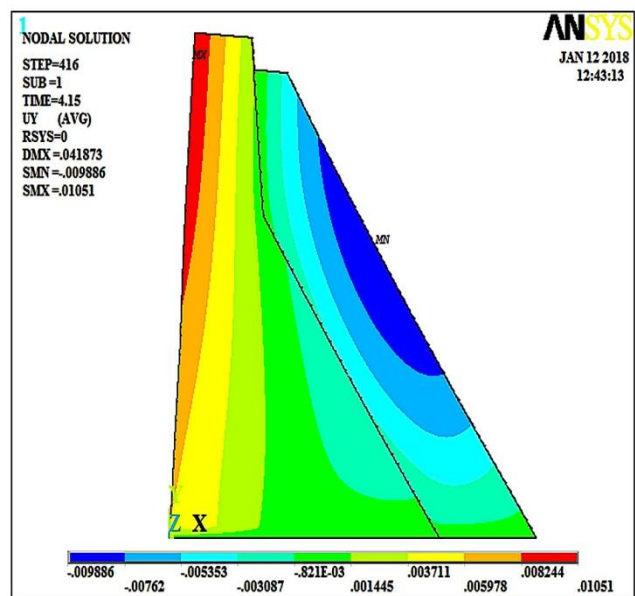
شکل ۲۲: تاریخچه ی زمانی تغییر مکان افقی تاج سد



شکل ۲۳: تاریخچه ی زمانی تغییر مکان قائم تاج سد



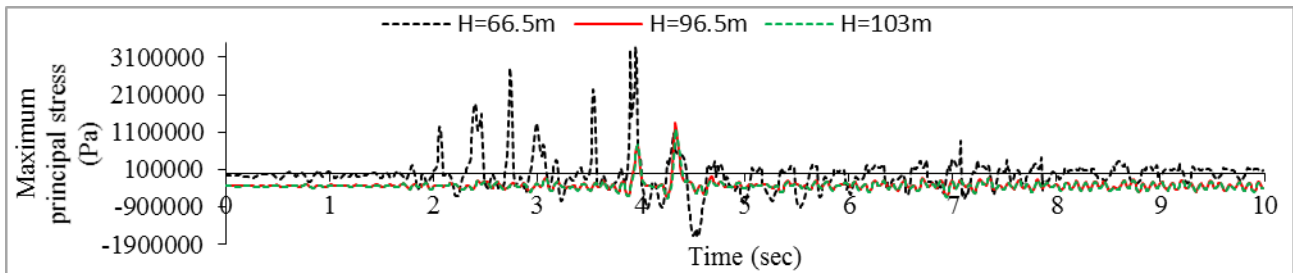
شکل ۲۵: کانتور تغییر مکان قائم سد (t=4.15sec)



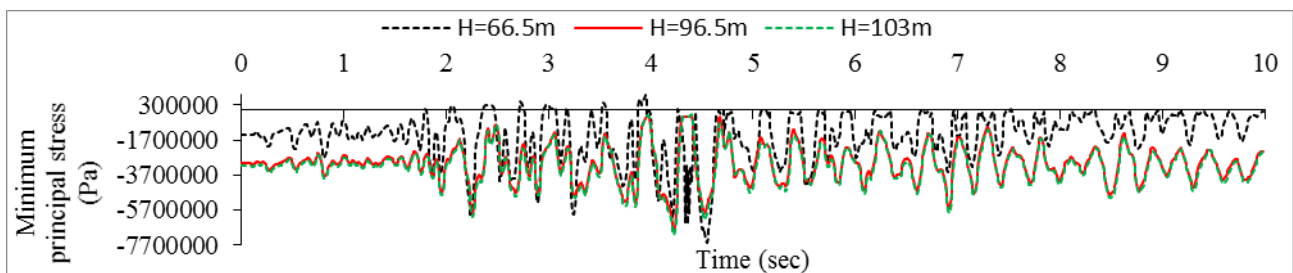
شکل ۲۴: کانتور تغییر مکان افقی سد (t=4.16sec)

در نهایت برای ارزیابی و مقایسه ی مدل ارائه شده دارای حائل نگهدارنده آسفالتی به ارتفاع 96.5 متر نسبت به مدل های دارای حائل نگهدارنده با ارتفاع های 103 و 96.5 متر در شکل (۴) جهت ارائه مدل بهسازی شده لرزه ای سد بتنی وزنی تقویت شده با حائل نگهدارنده آسفالتی، پاسخ تاریخچه های زمانی توزیع تنش اصلی اول و سوم در تراز شکستگی بدنه پایین دست سد به صورت آنالیز دینامیکی

غیرخطی به ترتیب در شکل‌های (۲۶) و (۲۷) نمایش داده شده‌اند. قابل ذکر هست که حائل نگهدارنده آسفالتی تا ارتفاع 96.5 متر، در بخش قبلی تحت تحلیل و آنالیز قرار گرفته و به عنوان مدل مورد هدف در نظر گرفته شده است.

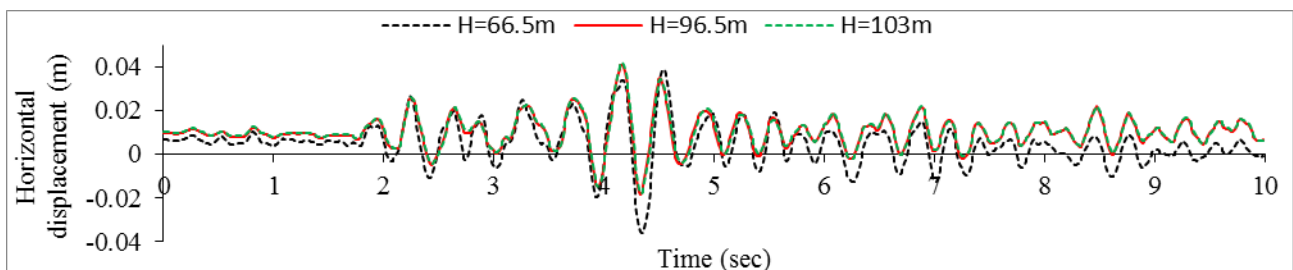


شکل ۲۶: تاریخچه‌ی زمانی تنش اصلی اول در تراز شکستگی بدنه پایین دست سد تحت آنالیز دینامیکی غیرخطی

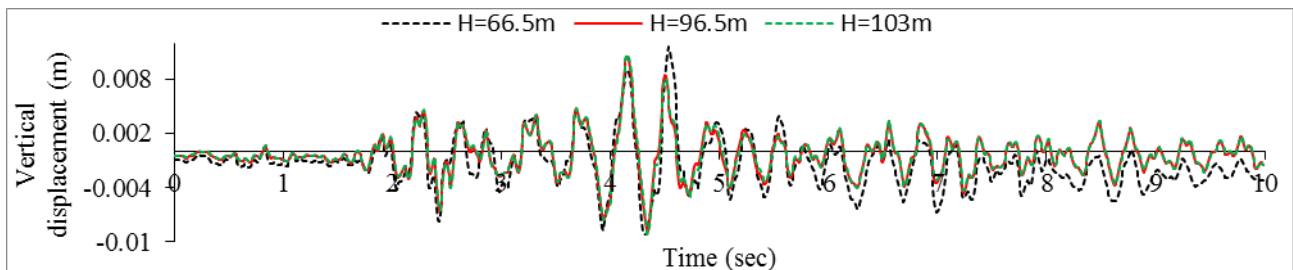


شکل ۲۷: تاریخچه‌ی زمانی تنش اصلی سوم در تراز شکستگی بدنه پایین دست سد تحت آنالیز دینامیکی غیرخطی

همچنین مقایسه پاسخ تاریخچه‌های زمانی تغییر مکان افقی و قائم تاج سد به صورت آنالیز دینامیکی غیرخطی به ترتیب در شکل‌های (۲۸) و (۲۹) نمایش داده شده‌اند.



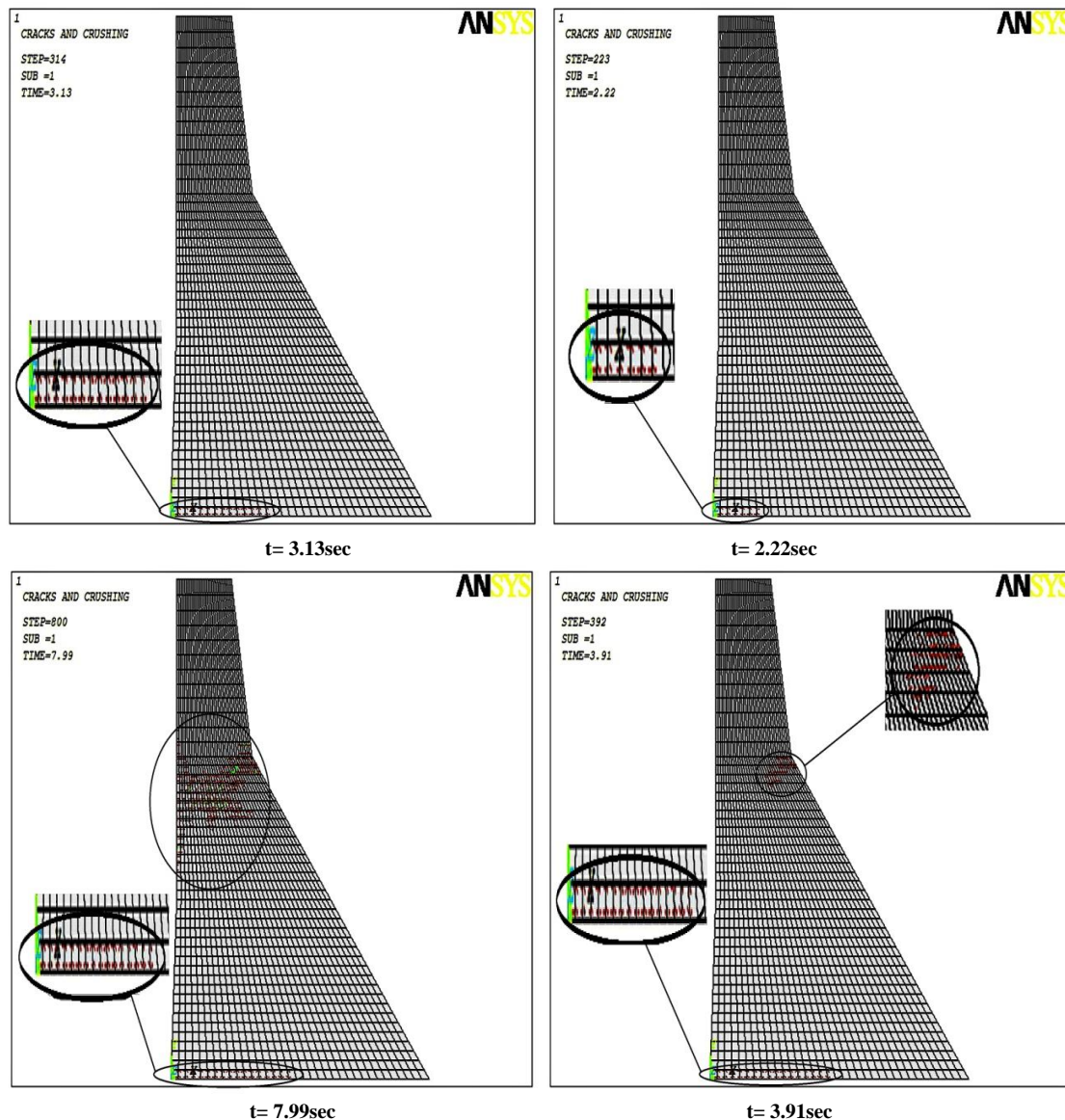
شکل ۲۸: منحنی پاسخ تاریخچه‌ی زمانی تغییر مکان افقی تاج سد تحت آنالیز دینامیکی غیرخطی



شکل ۲۹: منحنی پاسخ تاریخچه‌ی زمانی تغییر مکان قائم تاج سد تحت آنالیز دینامیکی غیرخطی

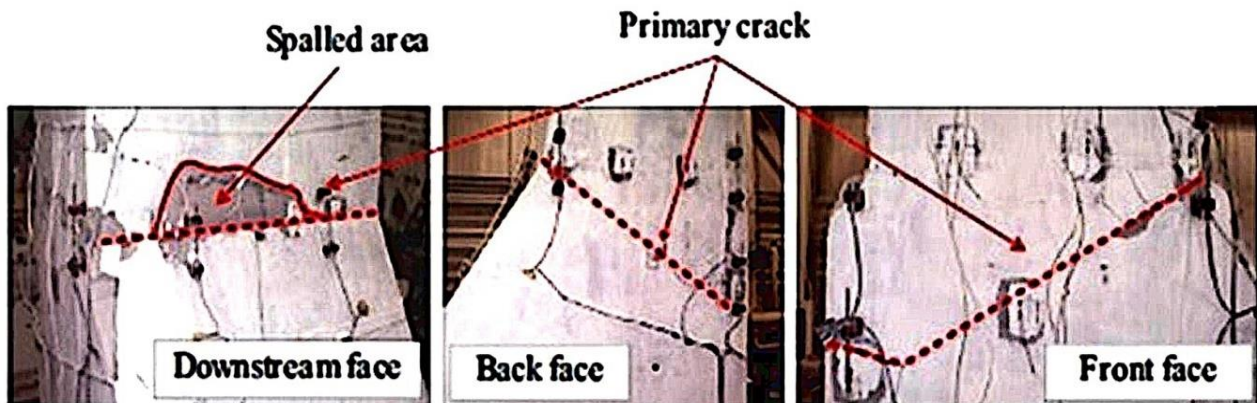
## ۶- ارزیابی و مقایسه‌ی الگوهای ترک خوردگی

جهت ارزیابی و مقایسه‌ی توزیع ترک خوردگی که هدف اصلی از اعمال حائل نگهدارنده‌ی آسفالتی می‌باشد؛ بایستی الگوی رشد ترک و توزیع آن در بدنه‌ی سد تحت بررسی قرار گیرد. از آنجایی که سد کوینا تحت زمین‌لرزه کوینا دچار ترک خوردگی‌های از جمله در قسمت شکستگی شیب پایین دست تاج سد دچار شده بود لذا ابتدا در اولین مرحله، به بررسی الگوی رشد ترک مدل سد بدون حائل نگهدارنده‌ی آسفالتی در شکل (۳۰) که در واقع مدل واقعی سد کوینا می‌باشد پرداخته شده است. همچنان که مشاهده می‌شود؛ با اعمال زلزله بر روی سد کوینا، به تدریج نواحی مختلف بدنه سد دچار ترک خوردگی می‌شوند. روند توزیع ترک تحت زلزله کوینا به این گونه است که ترک از سطح مشترک سازه و پی از ناحیه بالادست در زمان  $t=2.22\text{sec}$  آغاز شده و به میزان معینی در زمان  $t=3.13\text{sec}$  توسعه می‌یابد. سپس ترک خوردگی در ناحیه شکستگی بدنه پایین دست سد و تاج در زمان  $t=3.91\text{sec}$  آغاز شده و در حالی که ناحیه ترک خورده در سطح مشترک سد و فونداسیون ثابت باقی می‌ماند، ترک در مقاطع فوقانی سد تا زمان  $t=7.99\text{sec}$  توسعه می‌یابد تا اینکه ترک خوردگی به قسمت بدنه‌ی بالادست رسیده و باعث خرابی کل سد می‌گردد. شکل (۳۰) روند گسترش و توزیع ترک در سد کوینا را نشان می‌دهد.



شکل ۳۰: الگوی رشد ترک در سد کوینا بدون حائل نگهدارنده‌ی آسفالتی برای زمان‌های مختلف

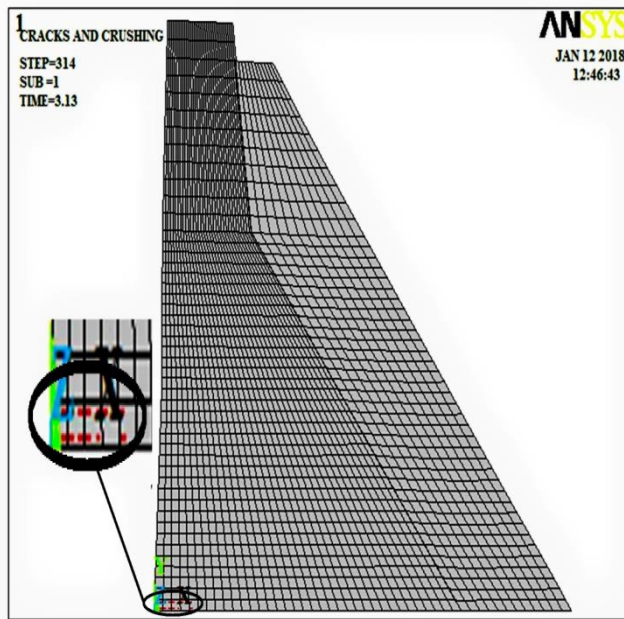
برای صحت‌سنجی نحوه ترک‌خوردگی مدل سد کوینا، مقایسه‌ای با آزمایش صورت پذیرفته در مرجع Wilcoski و همکارانش [۳۵] در شکل (۳۱) ارائه شده است. این آزمایش در میز لرزه‌ای کوچک مقیاس صورت گرفته است. خرابی این مدل در طی آزمایش در سطح پیک تحریک  $0.16g$  رخ داده است. بایستی این نکته ذکر گردد که اثرات اندرکنش در مدل‌سازی عددی لحاظ شده است ولی در آزمایش مد نظر قرار نگرفته است. به‌رحال به دلیل عدم وجود آزمایش حاوی اندرکنش در تحقیقات پیشین، همان‌گونه که ملاحظه می‌شود؛ الگوی ترک‌خوردگی به دست آمده از مدل ترک‌پخشی در شکل (۳۰) در ناحیه گردن سد، مشابهت زیادی به ترک‌خوردگی مشاهده شده از آزمایش دارد.



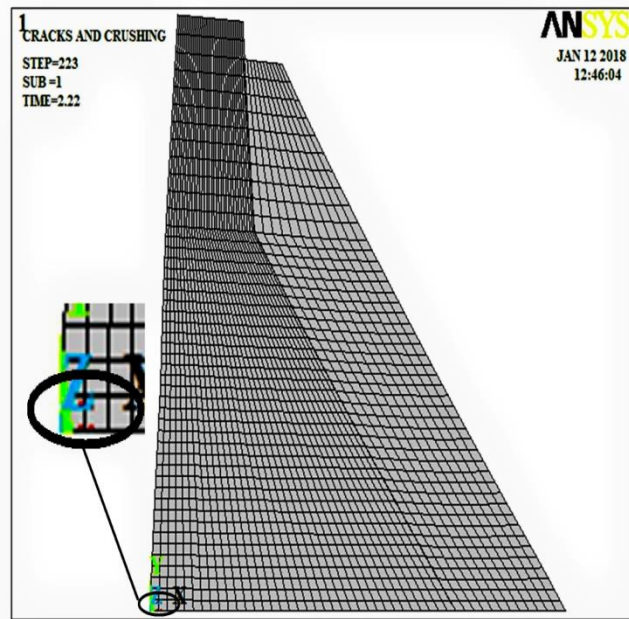
شکل ۳۱: حالت خرابی سد بتنی کوینا توسط Wilcoski و همکارانش [۳۵]

در ادامه، به بررسی الگوی رشد ترک در مدل سد دارای حائل نگهدارنده‌ی آسفالتی در شکل (۳۲) پرداخته می‌شود. همچنان که در اینجا مشاهده می‌گردد؛ با اعمال بارگذاری زلزله بر روی سد دارای حائل نگهدارنده‌ی آسفالتی در زمان  $t=2.22\text{sec}$ ، ترک‌خوردگی آن‌چنانی مشاهده نمی‌گردد ولی در ادامه همچون مدل بدون حائل نگهدارنده، به تدریج ابتدا ترک از سطح مشترک سازه و فونداسیون از ناحیه بالادست اما با تأخیر، آغاز شده و به میزان نسبتاً کمتری از حالت بدون حائل نگهدارنده در زمان  $t=3.13\text{sec}$  توسعه می‌یابد. قابل ذکر است که ترک‌خوردگی سطح مشترک سازه و فونداسیون در زمان  $t=4.30\text{sec}$  به اندازه‌ی ترک‌خوردگی در زمان  $t=3.13\text{sec}$  در مدل بدون حائل نگهدارنده بتنی-آسفالتی مشاهده می‌گردد. در حالی که ناحیه ترک‌خورده در سطح مشترک سد و فونداسیون در زمان  $t=7.99\text{sec}$  به‌طور ثابت باقی می‌ماند؛ ترک‌خوردگی به قسمت بدنه‌ی بالادست سد و در ناحیه شکستگی بدنه پایین‌دست و تاج سد گسترش پیدا نکرده و باعث خرابی کل سد نمی‌گردد. این روند توزیع ترک در سد کوینا دارای حائل نگهدارنده آسفالتی مزیت این ایده را می‌تواند نشان دهد.

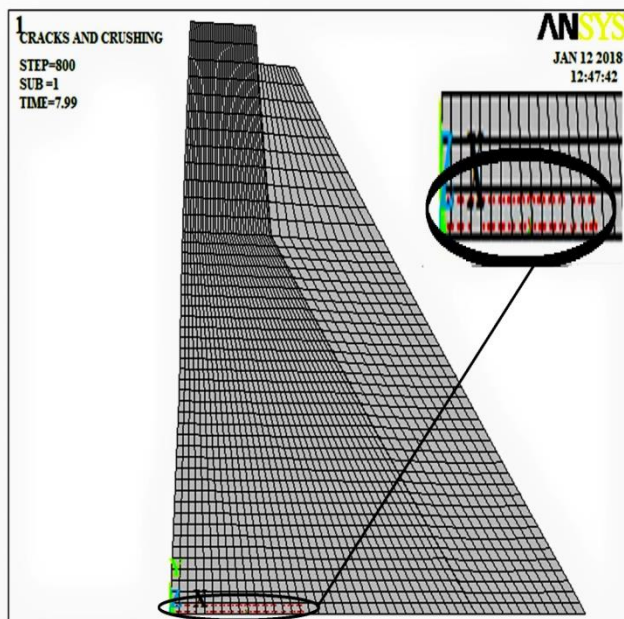




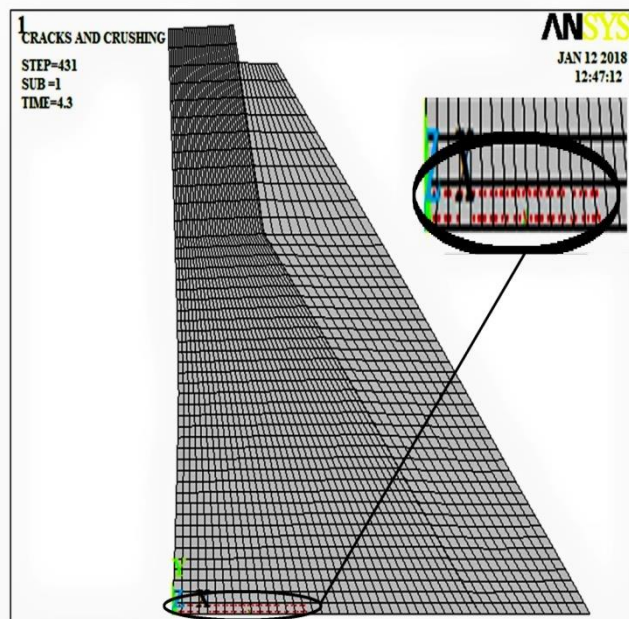
t= 3.13sec



t= 2.22sec



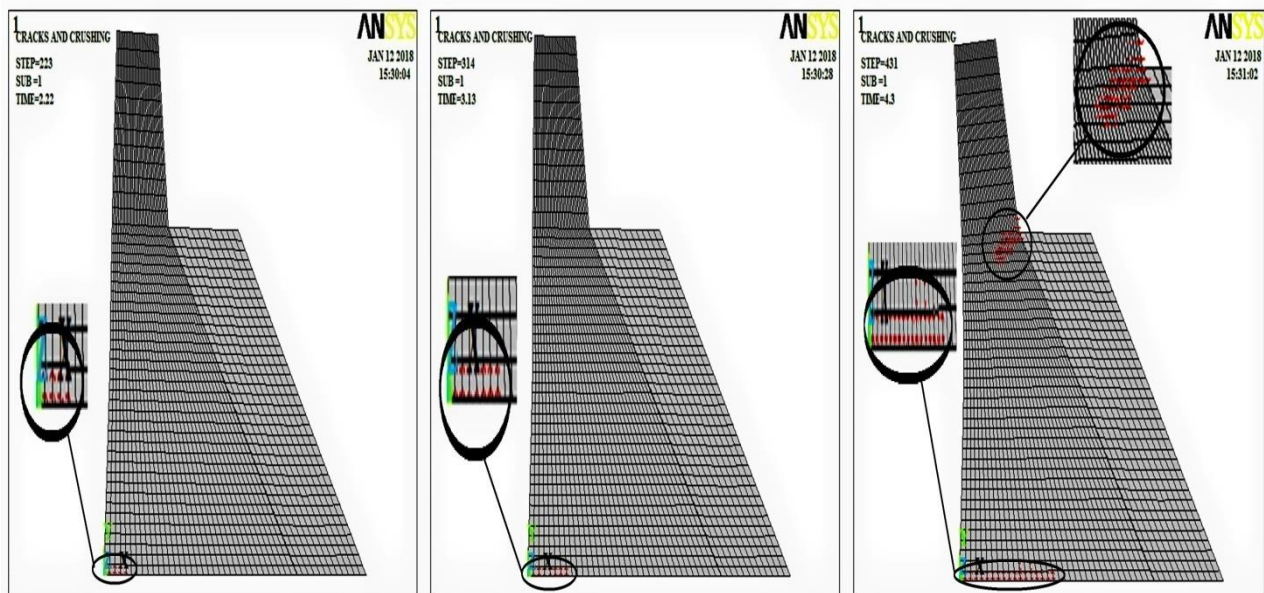
t= 7.99sec



t= 4.3sec

شکل ۳۲: الگوی رشد ترک در سد کوپنا دارای حائل نگهدارنده‌ی آسفالتی 96.5 متری

در نهایت برای صحت‌گذاری بر لزوم اجرای حائل نگهدارنده‌ی آسفالتی در تمام طول بدنه پایین‌دست سد به جهت مقابله با کل فشارهای اعمالی در سطح بالادست، مبادرت به ارزیابی روند رشد ترک خوردگی در مدل ارائه‌شده حاوی حائل نگهدارنده به ارتفاع 66.5 متر در شکل (۳۳) می‌شود؛ به طوری که مشاهده می‌گردد نسبت به مدل دارای حائل نگهدارنده به ارتفاع 96.5 متر، روند ترک خوردگی در سطح مشترک سد و فونداسیون با همان روال اما با سرعت بیشتری در حال انتشار می‌باشد ولی نکته قابل ذکر این است که ترک خوردگی در محل شکستگی شیب بدنه پایین‌دست نیز منتشر شده و به سمت سطح بالادست بدنه حرکت می‌نماید که در نهایت موجب ناپایداری سازه سد می‌گردد.



t= 4.3sec

t= 3.13sec

t= 2.22sec

شکل ۳۳: الگوی رشد ترک در سد کوبنا دارای حائل نگهدارنده‌ی آسفالتی 66.5 متری

## ۷- نتیجه گیری

حائل نگهدارنده آسفالتی ایستا در سطح پایین دست سدهای بتنی وزنی، اغلب به عنوان یک روش تقویتی برای بهبود پایداری سدهای موجود برای بارگذاری هیدرواستاتیکی و لرزه‌ای مورد توجه قرار می‌گیرد. حائل نگهدارنده آسفالتی به وسیله فشارهای اعمالی در سطح پایین دست موجب پایداری سازه سد می‌گردد و همچنین مؤلفه‌ی فشار افقی در جهت بالادست در خلاف بارگذاری هیدرواستاتیکی و هیدرودینامیکی مخزن نیز نقش ایفا می‌کند. فشارهای توسعه و گسترش یافته در طول زمین لرزه تغییر می‌کند اما مؤلفه‌ی افقی آن عموماً در خلاف نیروهای هیدرواستاتیکی و هیدرودینامیکی جهت کمک به پایداری لرزه‌ای سد برخلاف شیب پایین دست باقی می‌ماند.

با بررسی نتایج به دست آمده، می‌توان بیان داشت: طرح و اجرای سد وزنی حائل نگهدارنده آسفالتی می‌تواند یکی از روش‌های اقتصادی بهسازی لرزه‌ای سدهای بتنی وزنی باشد. لازم به ذکر است که در حالت تعبیه حائل نگهدارنده آسفالتی، توزیع تنش یکنواخت‌تری در کل بدنه سد ایجاد گشته و تمرکز تنش در شکستگی تاج سد آن‌چنان مشاهده نمی‌شود به طوری که ترک در مقاطع فوقانی سد به‌طور جزئی آن‌هم فقط در قسمت‌های فوقانی و نزدیک به سطح بدنه بالادست توسعه یافته و ترک خوردگی به قسمت بدنه‌ی بالادست سد گسترش نیافته و باعث خرابی کل سد نمی‌گردد. لذا می‌توان گفت که این حائل آسفالتی می‌تواند پایداری لرزه‌ای سد وزنی را بوسیله فشارهای اعمالی بر سد در مقابله با نیروهای هیدرواستاتیکی و هیدرودینامیکی را بهبود بخشد که در نهایت می‌تواند مانع انتشار ترک خوردگی شکستگی شیب تاج سد به سمت بدنه‌ی بالادست سد و شکست کامل سد گردد. در مجموع؛ وجود حائل نگهدارنده آسفالتی، ایمنی کل سد را افزایش می‌دهد و موجب بهبود پاسخ تغییر مکان و تنش‌ها در کل بدنه‌ی سد گشته که این امر می‌تواند یکی دیگر از مزیت‌های استفاده از این ایده باشد.

## سپاسگزاری

نویسندگان مقاله از بیان نظرات ارزشمند داوران محترم نشریه مهندسی سازه و ساخت در جهت پربار گشتن این اثر، کمال سپاسگزاری را دارند.



مراجع

- [1] Pal, W. (1976). Seismic cracking of concrete gravity dam. *Journal of structural division*, 102 (ST 9), 1827-1844.
- [2] Pekau, O.A. Chuhan, Z. and Lingmin, F. (1991). Seismic fracture of concrete gravity dams. *Earthquake engineering and structural dynamics*, Vol. 20, 335-354.
- [3] Mirzabozorg, G. (2005). Non-Linear Behavior of Mass Concrete in Three-Dimensional Problems using a Smeared Crack Approach. *Earthquake Engineering and structural Dynamics*, 34: 247-269.
- [4] Mirzabozorg, G. (2004). Damage Mechanics Approach in Seismic Analysis of Concrete Gravity Dams Including Dam-Reservoir Interaction. *European Earthquake engineering*.
- [5] Pekau, O.A. Lingmin, F. and Chuhan, Z. (1995). Seismic fracture of koyna dam: case study. *Earthquake Engineering, Structural Dynamics*, 24, 15-33.
- [6] Bhattacharjee, S.S, Leger, P. (1993). Seismic cracking and energy dissipation in concrete gravity dams. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 22, 991-1007.
- [7] Heidstra, NN. Read, PH. Moorhouse, P. Young, LA. and Laffan, BA. (1996). The upgrading of the Matabitchuan GS main dam and intake. In: *Canadian Dam Safety Conference*, Niagara Falls, Ontario, p. 275-289.
- [8] Kerr, JW. (1995). Upper Glendevon-increasing dam stability. *International Water Power and Dam Construction*, 47(3):36-40.
- [9] Bremen, R. Amberg, F. and Lehmann, G. (2004). Strengthening of the Spullersee dams. *The International Journal on Hydropower and Dams*, 11(3):87-90.
- [10] Newmark, NM. (1965). Effect of earthquake on dams and embankments. *Fifth Rankine lecture*. Geotechnique, 15(2):139-60.
- [11] Arya, AS. and Thakker SK. (1973). Feasibility study of strengthening a masonry dam by earth backing against earthquake forces. In: *Symposium Earth & Earth Structures under Earthquakes & Dynamic Loads*, Roorkee, India. pp. 24-32.
- [12] Arya, AS. and Thakkar, SK. (1977). Interaction effect in gravity dam with earth backing. In: *Sixth World conference on earthquake engineering*, vol. 7(17), New Delhi, p. 2519-25.
- [13] Scott, RF. (1973). Earthquake induced pressure on retaining walls, In: *Proceedings of the fifth World conference on earthquake engineering*, vol. II, Rome, Italy, p. 1611-20.
- [14] Veletsos, A. and Younan, AH. (1994). Dynamic soil pressure on rigid vertical walls. *Earthquake Eng Struct Dyn*, 23:275-301.
- [15] Uddin, N. and Gazetas, G. (1995). Dynamic response of concrete-faced rockfill dams to strong seismic excitation. *Journal of Geotechnical Engineering*, 121(2), 185-197.
- [16] Mejia, LH. and Seed, HB. (1983). Comparison of 2D and 3D analyses of earth dams. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 109(11), 1383-1398.
- [17] Gazetas, G. and Dakoulas, P. (1992). Seismic analysis and design of rockfill dams: state of the art. *Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 11(1), 27-61.
- [18] Elgamal, A-WM. and Gunturi, R. (1993). Dynamic behavior and seismic response of El Infernillo dam. *Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 22(8), 665-684.
- [19] Guan, Z. (2009). Investigation of the 5.12 Wenchuan Earthquake damages to Zipingpu Water Control Project and an assessment of its safety state, *Science in China. Series E, Technological Sciences*, 52(4), 820-834.
- [20] Ghannad, Z. and Malla, S. (2006). Dynamic analysis of concrete face rockfill dams using numerical and analytical methods. in: *First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology* (a Joint Event of the 13th ECEE & 30th General Assembly of the ESC), Geneva, Switzerland, 3-8 September, p. 649.
- [21] Zhang, B. Wang, JG. and Shi, R. (2004). Time-dependent deformation in high concrete- faced rockfill dam and separation between concrete face slab and cushion layer. *Comput. Geotech*, 31 (7), 559-573.
- [22] Bayraktar, A. and Kartal, ME. (2010). Linear and nonlinear response of concrete slab on CFR dam during earthquake. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 30(10), 990-1003.
- [23] Bayraktar, A. Kartal, ME. and Adanur, S. (2010). The effect of concrete slab-rockfill interface behavior on the earthquake performance of a CFR dam. *International Journal of Non-Linear Mechanics*, 46, 35-46.
- [24] Kartal, ME. Bayraktar, A. and Basaga, HB. (2011). Seismic failure probability of concrete slab on CFR dams with welded and friction contacts by response surface method. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 30(11), 1383-1399.
- [25] Seiphoori, A. Haeri, M. and Karimi, M. (2011). Three-dimensional nonlinear seismic analysis of concrete faced rockfill dams subjected to scattered P, SV, and SH waves considering the dam-foundation interaction effects. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 31, 792-804.
- [26] Wang, NL. Zhong, H. and Lin, G. (2011). Study on application of FRP to anti-seismic reinforcement of concrete gravity dams. *Journal of Hydroelectric Engineering*, 31(6), 186-191, (in Chinese).

- [27] Zhong, H. Wang, N.L. and Lin, G. (2013). Seismic response of concrete gravity dam reinforced with FRP sheets on dam surface. *Water Science and Engineering*, 6(4), 409-422.
- [28] Liu, J. Liu, F. Kong, X. and Yu, L. (2016). Large-scale shaking table model tests on seismically induced failure of Concrete-Faced Rockfill Dams. *Soil Dyn Earthq Eng*, 82, 11-23.
- [29] Bazant, ZP. (1994). Recent advances in fracture mechanics, size effects and rate dependence of concrete: implications for dams, in *Dam Fracture & Damage*, Balkema, Rotterdam, 41-54.
- [30] Li, Y-J. and Zimmermann, Th. (1998). Numerical evaluation of the rotating crack model. *Computers & Structures*, 69, 487-497.
- [31] Zhang, Sh. Wang, G. and Yu, X. (2013). Seismic cracking analysis of concrete gravity dams with initial cracks using the extended finite element method. *Engineering Structural*, Vol. 56, pp. 528-543.
- [32] ANSYS Software Help, "Ver. 14".
- [33] Muhammad, NS. Hadi. and Bodhinayake, BC. (2003). Non-linear finite element analysis of flexible pavement, *Advances in Engineering Software*, 34, p. 657-662.
- [34] Junjie, Huang. (2011). *Seismic Response Evaluation of Concrete Gravity Dams Subjected to Spatially Varying Earthquake Ground Motions*, PhD Thesis, Drexel University.
- [35] Wilcoski, J. Robert, R. Matheu, E. Gambill, J. and Chowdhury, M. (2001). Seismic testing of a 1/20 scale model of Koyna dam, U.S. Army Corps of Engineers, Engineering Research and Development Center, Washington, Report No. erdc tr-01-17.