



بررسی عملکرد مکانیسم‌های تحلیل غیرخطی دینامیکی سیستم سد- مخزن- پی بر اساس سطح آسیب لرزه‌ای

فرهود کلاته*، میلاد خیری

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز، تبریز، ایران.

تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۴۰۰/۱۲/۲۴
بازنگری: ۱۴۰۲/۰۵/۲۴
پذیرش: ۱۴۰۲/۰۶/۱۵
ارائه آنلاین: ۱۴۰۲/۰۶/۲۶

کلمات کلیدی:

پی جرم‌دار و بدون جرم
تحلیل دینامیکی غیرخطی
روش اجزاء محدود غیرخطی
پلاستیسیته آسیب بتن
مکانیسم اعمال تحریک پایه

خلاصه: هدف مقاله حاضر بررسی مکانیسم‌های تحلیل آسیب سیستم سد بتنی وزنی- مخزن- پی با بهره‌گیری از روش اجزای محدود (FEM) است. در این راستا مدل دوبعدی سیستم سد- مخزن- پی با استفاده از نرم‌افزار آباکوس تحت مؤلفه‌های افقی و قائم شتاب زمین در زمین لرزه کوبینا قرار گرفته است و مدل پلاستیسیته آسیب بتن (CDP) با لحاظ رفتار نرم شدگی و سخت شدگی کرنش جهت مدل‌سازی رفتار مصالح بدنه استفاده شده است. در این تحقیق چهار مؤلفه تحلیل عددی برای مقایسه مکانیسم خرابی به کار گرفته شدند که عبارتند از: نوع تحلیل (خطی-غیرخطی)، نوع پی (صلب، جرم دار یا بدون جرم)، تراز ورود نیروی دینامیکی (ترازهای کناری، تحتانی بدنه و تحتانی پی) و جهت ورود بار (افقی، عمودی یا ترکیب این دو) و در نهایت، با کمک مدل‌های مذکور پاسخ دینامیکی غیرخطی سد بتنی وزنی و سطح آسیب لرزه‌ای بدنه در حالات مختلف مورد مقایسه قرار گرفته است. ارزیابی مدل‌ها بر اساس موقعیت اعمال بار ورودی نشان می‌دهد که در دو تحلیل خطی و غیرخطی در نظر گرفتن تراز تحتانی پی برای اعمال بار موجب افزایش آسیب لرزه‌ای نسبت به اعمال بار در تراز سد می‌شود. بر اساس نتایج حاصل اعمال تحریک پایه در سطح تماس سد با پی در حالت بدون جرم و همچنین اعمال تحریک پایه در تراز پی سنگی در حالت پی جرم‌دار می‌تواند منجر به پیش بینی دقیق‌تری از پاسخ سازه سد در حین زمین لرزه گردد. با این وجود، سطح آسیب لرزه‌ای در بدنه شدت متأثر از چگونگی اعمال شتاب پایه و مکانیسم مدل‌سازی سیستم سد- مخزن- پی است.

۱- مقدمه

دارد، لذا هدف اصلی مطالعه حاضر و در واقع نوآوری مدنظر، ایجاد شفافیت و بررسی تأثیر مکانیسم‌های مختلف اعمال تحریک پایه بر رفتار دینامیکی چنین سیستم‌هایی به‌طور دقیق و تجزیه و تحلیل پاسخ دینامیکی سیستم سد- مخزن - فونداسیون مدنظر در سناریوهای مختلف است. بایراکتار و همکاران در سال ۲۰۱۰، مطالعات دوبعدی بر روی سد سنگریزه‌ای تورول با رویه بتنی و در نظرگیری اندرکنش سد-مخزن را انجام دادند. همچنین در سال ۲۰۱۱، از همین مدل برای مطالعه اثر رفتار غیرخطی تماس دال بتنی با سنگریزه را بهره بردند. بررسی تأثیر اصطکاک تماسی بین اجزای مدل موجب افزایش دقت در نتایج آن‌ها شد [۱۲ و ۱۳].

حاج حسینی و مرادلو در سال ۲۰۱۵ به بررسی آسیب در سدهای بتنی وزنی با استفاده از دو معیار رکورد زلزله‌های میدانی نزدیک و دور از گسل پرداخته و با مقایسه نتایج سد کوبینا که مورد ارزیابی زلزله نزدیک و دور از گسل قرار گرفته، نشان دادند که زلزله حوزه نزدیک گسل باعث خرابی و ترک‌خوردگی شده است [۱۵]. لوکه و چوپرا در سال ۲۰۱۷ از روش اجزای

افزایش خطر نقصان آب، تغییرات اقلیمی، رشد نابرابر شهرنشینی در حال حاضر چالش‌های بزرگی برای سیستم‌های مدیریت آب ایجاد کرده است که خود دلیل اصلی توسعه سازه‌های هیدرولیکی و تلاش مستمر جهت بهبود عملکرد آن‌ها در سال‌های اخیر بوده است [۴-۱]. سد به‌عنوان بزرگ‌ترین سازه انسان‌ساخت جایگاه مهمی در روند توزیع آب بر عهده دارد که به دلیل حساس بودن شرایط بهره‌برداری، لازم است که با توجه به شرایط هر منطقه به‌طور صحیح و اصولی انتخاب شوند تا در آینده دچار مشکل نشوند، کما اینکه روند ساخت سد، امری پیچیده و هزینه‌بر است و شکست آن می‌تواند بسیار مخاطره‌آمیز باشد [۵-۸]. در تحقیقات متعدد در زمینه تحلیل دینامیکی سیستم‌های سد- مخزن - فونداسیون شفافیت لازم در نحوه و چگونگی اعمال شتاب‌نگاشت زلزله، تحریک پایه، در مدل عددی ارائه‌شده از سیستم ارائه نشده است و همواره ابهامی در این خصوص وجود

* نویسنده عهده‌دار مکاتبات: fkalateh@tabrizu.ac.ir



سد اعمال کردند. تحلیل لرزه‌ای سدهای بتنی وزنی با استفاده از نرم‌افزار المان محدود آباکوس در شرایط مختلف پر، نیمه‌پر و خالی بودن مخزن انجام دادند. نتایج نشانگر این است تغییران تنش در حالات مختلف بسیار قابل توجه است و اغلب این تنش‌ها در محل تغییر شیب پایین دست واقع می‌شوند و موجب تمرکز تنش در این قسمت می‌گردند [۲۲].

در سال ۲۰۲۱ زایناب و همکاران تأثیر ارتفاع و سطح مخزن در پاسخ لرزه‌ای سد بتنی وزنی را با استفاده از تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA) نشان دادند. نتایج ایشان نشان می‌دهد که میانگین حداکثر جابجایی تاج در صورتی که مخزن کاملاً پر است کمتر از سایر سطوح از آب است [۲۳]. در واقع سطح مخزن به‌عنوان یک کاهنده جابجایی تاج عمل کرده است. در تحقیقی دیگر، بیجو و گلوری در سال ۲۰۲۲ حداکثر تنش کششی اصلی، تنش فشاری، جابجایی و شتاب را برای تحلیل توابع سد بتنی پاسخ تحت بار زلزله کوینا با در نظر گرفتن سطوح مختلف مخزن آب برآورد کردند [۲۴]. حقانی و همکاران در سال ۲۰۲۲ تجزیه و تحلیل آسیب سدهای بتنی وزنی را با استفاده از روش المان محدود گسترده (XFEM) همراه با انتگرال‌گیری زمانی با روش α بررسی کردند. برای اعمال اندرکنش سد، پی و مخزن در مدل المان محدود، از المان‌های تماسی شش‌گره‌ای با ضخامت صفر بهره بردند که از طریق آن سیستم با رویکرد لاگرانژی فرمول‌بندی شده است [۲۵]. در سال ۲۰۲۳ یا و همکاران از المان کاربری چندوجهی^۳ (UEL) برای تولید مش^۴ در تحلیل اجزای محدود سد بتنی وزنی در نرم‌افزار آباکوس بهره بردند. روش پیشنهادی آن‌ها مشتق شده از المان محدود مرزی مقیاس شده^۵ (SBFEM) بود که برای تحلیل اندرکنشی سد-مخزن-فونداسیون استفاده شد [۲۶]. آکپینار و همکاران در سال ۲۰۲۳ از یک رویکرد تخمین کمی آسیب برای سد بتنی وزنی با در نظر گرفتن اثرات پس از زلزله^۶ استفاده کردند و وضعیت آسیب پس از لرزه را برحسب میزان رشد و انتشار ترک‌خوردگی بر روی یکپارچه سد اندازه‌گیری نمودند [۲۷].

به‌طورکلی در تحقیق حاضر سه هدف اصلی موردنظر است: الف) مقایسه مدل‌های عددی جهت برآورد سطح خرابی لرزه‌ای. ب) بررسی تأثیر رویکردهای متفاوت مدل‌سازی سد (غیرخطی و خطی، در نظر گرفتن فونداسیون جرم‌دار یا بدون جرم، محل اعمال شتاب‌نگاشت) بر روی سطح آسیب. ج) تعیین نزدیک‌ترین مدل عددی به مدل فیزیکی از نقطه نظر سطح

محدود مستقیم برای تحلیل لرزه‌ای سد قوسی به‌صورت سه‌بعدی استفاده کردند که برای ایجاد مدل از نرم‌افزار اوپنسیس^۱ بهره بردند. مدل مرزی آن‌ها برای سیستم سد-مخزن-پی-سنگ از نوع ویسکوز-دمپر و شتاب‌نگاشت اعمالی تفت مربوط به زلزله سال ۱۹۵۲ کرنکاتی بود. مقایسه نتایج آن‌ها با پاسخ دینامیکی سد مارو پوینت^۲ نشان داد که مدل مذکور قابلیت مناسبی در شبیه‌سازی اندرکنش سیستم سد-مخزن-پی-سنگ دارد [۱۶].

کلاته در سال ۱۳۹۷ از روش المان‌های مرزی دوبعدی در جهت تحلیل لرزه‌ای سد بتنی وزنی استفاده کرد و چگونگی توزیع فشار هیدرودینامیک در مخزن سد را با توجه به هندسه سد و اثرات جذبی ناشی از رسوبات کف مخزن، بررسی کرد. نتایج مدل‌سازی نشان‌دهنده اثرات کاهش رسوب کف مخزن در توزیع فشار هیدرودینامیکی مخزن است [۱۷]. کلاته و قاملو در سال ۱۳۹۷ تأثیرات تراز مخزن بر رفتار دینامیکی و میزان آسیب لرزه‌ای سد بتنی وزنی تحت زمین زلزله‌های حوزه نزدیک و دور از گسل بررسی کردند. تحلیل دینامیکی غیرخطی سد سفارود را با بهره‌گیری از مدل پلاستیسیته آسیب بتن (CDP) انجام دادند، نتایج بررسی سیستم سد-مخزن-فونداسیون نشان داد که وجود آب در مخزن اثر کاهش بر سطح خرابی لرزه‌ای سد دارد [۱۸]. نیک خاکیان و عالم باقری عملکرد لرزه‌ای سد بتنی با در نظر گرفتن اثر هندسه سد و تغییرات نسبت عرض دره به ارتفاع سد بررسی کردند. اندرکنش سد-مخزن-پی را در حالت سه‌بعدی بررسی کرده و نهایتاً مدل سه‌بعدی با نتایج مدل دوبعدی مقایسه گردید [۱۹]. همچنین عالم باقری و بهزاد نسب در سال ۱۳۹۸ الگوهای بار مورد استفاده در تحلیل بار افزون را در جهات بالادست و پایین دست به سازه سد اعمال کرده و تحلیل لرزه‌ای سد بتنی وزنی را با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی و روش بار افزون انجام داد. مزایای تحلیل استاتیکی غیرخطی سد را سرعت تحلیل را بالا و کاهش هزینه‌ها ذکر کردند [۲۰].

قاملو و کلاته در سال ۱۳۹۹ تأثیر زلزله‌های حوزه دور و نزدیک بر سد بتنی وزنی با لحاظ اندرکنش سد-مخزن-فونداسیون-رسوب با استفاده از نرم‌افزار آباکوس مورد مطالعه قرار دادند. نتایج آن‌ها نشان داد که در حالت کلی بر اساس نتایج حاصل نمی‌توان نظر کلی در خصوص تأثیر رسوبات بر میزان پاسخ لرزه‌ای سد و سطح آسیب بدنه آن ارائه نمود و میزان ترک‌خوردگی سد تحت اثر زلزله بستگی هندسه سازه سد و نوع شتاب اعمالی پاسخ هر سد متفاوت است. [۲۱]. تاروی نژاد و همکاران در سال ۱۴۰۰ علاوه بر تأثیرات دینامیکی مخزن، تأثیرات آبرفت‌ها و رسوبات کف مخزن را در تحلیل تنش

3 Polygonal User Element
4 Mesh Generation
5 The Scaled Boundary Finite Element Method
6 Post-earthquake effects

1 OPENSEES
2 Morrow Point Dam

به علت وجود تکیه‌گاه‌های نسبتاً صلب شرایط سلب‌سبب خواهد بود. این مسئله موجب می‌شود که پیوند طبیعی سد کاهش و شتاب تاج به مقدار زیادی افزایش یابد. بررسی‌ها نشان می‌دهد که در دره‌های با نسبت عرض به ارتفاع بیش از ۷ از فرض رفتار دوبعدی می‌توان برای تحلیل دینامیکی سد بتنی وزنی استفاده نمود به طوری که نتایج تحلیل دوبعدی با مدل سه‌بعدی نزدیک خواهد بود [۲۸]. در مورد سد کوپنا عرض دره ۸۵۳ متر و نیز نسبت ارتفاع به عرض دره ۸/۲۸ است [۲۹].

۲-۱- معادلات حاکم

۲-۱-۱- معادله حاکم بر حرکت سازه

یک تک‌قطعه‌ای^۱ از سد بتنی وزنی بر روی بستر صلب بدون آب درون مخزن را تحت اثر زلزله که در راستای پایه سد تغییر نمی‌کند، فرض کنید. این قطعه یک سیستم چند درجه آزادی با دو درجه آزادی (جابجایی در جهت‌های X و Y) برای هر نقطه گرهی هست. معادلات حرکت برای این قطعه سد که توسط سیستم المان محدود دوبعدی صفحه‌ای مدل‌سازی شده است را می‌توان به صورت رابطه (۱) بیان کرد که عبارت است از:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{F(t)\} - [M]a_g^x(t) - [M]a_g^y(t) \quad (1)$$

در رابطه (۱) $[M]$ ، $[C]$ و $[K]$ به ترتیب ماتریس‌های جرم، میرایی ویسکوز و سختی برای سیستم المان محدود سازه سد هست. ماتریس‌های سختی و جرم سازه از ماتریس‌های متناظر تک‌تک المان محدود با روش گردآوری اسمبل مستقیم به دست می‌آیند. $\{u\}$ بردار جابجایی نقاط گرهی نسبت به حرکت میدان آزاد زلزله است. $\{\dot{u}\}$ و $\{\ddot{u}\}$ به ترتیب بردارهای سرعت و شتاب گرهی می‌باشند. $a_g^x(t)$ و $a_g^y(t)$ مؤلفه‌های x (افقی) و y (قائم) شتاب‌های میدان زلزله هستند. $\{F(t)\}$ بردار نیروهای دینامیکی عمل‌کننده بر سازه است. در مورد سدهای بتنی بردار $\{F(t)\}$ می‌تواند به نیروهای هیدرودینامیکی $\{F_p(t)\}$ و برآیند سایر نیروهای بر سازه سد عمل می‌کنند $\{F_s(t)\}$ تقسیم شود؛ بنابراین فرم نهایی معادله حرکت به صورت رابطه (۲) است.

خرابی بدنه و در مقایسه با نتایج مدل آزمایشگاهی و گزارش‌های فنی از شرایط واقعی کوپنا.

در تحقیق حاضر مکانیسم خرابی سد بتنی وزنی بر مبنای چگونگی و نحوه اعمال تحریک پایه در مدل عددی مورد بررسی قرار گرفته است به طوریکه این موضوع مهم، براساس مطالعات موردی انجام شده، همواره جای سوال بوده و لذا در مطالعه حاضر تلاش گردیده است که پاسخی مناسب و دقیق در جهت چگونگی تاثیر معرفی تحریک پایه در مدل عددی سیستم سد بتنی وزنی - فونداسیون - مخزن ارائه گردد. در تحقیقات قبلی اثرات نوع تحلیل دینامیکی (خطی - غیرخطی) و نوع پی (پی صلب، جرم دار یا بدون جرم) مورد مقایسه قرار گرفته بودند که در تحقیق حاضر دو متغیر تراز اعمال شتاب نگاشت (ترازهای تحتانی پی، تحتانی سد و کناری) و جهات تحریک پایه (افقی، قائم یا ترکیب این دو) و ترکیب‌های مختلف از این دو متغیر در سطح آسیب لرزه‌ای سد بتنی وزنی به موارد قبلی اضافه شدند و در مجموع اثرات چهار مولفه نوع تحلیل - نوع پی - تراز بار وارده - جهت بارگذاری در ترکیب‌های مختلف بر روی سطح آسیب سد مطالعه شده است. در واقع به دلیل اینکه مدل‌سازی عددی به طور کامل وابسته به مفروضات اولیه در روشهای حل است، لذا نیاز به مطالعه مقایسه‌ای نوع تحلیل‌ها وجود داشت که در این مقاله، بر روی تراز (موقعیت) و جهت نیروهای دینامیکی وارده به عنوان دو مولفه‌ی اثرگذار در پاسخ‌های خرابی لرزه‌ای سد تاکید شده است که به عنوان فرضیات ساده‌کننده در اغلب تحقیقات از آنها صرف نظر می‌شود.

۲-۲- مواد و روش‌ها

یکی از پارامترهای اساسی و مهم در آنالیز سدهای بتنی وزنی، تعریف مناسب مدل عددی مناسب برای سازه سد بتنی و فونداسیون هست. در تحلیل حاضر برای بدنه سد با فرض تنش صفحه‌ای و برای فونداسیون از شرایط کرنش صفحه‌ای که به‌طور معمول در تحلیل دینامیکی سیستم‌های سد بتنی وزنی - مخزن - فونداسیون در نظر گرفته می‌شود، استفاده شده است. این نوع مدل‌سازی (در نظر گرفتن سازه سه‌بعدی به صورت دوبعدی) تنها در سازه‌های سد بتنی وزنی و فونداسیون مناسب و قابل اجرا است که در آنها طول تاج سد در مقابل ارتفاع سد قابل توجه بوده و تغییرات قابل ملاحظه‌ای از لحاظ عوارض ژئوتکنیکی و توپوگرافی در امتداد محور سد نداشته باشد. در سدهایی که در ساختگاه‌های تنگ و باریک احداث می‌شوند

که در آن p فشار دینامیکی است که جدای از فشار استاتیکی در نظر گرفته می‌شود. بعد از بازنویسی معادله فوق به دست می‌آید:

$$\rho(\vec{v} \cdot \nabla \vec{v}) + \rho \frac{D\vec{v}}{Dt} = -\nabla p \quad (6)$$

برای حرکت با دامنه کم، اثرات قسمت نوسانی از قسمت سمت چپ معادله بالا قابل چشم‌پوشی است و در نتیجه معادله ۶ به معادله ۵ تبدیل می‌شود. با گرفتن دیورژانس از دو طرف معادله (۵) داریم:

$$\nabla \cdot \left(\rho \frac{D\vec{v}}{Dt} \right) = \nabla \cdot (-\nabla p) \quad (7)$$

با فرض $\dot{p} = -K(\nabla \cdot \vec{v})$ برای سیال تراکم پذیر خطی و گرفتن فاکتور از چگالی خواهیم داشت:

$$\frac{\rho}{K} \frac{\partial^2 p}{\partial t^2} = \nabla^2 p \quad (8)$$

سرعت موج فشاری در سیال، با رابطه $C = \sqrt{\frac{K}{\rho_f}}$ تعریف می‌گردد. در نتیجه با جای گذاری دو رابطه بالا می‌توان نوشت:

$$\nabla^2 p(x, y, z) = \frac{1}{C^2} \ddot{p}(x, y, z) \quad (9)$$

معادله فوق معادله حاکم بر سیال داخل مخزن است که در سیالات تراکم ناپذیر سرعت موج فشاری بی نهایت می‌باشد و در نهایت داریم:

$$\nabla^2 p = 0 \quad (10)$$

در واقع معادله فوق معادله لاپلاس برای سیالات تراکم ناپذیر است.

$$\begin{aligned} [M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \\ \{F_p(t)\} + \{F_s(t)\} \\ - [M]a_g^x(t) - [M]a_g^y(t) \end{aligned} \quad (2)$$

در رابطه (۲) $\{F_p(t)\}$ نیروهای ناشی از فشار هیدرودینامیکی و $\{F_s(t)\}$ برآیند سایر نیروهای موثر بر سازه سد است. تحلیل پاسخ دینامیکی در دو حوزه زمان و فرکانس قابل بررسی است [۳۰]. تأثیر هیدرودینامیکی آب بر سازه و بالعکس، در قالب مسئله‌ای با عنوان اندرکنش دینامیکی سد و مخزن در حین زمین‌لرزه مطرح است که عاملی عمده در طراحی سدهای جدید و برآورد ایمنی سدهای موجود در نواحی زلزله‌خیز است [۳۱].

۲-۱-۲- معادلات حاکم بر مخزن

با استفاده از معادلات انتقال رینولدز، پیوستگی و مومنتم خطی و با استفاده از قانون ویسکوزیته استوکس برای یک سیال نیوتنی با چگالی و ویسکوزیته ثابت، فشار و مؤلفه‌های سرعت در جریان یک سیال هم‌دما از معادله زیر تعیین خواهد شد که به معادله ناور استوکس شناخته می‌شود:

$$\rho \frac{D\vec{v}}{Dt} = -\nabla p + \mu \nabla^2 \vec{v} + \vec{\beta} \quad (3)$$

در این معادله ρ چگالی سیال، μ ویسکوزیته سیال، p فشار سیال، $\vec{\beta}$ بردار نیروی داخلی و \vec{v} میدان سرعت در سیال است. در سیال بدون لزجت داریم:

$$\rho \frac{D\vec{v}}{Dt} = -\nabla p + \vec{\beta} \quad (4)$$

در صورتی که معادله فوق را به دو بخش استاتیکی و دینامیکی تقسیم کرد، در حالت استاتیکی، سمت راست معادله صفر می‌شود ولی برای قسمت دینامیکی فشار می‌توان در نظر گرفت:

$$\rho \frac{D\vec{v}}{Dt} = -\nabla p \quad (5)$$

پرداخته و به شکل پیوسته در طی تحلیل آن‌ها تنظیم می‌کند تا پاسخ نهایی دست یابد. در سیستم سد- مخزن- فونداسیون در سطح تماس سد- مخزن جریانی در امتداد نرمال بر سطح مشترک مفروض نیست. بدنه و سطح سازه سد نفوذناپذیر در نظر گرفته شده است که در این شرایط، در جهت عمود بر مرز مشترک سیال و سازه، سرعت نسبی وجود ندارد به عبارتی دیگر $V_n^s = V_n$ است که Π بردار راستای نرمال به سطح مشترک است.

$$v_n^s = \vec{v} \cdot \vec{n} \quad (۱۳)$$

اگر از رابطه بالا نسبت به زمان مشتق بگیریم، پس داریم:

$$a_n^s = -\frac{1}{\rho_f} \vec{\nabla} p \cdot \vec{n} \quad (۱۴)$$

تمامی سطوح تحتانی سد که در واقع بخش بالایی از پی هستند به عنوان تکیه‌گاه گیردار در نظر گرفته شد تا در طی مدل‌سازی انشقاق اتفاق نیافتد و اتصال به صورت کامل حفظ شود. جهت مطالعه بیشتر در مورد معادلات حاکم بر اندرکنش سیال- سازه و سازه- خاک به مرجع [۳۰] مراجعه شود.

۲-۱-۴- شرایط مرزی سیستم

با فرض اینکه آب داخل مخزن غیرلزج، تراکم ناپذیر و با تغییر مکان‌های کوچک است، معادلات پیوستگی و اندازه حرکت به معادله موج خلاصه می‌شوند. همچنین فشار اعمال شده از طرف سیال بر سازه در محل تماس، برای تشکیل ماتریس اندرکنش در نظر گرفته می‌شود [۳۴] و [۳۳]. رابطه (۳) و (۴) برای محاسبه فشار هیدرودینامیکی با در نظرگیری زمان به کار می‌رود:

$$\frac{1}{C^2} \frac{\partial^2 p}{\partial t^2} = \nabla^2 p \quad (۱۵)$$

$$C = \sqrt{\frac{K}{\rho_f}} \quad (۱۶)$$

در رابطه (۱۵) و (۱۶) متغیر C سرعت امواج صوتی در سیال، ρ جرم

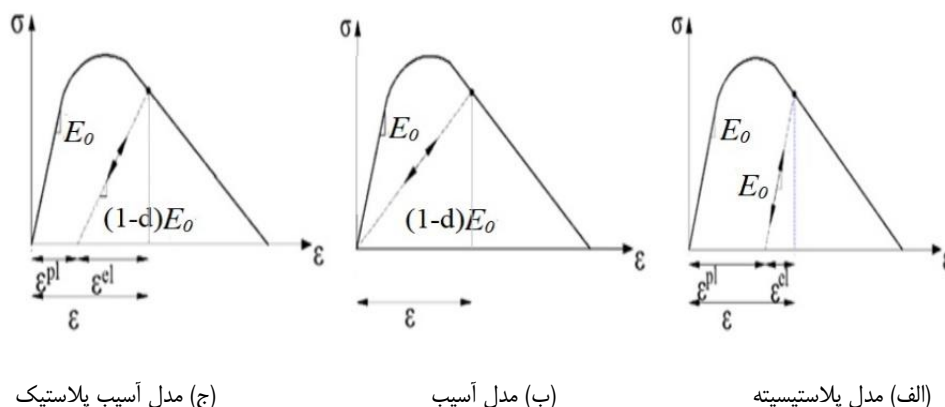
۲-۱-۳- معادلات اندرکنش سد- مخزن- پی

اندرکنش سد و مخزن یک مسئله درگیر کلاسیک شامل دو معادله دیفرانسیلی درجه ۲ است. این معادلات برای سازه سد و مخزن به شکل زیر بیان می‌شود [۳۰]:

$$\begin{aligned} [M] \{\ddot{u}\} + [C] \{\dot{u}\} + [K] \{u\} &= \\ \{f_s\} - [M] \{\ddot{u}_g\} + [Q] \{p\} &= \\ \{F_1\} + [Q] \{p\} & \end{aligned} \quad (۱۱)$$

$$\begin{aligned} [G] \{\ddot{p}\} + [C'] \{\dot{p}\} + [K'] \{p\} &= \\ \{f_f\} - \rho_f [Q]^T (\{\ddot{u}\} + \{\ddot{u}_g\}) & \end{aligned} \quad (۱۲)$$

که $[Q]$ ماتریس کوپله و $\{f_s\}$ و $\{f_f\}$ بردار نیروهای بدنه‌ای سازه ی سیال، $\{p\}$ و $\{u\}$ به ترتیب بردار فشارهای هیدرودینامیکی و جابجایی و $\{u_g\}$ بردار شتاب زمین هستند. نقطه بالای حروف نشانگر مشتق زمانی است. $[G]$ ، $[C']$ و $[K']$ به ترتیب ماتریس های شبه جرم و میرایی و شبه سختی محیط مخزن می باشند. برای مدل سازی مخزن در مسائل مربوط به اندرکنش آکوستیکی سازه و سیال، معادله مربوط به دینامیک سازه لازم است همراه با معادلات ناور- استوکس اندازه حرکت و پیوستگی سیال در نظر گرفته شود. به منظور محاسبه دقیق فشار آب مخزن به بدنه سدهای بزرگ لازم است علاوه بر فشارهای هیدرواستاتیک، اثرات فشار هیدرودینامیکی در حین زلزله نیز به صورت مناسب برآورد گردد. این مسئله با عنوان اندرکنش دینامیکی سد و مخزن در حین زمین لرزه مطرح شده و عاملی عمده در طراحی سدهای جدید و برآورد ایمنی سدهای موجود در نواحی زلزله خیز است [۳۲]. در مدل سازی با کمک نرم افزار آباکوس اندرکنش سازه سد و مخزن توسط ایجاد گره جهت اتصال المان های مخزن و سد برقرار می شود. بدین صورت با کوپل کردن معادلات حاکم بر مدل اجزای محدود بدنه سد با معادلات حاکم بر فضای مخزن اثرات اندرکنش سد و مخزن در پاسخ سد در نظر گرفته می شود. دو اندرکنش قابل توجه در مسئله سد بتنی، اندرکنش بین سیال و سازه (سد و مخزن) و اندرکنش سازه- خاک (سد و پی) است. در تحلیل های غیرخطی تحقیق حاضر، نرم افزار آباکوس به شکل خودکار به انتخاب نمو بارگذاری مناسب و بررسی تلورانس همگرایی



شکل ۱. مقایسه مدل‌های آسیب پلاستیک در نمودار تنش و کرنش [۳۷].

Fig. 1. Comparison of plastic damage models in stress and strain diagram [37].

در این رابطه C سرعت انتشار امواج است [۳۵]. شرط مرزی مشابه شرط مرزی سطح تماس سد- مخزن برای مرز مخزن- پی نیز استفاده شده است.

۲-۲- پلاستیسیته آسیب بتن

یکی از نظریه‌های اساسی در مدل‌سازی شکست بتن مسلح مدل پلاستیسیته آسیب بتن است که تعمیم‌یافته‌ی معیار شکست دراگر - پراگر می‌باشد. این مدل با استفاده از مفاهیم آسیب الاستیک ایزوتروپیک و آسیب پلاستیک کششی و فشاری، رفتار غیرخطی بتن را تحلیل می‌نماید. برخی مزایای این مدل عبارت‌اند از: الف) قابلیت مدل‌سازی بتن در انواع مختلف سیستم‌های سازه‌ای مانند المان تیری، المان خرابایی و المان‌های سه‌بعدی ب) قابلیت کاربرد در انواع بتن مسلح و غیرمسلح در شرایط بارگذاری دینامیکی، نوسانی و یکنواخت ج) اندازه‌گیری حساسیت نمونه به نرخ کرنش د) تحلیل تأثیر بازیابی سختی الاستیک در بارگذاری‌های دوره‌ای. ز) قابلیت استفاده از مدل ویسکوالاستیک برای ایجاد همگرایی بهتر در ناحیه نرم شوندگی. در شکل ۱ منحنی‌های تنش-کرنش برای مدل پلاستیسیته آسیب بتن با دو مدل دیگر مدل پلاستیسیته و مدل آسیب مقایسه شده است را نشان می‌دهد. مطابق شکل ۱، شاخه باربرداری با خطوط کمرنگ و همچنین شاخه بارگذاری با خطوط پررنگ از یکدیگر متمایز شده است [۳۶-۳۷].

داده‌های تنش فشاری به صورت تابعی از کرنش غیر الاستیک (یا

مخصوص سیال k مدول سختی سیال و P فشار هیدرودینامیکی سیال و t زمان است. برای شرایط مرزی در سطح آزاد مخزن از اثرات امواج سطحی صرف‌نظر می‌شود؛ بنابراین:

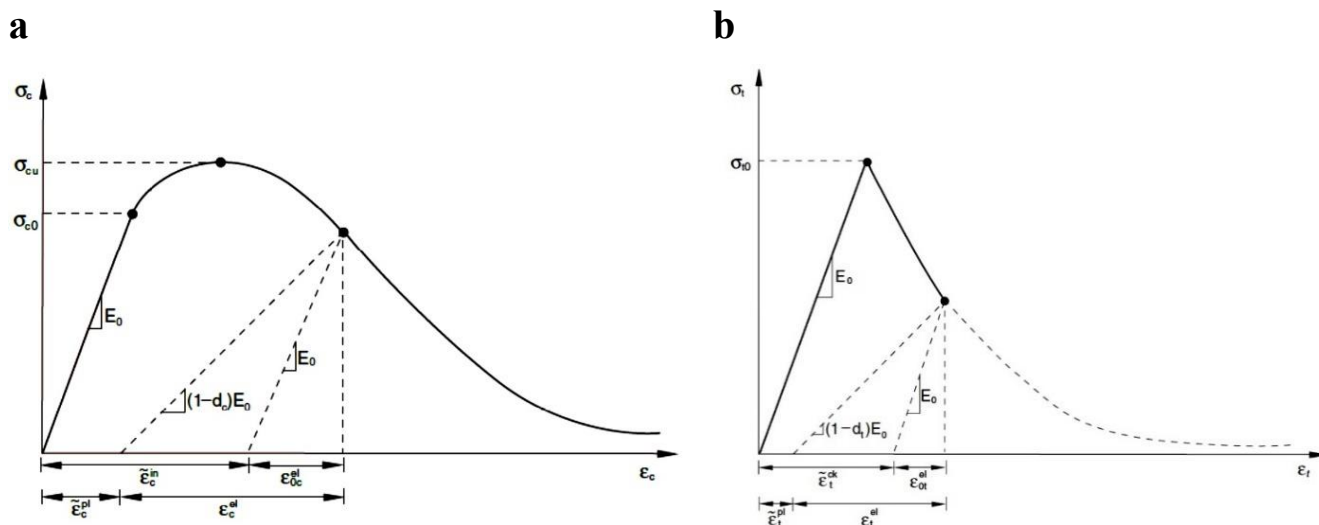
$$P_{y=h} = 0 \quad (۱۷)$$

در محل تماس مخزن با سد و با فونداسیون، شرط مرزی اندرکنش به صورت رابطه زیر است:

$$\rho_f a_{sn} = -\frac{\partial p}{\partial n} \quad (۱۸)$$

در رابطه (۱۸) بردار شتاب سد یا فونداسیون در مرز مشترک با مخزن هست و n بردار واحد عمود بر سطح سد و یا فونداسیون و به سمت داخل سیال است. در انتهای دوردست مخزن از شرط مرزی استهلاک سامرفلد استفاده می‌شود که به صورت رابطه (۱۹) نمایش داده می‌شود:

$$\frac{\partial p}{\partial n} = -\frac{1}{C} \frac{\partial p}{\partial t} \quad (۱۹)$$



شکل ۲. مؤلفه‌های رفتار پلاستیک بتن تحت تنش فشاری و کششی در مدل CDP.

Fig. 2. Components of plastic behavior of concrete under compressive and tensile stress in CDP model.

از ضریب ثابت $b_c (0 < b_c < 1)$ محاسبه می‌شود $\tilde{\epsilon}_c^{pl} = b_c \tilde{\epsilon}_c^{in}$ [۳۶].

$$d_c = 1 - \frac{\sigma_c E_0^{-1}}{\tilde{\epsilon}_c^{pl} \left(\frac{1}{b_c} - 1 \right) + \sigma_c E_0^{-1}} \quad (21)$$

مقدار $b_c = 0.7$ با داده‌های آزمایشگاهی تطابق مناسبی دارد.

۲-۳- شتاب نگاشت ورودی

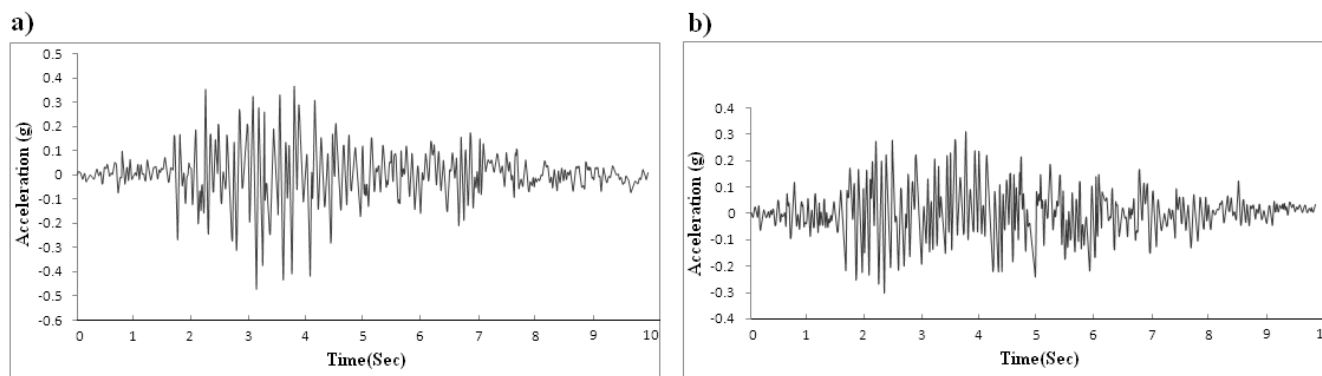
زمین‌لرزه کوینا در ۱۱ دسامبر سال ۱۹۷۶ و در ایالت ماهاراشترا هندوستان و در عمق ۱۲ کیلومتری رخ داد که موجب ایجاد ترک‌های وسیعی در بدنه سد بتنی وزنی کوینا گردید. با توجه به اینکه طول سد در مقایسه با ابعاد دیگر آن بسیار بزرگ‌تر است و تأثیر زلزله بر روی سد در جهت عرض سازه (در جهت رود) بیشتر است، لذا سد در محیط دوبعدی، مدل‌سازی شده است و از مدل اندیس خرابی جهت نمایش ترک استفاده شده است. شکل ۳ و جدول ۱ به ترتیب مقادیر شتاب‌نگاشت‌های زلزله کوینا در طی زمان و

خردشدگی $\tilde{\epsilon}_c^{in}$ و در صورت نیاز برحسب نرخ کرنش، دما و دیگر متغیرهای پاسخ تعیین می‌شوند. داده‌های سخت‌شدگی به جای کرنش پلاستیک $\tilde{\epsilon}_c^{pl}$ ، برحسب کرنش غیرالاستیک وارد می‌شوند. کرنش غیرالاستیک به صورت کل کرنش منهای کرنش الاستیک متناظر با مصالح آسیب‌نندیده تعریف می‌شود:

در $\tilde{\epsilon}_c^{in} = \epsilon_c - \epsilon_{0c}^{el}$ بطوری که $\tilde{\epsilon}_{0c}^{el} = \frac{\sigma_c}{E_0}$ همان‌گونه که در شکل ۲ نشان داده شده است. داده‌های باربرداری به صورت نمودار آسیب فشاری در نرم‌افزار وارد می‌شود، $d_c - \tilde{\epsilon}_c^{in}$. نرم‌افزار به صورت خودکار مقادیر کرنش غیرالاستیک را به مقادیر کرنش پلاستیک با استفاده از رابطه زیر تبدیل می‌کند.

$$\tilde{\epsilon}_{0c}^{pl} = \tilde{\epsilon}_c^{in} - \frac{d_c}{(1-d_c)} \frac{\sigma_c}{E_0} \quad (20)$$

در صورت وارد نکردن داده‌های مربوط به آسیب خواهیم داشت: $\tilde{\epsilon}_c^{pl} = \tilde{\epsilon}_c^{in}$. مؤلفه آسیب فشاری d_c با کرنش پلاستیک $\tilde{\epsilon}_c^{pl}$ در ارتباط است که متناسب با کرنش غیرالاستیک $\tilde{\epsilon}_c^{in} = \epsilon_c - \sigma_c E_0^{-1}$ با استفاده



شکل ۳. تاریخچه زمانی شتاب‌نگاشت زمین‌لرزه کوینا (a مؤلفه افقی (b مؤلفه قائم [۳۸].

Fig. 3. The time history of acceleration Koyna earthquake. a) horizontal. b) vertical component [38].

جدول ۱. مشخصات زمین‌لرزه کوینا [۳۹].

Table 1. Characteristics of Koyna earthquake [39].

نام زلزله	تاریخ رخ داد	نام ایستگاه	مکانیسم	فاصله از گسل (کیلومتر)	شتاب حداکثر افقی	شتاب حداکثر قائم	مدت دوام زلزله (s)
کوینا	۱۹۷۶/۱۲/۱۱	سد کوینا	در مخزن	۱۳/۰	۰/۴۵g	۰/۳۶g	۱۰

M، B و T به ترتیب برای ناحیه تاج، گردن، میانی، پاشنه^۱ و نوک سد^۲ استفاده است. آسیب وارد شده به سد کوینا در هند در طی زلزله سال ۱۹۶۷ کوینا که مطابق با استانداردها و روش‌های مورد قبول زمان خود طراحی شده بود، نشان داد که سد بتنی تا آنجا که به شکل عادی باور شده است در مقابل آسیب ناشی از زلزله مقاوم نمی‌باشد [۴۰].

مشخصات هندسی و مش بندی سیستم سد-مخزن-پی در نرم‌افزار آباکوس در شکل ۶ نشان داده شده است. سد کوینا مطابق شکل b-۶ با ارتفاع ۱۰۳ متر است و برای مدل‌سازی مخزن از یک هندسه به عرض تقریبی ۲۰۶ متر و ارتفاع ۹۶/۵ متر استفاده شد و همچنین فونداسیون به صورت مستطیلی به ابعاد ۳۷۹/۲ در ۱۰۳ متر است. به دلیل تغییرات بالای هیدرودینامیکی در ناحیه میانی و نزدیک به قاعده مخزن از مش ریزتری در این بخش‌ها استفاده شد و همچنین به دلیل جابجایی بخش فوقانی

مشخصات لرزه‌ای آن را نشان می‌دهد که از جهت شمال غربی بر سازه سد وارد شده است [۳۸]. سد بتنی کوینا دارای ۹۲۳ متر طول و ۱۰۳ متر ارتفاع نسبت به کف رودخانه است. مقطع سد در بلندترین بلوک غیر سرریز و مش بندی آن جهت مدل‌سازی در برنامه آباکوس در شکل ۳ نشان داده شده است. در طراحی این سد از ضریب زلزله ۰/۲ به طور یکنواخت در ارتفاع استفاده شده و به دلیل مصالح نامرغوب و شکل غیرمعمول، در مقابل زلزله بسیار آسیب‌پذیر است.

۲-۴- سد بتنی کوینا

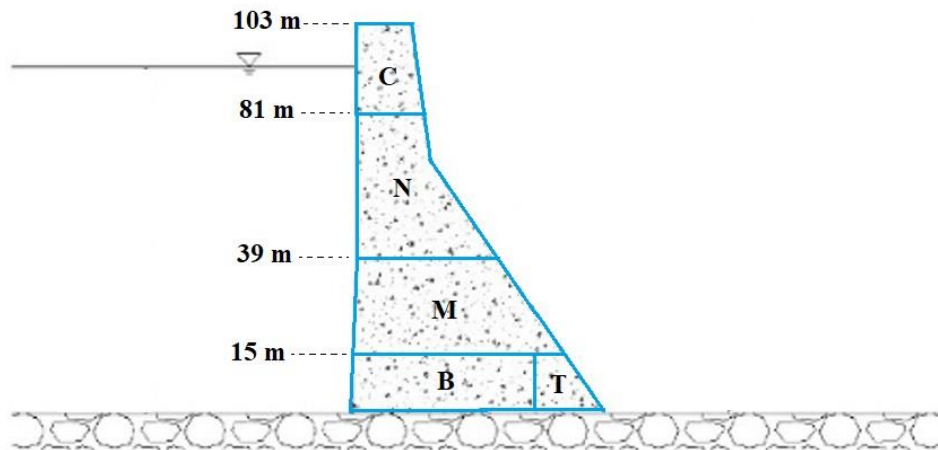
مدل مورد بررسی در این مقاله، سد بتنی وزنی کوینا است که نمایی از سد و ناحیه بندی (جهت سهولت در تعیین خرابی هر ناحیه) به ترتیب در شکل ۴ و ۵ مشاهده می‌شود. مدل‌سازی با احتساب تأثیر فونداسیون در حالات جرم‌دار، بدون جرم و صلب بررسی شده است. در شکل ۴ از حروف انگلیسی برای ناحیه بندی بدنه سد از دید مقطع عرضی، استفاده شده است. حروف C،

- 1 Crest
- 2 Base
- 3 Toe



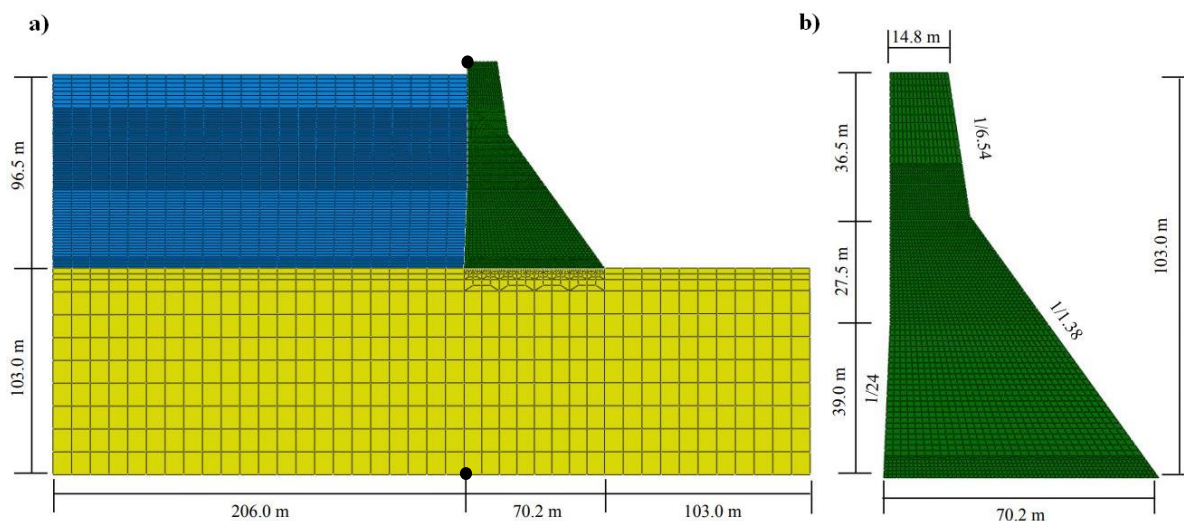
شکل ۴. نمایی از سد بتنی وزنی کوینا واقع در کشور هند

Fig. 4. A view of Koyna gravity dam located in India.



شکل ۵. ناحیه بندی سد جهت تفکیک سطح خرابی در اثر زلزله.

Fig. 5. Zoning of the dam in order to separate the damage level due to earthquake.



شکل ۶. مدل المان محدود سیستم سد بتنی وزنی کوینا- مخزن - فونداسیون (a) سیستم سد-مخزن - فونداسیون (b) مدل اجزای محدود بدنه سد به همراه ابعاد هندسی.

Fig. 6. a) Finite element model of the dam-reservoir-foundation system. b) Finite element model of the dam body along with geometric dimensions.

جدول ۲. تعداد المان های مورد بررسی در آزمون حساسیت به مش.

Table 2. The number of elements examined in the mesh convergency test.

نوع مش بندی	بسیار درشت	درشت	متوسط	ریز	بسیار ریز
تعداد المان ها	۱۰	۲۰۰	۹۳۱	۱۰۴۰	۱۱۵۵

۲-۶- صحت سنجی مدل عددی

پس از مدل سازی مکانیسم های شکست سد در نرم افزار ABAQUS، نیاز به مقایسه با مطالعات آزمایشگاهی قبلی وجود دارد و همچنین در مدل واقعی سد پس از وقوع زلزله کوینا ۱۹۷۶، مقدار آسیب و ترک خوردگی ثبت شده است که جهت صحت سنجی در این تحقیق استفاده می شود. طبیعتاً مدلی که نزدیکی بیشتری به نتایج واقعی و آزمایشگاهی دارد دارای دقت بالایی در شبیه سازی است. در شکل ۸ نتایج تحقیقات قبلی (مدل واقعی، آزمایشگاهی و عددی) نشان داده شده است. در واقع بعد از برآورد میزان آسیب مکانیسم های مختلف (غیرخطی و خطی، پی جرم دار، بدون جرم و صلب و ...) از شکل ۸ جهت تعیین دقت هر مکانیسم استفاده خواهد شد.

همچنین در شکل ۹ تاریخچه زمانی تغییر مکان تاج سد کوینا در تحقیق حاضر با نتایج مرجع [۴۵] مقایسه گردیده به طوری که انطباق خوبی بین نتایج مشاهده می گردد.

فونداسیون و زیر سد در هنگام زلزله از مش به نسبت کوچک تری در این نقاط استفاده گردید.

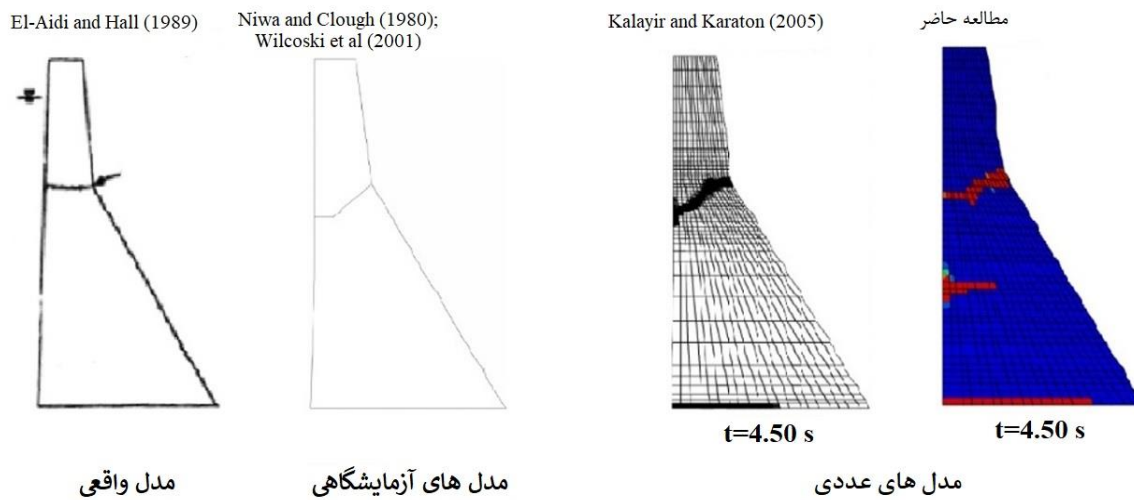
۲-۵- آزمون استقلال از مش

قابل ذکر است که کاهش تعداد مش ها می تواند زمان تحلیل را بسیار کمتر کند اما دقت مدل سازی کاهش می یابد. ریز تر کردن المان ها نیز منجر به طولانی شدن زمان می شود [۳۰]. برای آزمون استقلال از مش از ۵ نوع مش بندی برای این مقاله استفاده شد. مشخصات مش ها در جدول ۲ درج شده است. همان طور که مشاهده می شود با کوچک تر کردن اندازه المان ها و افزایش تعداد آن جابجایی نسبی تاج به طور تقریبی به $1/3$ - سانتی متر نزدیک و همگرا می شود (شکل ۷). برای ادامه مدل سازی برای سیستم سد-مخزن-فونداسیون-حائل از اندازه مش با تعداد ۱۰۴۰ برای تحلیل اجزای سد استفاده شد.



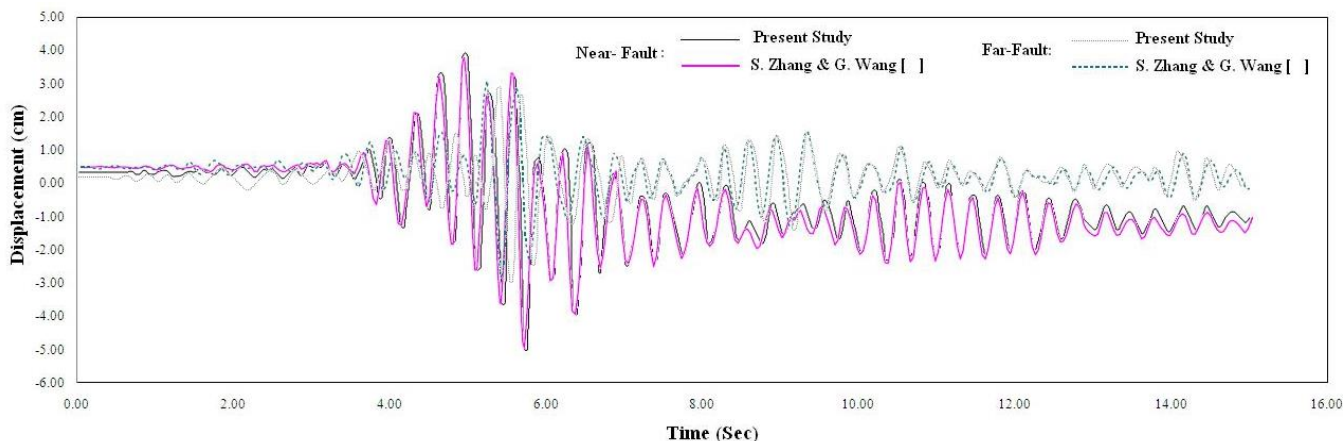
شکل ۷. نتایج همگرایی آزمون حساسیت به اندازه مش در مدل سازی اجزای محدود تحقیق حاضر.

Fig. 7. Mesh convergency test results in the finite element modeling of the current research.



شکل ۸. میزان آسیب برآورد شده برای مدل واقعی سد توسط [۴۱] مدل آزمایشگاهی [۴۲-۴۳] و مدل عددی [۴۴] و مدل تحقیق حاضر

Fig. 8. a) Estimated amount of damage for the real model of the dam [41] laboratory model [43-42] and numerical model [44] and the current research model.



شکل ۹. مقایسه تاریخچه زمانی تغییر مکان تاج سد کوینا تحت مؤلفه افقی حوزه دور و نزدیک در زمین لرزه Loma Prieta با نتایج ارائه شده توسط ژانگ و همکاران [۴۵].

Fig. 9. Comparison of the time history of the displacement of the crest of the Koyna dam under the horizontal component of the far and near fields in the Loma Prieta earthquake with the results presented by Zhang et al [45].

ترکیب زمین لرزه افقی و قائم مورد مطالعه قرار گرفته است.

۲-۷- رفتار غیرخطی مصالح

۲-۸- مدل سد بتنی وزنی و تحلیل آسیب لرزه‌ای تحت مکانیسم‌های مختلف اعمال تحریک پایه

سد بتنی وزنی کوینا در کشور هند با ارتفاع ۱۰۳ متر و عرض ۷۰/۲ متر در بخش تحتانی، یکی از نادر سدهای بتنی است که زمین لرزه مخربی را در طول مدت عمر خود تجربه نموده و دستخوش آسیب‌های جدی در بدنه سد گردیده است. زمین لرزه کوینا با بزرگی ۶/۵ ریشتر در ۱۱ دسامبر سال ۱۹۶۷ با ماکزیمم شتاب ثبت شده در دره منتهی به فونداسیون برابر ۰/۳۴ و ۰/۴۹ شتاب ثقل به ترتیب در امتدادهای افقی و قائم رخ داده است. به طوری که موجب آسیب‌های سازه‌ای جدی در بدنه سد گردید، این آسیب‌ها شامل ترک خوردگی‌های افقی در سطوح بالادست و پایین دست در تعدادی از بلوک‌های غیر سرریز در مجاورت ناحیه تغییر شیب بدنه سد بوده‌اند [۴۹]. نشأت از بدنه سد در سطح پایین دست سد در مجاورت ناحیه تغییر شیب بدنه در برخی از بلوک‌ها مشاهده گردید که حاکی از نفوذ و رشد کامل ترک‌ها در امتداد بالادست تا پایین دست سد است. مسئله رشد و گسترش ترک در بدنه سد کوینا توسط محققین مختلف مورد بررسی و مطالعه قرار گرفته است. در پژوهش حاضر تحلیل دینامیکی غیرخطی سد کوینا با استفاده از مدل رفتاری CDP برای بتن مدنظر است. ناحیه بندی بدنه سد با هدف تعیین ترک خوردگی هر بخش در شکل ۵ و هندسه سد کوینا به همراه مدل اجزای محدود سیستم سد وزنی - مخزن و فونداسیون در شکل ۶ نمایش داده شده

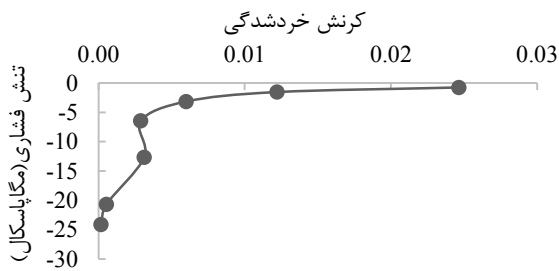
رفتار غیرخطی مصالح بتنی بدنه سد کوینا با استفاده از پلاستیسیته آسیب بتن که از دسته روش‌های مکانیسم خرابی پیوسته همگن است مورد مطالعه قرار گرفته است. این روش برای اولین بار توسط لوبلینر و همکاران [۴۶] بکار گرفته شده به طوری که در ادامه توسط لی و فنوس [۴۷] بهبود داده شد. با استفاده از یک تعریف پخشی از ترک‌ها، مدل CDP قادر به پیش‌بینی توسعه پروفیل واقعی ترک در سد کوینا است، به طوری که در بدنه سد گسترش ترک با استفاده از متغیر آسیب و کرنش پلاستیک ارائه می‌گردد. مدل رفتاری CDP که رفتار غیرخطی هر جسم مرکب از مصالح کامپوزیتی چند فاز را تعریف می‌کند به طور متداول جهت تحلیل ترک خوردگی لرزه‌ای سدهای بتنی مورد استفاده قرار گرفته است. در این مدل توابع مقاومتی تک محوری به دو بخش، جهت نمایش و ارائه تغییر شکل‌های دائمی (پلاستیک) و زوال سختی (سطح آسیب)، تجزیه می‌شوند. در این مدل فرض می‌شود دو مکانیسم اصلی خرابی (گسیختگی) برای مصالح بتنی وجود دارد. اولین مکانیسم، ناشی از ترک خوردگی کششی و مکانیسم دیگر شامل خردشدگی فشاری است. جهت مطالعه دقیق‌تر این مدل رفتاری با جزئیات بیشتر به منبع [۴۸] مراجعه گردد. مشخصات مصالح بتنی مورد استفاده در مدل CDP در جدول ۳ و نمودار رفتار سخت شدگی و نرم شدگی بتن انتخاب شده برای سازه سد در شکل ۱۰ ارائه گردیده است. به منظور بررسی اثرات تحریک قائم بر رفتار دینامیکی غیرخطی سیستم سد-فونداسیون-مخزن، تحلیل غیرخطی لرزه‌ای سیستم تحت زمین لرزه افقی به تنهایی و

جدول ۳. مشخصات مصالح انتخابی در مدل آباکوس [۳۰].

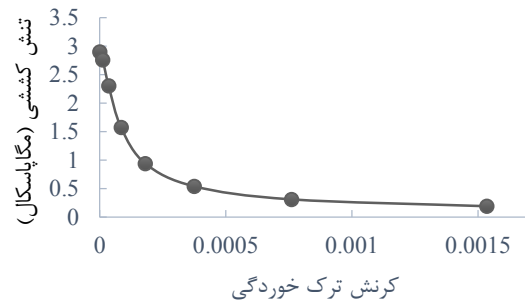
Table 3. Specifications of the selected materials in the Abaqus model [30].

$E_c (MPa)$	ν_c	ψ	ϵ	σ_{s0}/σ_{c0}	
۳۱۰۰	۰/۲	۳۶/۳۱	۱	۱/۱۲	
سخت شدگی و آسیب بتن تحت تنش فشاری			نرم شدگی و آسیب بتن تحت تنش کششی		
تنش (MPa)	کرنش خردشدگی	آسیب	تنش (MPa)	کرنش ترک خوردگی	آسیب
۱۳	۰	۰	۲/۹	۰	۰
۲۴/۱	۰/۰۰۰۱۶	۰	۲/۷۶	۰/۰۰۰۰۱۲	۰/۰۶۸
۲۰/۶۴	۰/۰۰۰۵۴	۰/۲۴۴	۲/۳	۰/۰۰۰۰۳۶	۰/۲۱۹
۱۲/۶۶	۰/۰۰۱۳۲	۰/۵۴۱	۱/۵۷	۰/۰۰۰۰۸۵	۰/۴۳۵
۶/۴۵	۰/۰۰۲۸۸	۰/۷۵۶	۰/۹۴	۰/۰۰۰۱۸۱	۰/۶۴۰
۳/۱۵	۰/۰۰۵۹۹	۰/۸۷۶	۰/۵۴	۰/۰۰۰۳۷۵	۰/۷۸۷
۱/۵۴	۰/۰۱۲۲۱	۰/۹۳۸	۰/۳۱	۰/۰۰۰۷۶۱	۰/۸۷۸
۰/۷۶	۰/۰۲۴۶۴	۰/۹۶۹	۰/۱۹	۰/۰۰۱۵۳۵	۰/۹۶۱

a



b



شکل ۱۰. نمودار رفتار a) سخت شدگی و b) نرم شدگی بتن در تحلیل اجزای محدود تحقیق حاضر.

Fig. 10. Diagram of the behavior of a) hardening and b) softening of concrete in the finite element analysis of the present research.

مقادیر ضرایب میرایی رایلی، α و β به ترتیب برابر $0/65$ و $0/04$ لحاظ شده‌اند. آب داخل مخزن به صورت الاستیک خطی، غیر چرخشی و غیر لزج فرض گردیده است. مدل بالک و وزن مخصوص آب به ترتیب برابر $2/07$ گیگاپاسکال و 1000 کیلوگرم بر مترمکعب فرض گردیده‌اند.

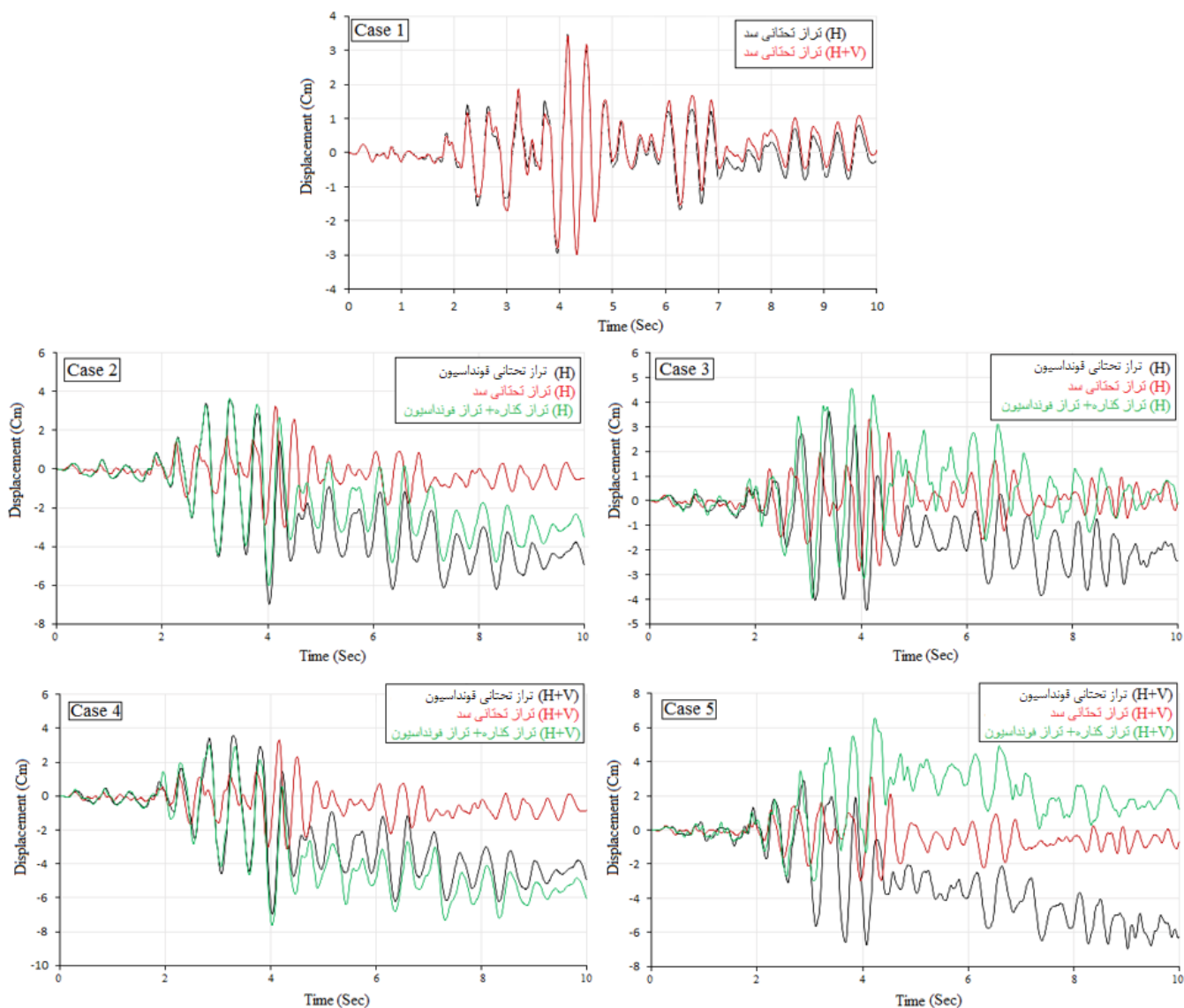
در سناریوهای پی جرم‌دار آنجایی که نداشت زلزله‌ها در عمق 103 متری در کف پی مدل اعمال می‌شود لازم است با انجام تحلیل دکانولوشن روی نداشت زلزله آن‌ها را اصلاح کرد تا پس از اعمال به کف پی در مدل، به بیشینه شتاب افقی و قائم زلزله هدف در سطح زمین برسیم $[50]$. این کار با کمک نرم‌افزار SHAKE صورت گرفت $[51]$.

۳- بحث و نتایج

در این بخش به بررسی تأثیر لحاظ مکانیسم‌های مختلف اعمال شتاب زلزله بر پاسخ سد وزنی کونیا پرداخته شده است، شکل ۱۱ مقایسه جابه‌جایی نسبی تاج سد نسبت به پی، در مکانیسم‌های مختلف و شکل ۱۲ سناریوهای مختلف اعمال شتاب زلزله در مدل سد وزنی - مخزن - پی پرداخته شده است. جابجایی نسبی تاج سد در شکل ۱۱ تفاضل عددی جابجایی نوک تاج و نقطه زیرین پی است که این دو نقطه به صورت شماتیک در شکل ۶ قابل مشاهده هستند. در مورد اول (Case 1) تفاوت دو نمودار بارگذاری افقی و ترکیب بارگذاری افقی-قائم بسیار جزئی است (شکل ۱۱) و بیانگر این است در صورتی که صرفاً مؤلفه افقی زمین‌لرزه در مدل‌سازی در نظر گرفته شود و محل اعمال شتاب‌نگاشت بخش تحتانی سد باشد، آنگاه مدل خروجی برای جابجایی نسبی سد مشابه خروجی ترکیب دو مؤلفه افقی و قائم در شرایط یکسان است. غیر از این مورد، Case های دیگر مؤید این هستند که تفاوت تراز اعمال شتاب‌نگاشت، تفاوت قابل ملاحظه‌ای در پاسخ سازه (اعم از ماکسیمم و دامنه جابجایی نسبی) ایجاد می‌نماید.

همان‌طور که در شکل‌های ۱۱ و ۱۲ ملاحظه شدند، در Case 1، در فونداسیون صلب اگر شتاب‌نگاشت زلزله را بر تراز تحتانی سد اعمال کنیم، با اعمال زلزله در راستای مؤلفه افقی، جابجایی تاج سد $3/45$ cm به دست می‌آید، با اعمال هم‌زمان زلزله در راستای مؤلفه افقی و قائم، این جابجایی $1/15$ ٪ کاهش می‌یابد، به همین صورت تعداد المان گسیخته شده $8/1$ ٪ افزایش می‌یابد؛ و اما در Case 2، فونداسیون بدون جرم با اعمال زلزله در راستای مؤلفه افقی در محل تراز تحتانی پی، جابجایی تاج سد $6/97$ cm به دست آمده و اگر این شتاب‌نگاشت زلزله بر تراز تحتانی سد اعمال شود جابجایی تاج $3/53$ ٪ و تعداد المان گسیخته شده $85/58$ ٪ کاهش می‌یابد،

است. با توجه به چگونگی توزیع تنش و رفتار محیط بدنه و پی سد در راستای حصول به شرایط نزدیک به واقعیت در حالت سه بعدی، در مدل دو بعدی بدنه سد بتنی مؤلفه تنش در امتداد عمود بر صفحه و در محیط پی مؤلفه کرنش محیط در راستای عمود بر صفحه صرف‌نظر و برابر صفر لحاظ شده است، لذا در مدل المان محدود دوبعدی بکار گرفته شده، 628 المان دوبعدی چهار گرهی کرنش مسطح (CPE4R) و 2928 المان دوبعدی چهار گرهی تنش مسطح (CPS4R) با به‌کارگیری انتگرال‌گیری کاهش‌یافته و همچنین کنترل ایجاد پدیده ساعت شنی^۱، به ترتیب جهت گسسته‌سازی پی و بدنه سد مورد استفاده قرار گرفته است. جهت گسسته‌سازی قلمرو مخزن از 1892 المان دوبعدی آکوستیک خطی (AC2D4) استفاده شده است. مش بندی بدنه سد در مجاورت سطح تماس بدنه و فونداسیون و همچنین در نزدیکی محل تغییر شیب بدنه سد در سطح پایین دست مناطقی که احتمال رشد و گسترش ترک به دلیل تمرکز تنش در این نواحی ریز تر گردیده است. بر اساس نتایج تحلیل حساسیت مش بندی بدنه سد، ابعاد مش در امتداد و مجاورت بدنه سد با فونداسیون و محل تغییر شیب بدنه سد به ترتیب 1 متر و $0/5$ متر منظور گردیده است. ابعاد المان در سایر بخش‌های مش بندی مورد استفاده برای $1/5$ متر است. جهت مدل‌سازی اندرکنش سیستم سد-مخزن-پی فرمول‌بندی المان محدود لاگرانژی مورد استفاده قرار گرفته است. در این فرمول‌بندی تغییر مکان‌های گرهی به‌عنوان متغیرهای مجهول برای محیط سازه، فونداسیون و همچنین برای محیط مخزن فرض می‌شوند. در تحلیل اولیه تغییر مکان‌های گرهی در مرزهای دوردست مدل در بخش راست و چپ سیستم سد-مخزن فونداسیون در امتداد عمود بر مرزها صفر فرض می‌شوند. در فصل مشترک سازه - مخزن تغییر مکان در امتداد نرمال بر فصل مشترک در طی تحلیل‌ها همواره پیوسته و یکسان می‌باشند. مشخصات مصالح بتنی بدنه سد کونیا در تحلیل‌های صورت گرفته بدین صورت است که: مدول ارتجاعی یانگ 31 گیگاپاسکال، جرم مخصوص برابر 2640 کیلوگرم بر مترمکعب، مقاومت کششی $2/9$ مگاپاسکال، مقاومت فشاری برابر $24/1$ مگاپاسکال و ضریب پواسن $0/2$ می‌باشند. به‌منظور لحاظ اثرات نرخ کرنش، ضریب بزرگنمایی دینامیکی برابر $1/2$ در مقاومت کششی بتن لحاظ گردیده است. رفتار صخره سنگی فونداسیون الاستیک خطی با مدول ارتجاعی برابر $21/6$ گیگا پاسکال و ضریب پواسن $0/2$ فرض گردیده است. میرایی تناسبی رایلی با ضریب میرایی برابر 5 درصد جهت لحاظ استهلاک انرژی در سیستم سد - مخزن - فونداسیون اعمال شده است.

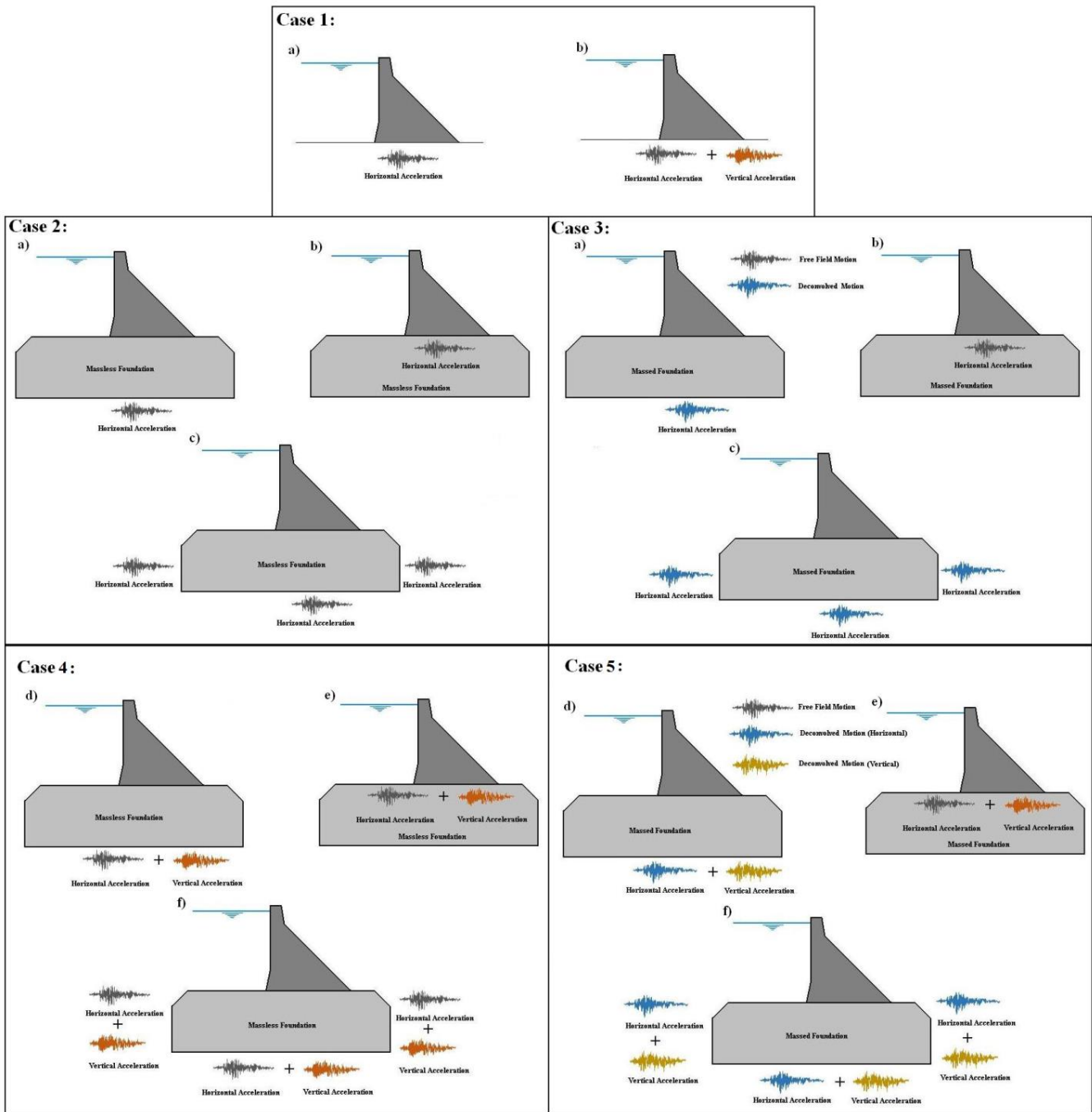


شکل ۱۱. مقایسه تاریخچه زمانی جابه‌جایی نسبی تاج سد نسبت به پی در مکانیسم‌های مختلف.

Fig. 11. Comparison of the time history of the relative displacement of the dam crest (to the foundation) in different mechanisms.

می‌یابد؛ و به همین صورت در Case 5، در فونداسیون جرم‌دار زلزله را در راستای مؤلفه افقی و قائم باهم اعمال کرده و با اعمال شتاب‌نگاشت زلزله بر تراز تحتانی پی جابجایی تاج سد ۶/۹۸ cm به دست آمد که با اعمال بر تراز تحتانی سد، جابجایی تاج سد ۵۵/۵۸٪ و المان گسیخته ۷۷/۶۹٪ کاهش یافته و همچنین با اعمال بر تراز کناره و تراز تحتانی پی باهم ۵/۷۳٪ کاهش در جابجایی تاج سد و ۶/۳٪ افزایش در المان گسیخته می‌شود. توصیف هر مدل به همراه آسیب و تنش‌های منتج از تحلیل عددی در جدول ۴ درج شده است. نتایج حاکی از این است محل اعمال شتاب‌نگاشت در مدل‌سازی اجزای محدود تحقیق حاضر در پاسخ‌سازه به‌طور مستقیم اثرگذار

تراز تحتانی سد، جابجایی ۲۵/۳۹٪ کاهش یافته و تعداد المان گسیخته ۱/۵۶٪ افزایش می‌یابد و اگر بر تراز کناره و تراز تحتانی پی باهم اعمال شود باعث افزایش ۲/۴۱٪ تاج سد می‌شود؛ و تعداد المان ۶۵/۶۶٪ افزایش می‌یابد. در فونداسیون بدون جرم، زلزله را در راستای مؤلفه افقی و مؤلفه قائم باهم اعمال می‌کنیم؛ در این صورت با اعمال شتاب‌نگاشت زلزله بر تراز تحتانی پی جابجایی تاج سد ۶/۹۷ cm به دست می‌آید و با اعمال بر تراز تحتانی سد، ۵۲/۵٪ کاهش در جابجایی تاج سد و ۴۸/۷۱٪ کاهش در المان گسیخته می‌شود و اگر بر تراز کناره و تراز تحتانی پی باهم اعمال شود جابجایی تاج سد ۸/۷۶٪ و تعداد المان گسیخته شده نیز ۳/۸۵٪ افزایش



شکل ۱۲. سناریوهای مختلف اعمال شتاب زلزله در مدل سد وزنی - مخزن - پی.

Fig. 12. Different scenarios of applying earthquake acceleration in the dam-reservoir-foundation model.

است به طوری که مقایسه دو Case 2 و Case 4 نشان می‌دهد که در حالت تکین تراز تحتانی پی و حالت ترکیبی تراز کناری همراه با تراز تحتانی پی، پاسخ سازه با در نظر گرفتن جابجایی نسبی اساساً دچار تغییر شده است و در Case 2 نمودار حالت تکین مقادیر بالاتری از جابجایی را تجربه کرده و در Case 4 مدل ترکیبی دارای مقادیر گسترده‌تری از جابجایی نسبت

اگر بر تراز کناره و تراز تحتانی باهم اعمال شود $13/3\%$ در جابجایی تاج سد و $0/6\%$ در تعداد امان گسیخته شده کاهش می‌یابد و در Case 3، فونداسیون جرم‌دار، با اعمال زلزله در راستای مؤلفه افقی در نظر گرفته شده و شتاب‌نگاشت زلزله را بر تراز تحتانی پی اعمال می‌کنیم که در این صورت جابجایی تاج سد $4/45$ cm به دست می‌آید و با اعمال شتاب‌نگاشت زلزله بر

جدول ۴. نتایج تحلیل سیستم سد بتنی وزنی - مخزن - پی در مکانیسم‌های موردبررسی.

Table 4. The results of the analysis of the dam - reservoir – foundation system in the studied mechanisms.

شماره مدل (کلی)	مشخصه مدل (حالات غیرخطی)	نوع مدل	نوع تحلیل	مؤلفه اعمال زلزله	محل اعمال شتاب‌نگاشت زلزله	تعداد المان‌های گسیخته شده	ماکزیمم تنش اصلی در پاشنه سد (Mpa)	ماکزیمم تنش اصلی در محل تغییر شیب (Mpa)	ماکزیمم تغییر مکان تاج سد (cm)
۱		پی صلب	خطی	مؤلفه افقی	تراز تحتانی سد	—	۶/۵۳	۷/۹۳	۴/۳۹
۲	N1	پی صلب	غیرخطی	مؤلفه افقی	تراز تحتانی سد	۱۳۸	۲/۸۷	۲/۸۱	۳/۴۵
۳	N2	پی صلب	غیرخطی	مؤلفه افقی + مؤلفه قائم	تراز تحتانی سد	۱۵۰	۲/۵۱	۲/۷۸	۳/۴۱
۴		پی بدون جرم	خطی	مؤلفه افقی	تراز تحتانی سد	—	۶/۳۸	۷/۵۷	۴/۲۷
۵	N3	پی بدون جرم	غیرخطی	مؤلفه افقی	تراز تحتانی سد	۱۵۳	۲/۸۶	۲/۸۷	۳/۲۵
۶	N4	پی بدون جرم	غیرخطی	مؤلفه افقی + مؤلفه قائم	تراز تحتانی سد	۱۷۹	۲/۷۸	۲/۴۰	۳/۳۱
۷		پی بدون جرم	خطی	مؤلفه افقی	تراز تحتانی پی	—	۱۲/۸۸	۱۲/۴۴	۷/۷۹
۸	N5	پی بدون جرم	غیرخطی	مؤلفه افقی	تراز تحتانی پی	۳۳۳	۲/۴۸	۲/۹	۶/۹۷
۹	N6	پی بدون جرم	غیرخطی	مؤلفه افقی + مؤلفه قائم	تراز تحتانی پی	۳۴۹	۲/۷۹	۲/۷۰	۶/۹۷
۱۰		پی بدون جرم	خطی	مؤلفه افقی	تراز کناره + تراز تحتانی پی	—	۱۳/۱	۱۲/۱۶	۷/۸۴
۱۱	N7	پی بدون جرم	غیرخطی	مؤلفه افقی	تراز کناره + تراز تحتانی پی	۳۳۱	۲/۸۰	۲/۵۶	۶/۰۴
۱۲	N8	پی بدون جرم	غیرخطی	مؤلفه افقی + مؤلفه قائم	تراز کناره + تراز تحتانی پی	۳۶۳	۲/۶۶	۲/۸۳	۷/۶۴
۱۳		پی جرم‌دار	خطی	مؤلفه افقی	تراز تحتانی سد	—	۵/۴۷	۷/۰۳	۳/۹۳
۱۴	N9	پی جرم‌دار	غیرخطی	مؤلفه افقی	تراز تحتانی سد	۱۲۸	۲/۸۴	۲/۹۰	۳/۳۲
۱۵	N10	پی جرم‌دار	غیرخطی	مؤلفه افقی + مؤلفه قائم	تراز تحتانی سد	۱۱۶	۲/۶۴	۲/۶۷	۳/۱۰
۱۶		پی جرم‌دار	خطی	مؤلفه افقی	تراز تحتانی پی	—	۱۰/۴۴	۷/۶۳	۵/۱۲
۱۷	N11	پی جرم‌دار	غیرخطی	مؤلفه افقی	تراز تحتانی پی	۱۲۶	۲/۷۹	۲/۷۶	۴/۴۵
۱۸	N12	پی جرم‌دار	غیرخطی	مؤلفه افقی + مؤلفه قائم	تراز تحتانی پی	۵۲۰	۲/۸۵	۲/۷	۶/۹۸
۱۹		پی جرم‌دار	خطی	مؤلفه افقی	تراز کناره + تراز تحتانی پی	—	۱۳/۵	۱۰/۲۴	۷/۵۸
۲۰	N13	پی جرم‌دار	غیرخطی	مؤلفه افقی	تراز کناره + تراز تحتانی پی	۳۶۷	۲/۶۸	۲/۸۶	۴/۵۶
۲۱	N14	پی جرم‌دار	غیرخطی	مؤلفه افقی + مؤلفه قائم	تراز کناره + تراز تحتانی پی	۵۵۵	۳/۱	۲/۳۳	۶/۵۸

به دیگری است.

مدل‌سازی غیرخطی ناپایداری سازه‌ای، الگوریتم‌های عددی مبتنی بر تکرار معمولاً برای حل معادلات مجموعه‌ای از معادلات غیرخطی استفاده می‌شوند. در صورتی که الگوریتم‌های عددی برای حل مسئله به دلیل عدم همگرایی موفق نباشند، این موضوع به‌عنوان یک خطا در روند حل الگوریتم تشخیص داده می‌شود. برای تشخیص عدم همگرایی و یا نشان دادن ناپایداری

در کل ۲۱ تحلیل دینامیکی سیستم سد بتنی وزنی - مخزن - فونداسیون، شامل ۷ تحلیل دینامیکی خطی و ۱۴ تحلیل دینامیکی غیرخطی صورت گرفته است. سطح آسیب و توسعه ترک در بدنه سد بتنی با در نظر گرفتن تحلیل‌های چهارده‌گانه غیرخطی در شکل ۱۳ نشان داده شده است. در

ترتیب از المان دوبعدی چهار گرهی کرنش مسطح، المان دوبعدی چهار گرهی تنش مسطح و المان دوبعدی آکوستیک خطی استفاده شده است. همچنین برای تعیین اثرات تحریک قائم بر رفتار دینامیکی سیستم سد-فونداسیون - مخزن، تحلیل غیرخطی لرزه‌ای سیستم تحت اثر زمین‌لرزه افقی و همچنین در ترکیب زمین‌لرزه افقی و قائم بررسی شده است. نتایج تحقیق نشان می‌دهد که در هر سه شرایط پی صلب، بدون جرم و جرم‌دار تفاوت اعمال هم‌زمان مؤلفه افقی-قائم در مقایسه با اعمال مؤلفه افقی بسیار محرز است و فرض ساده‌سازی فرکانس زلزله به مؤلفه افقی خطای بسیار بالایی در خروجی مدل ایجاد می‌کند. مقایسه اعمال بار ورودی در تراز پی و تحتانی سد نشان می‌دهد که در نظر گرفتن قسمت تحتانی فونداسیون برای اعمال بار موجب افزایش المان‌های آسیب‌دیده می‌شود که این اثر در هر دو حالت پی بدون جرم و جرم‌دار مشاهده می‌شود. مقایسه مکانیسم‌های حاصل از مطالعه حاضر نشانگر این است که خرابی در ناحیه N و M بیشتر از قسمت‌های دیگر است. به‌طور کلی مدلی که بیشترین شباهت به ترک‌های سد کوینا دارد مدل غیرخطی، با پی بدون جرم و تحت زمین‌لرزه با مؤلفه افقی و با محل شتاب‌نگاشت تراز کناره و تراز تحتانی پی است که تطابق خوبی با واقعیت دارد. برای ادامه پژوهش می‌توان تأثیر حائل‌های تقویتی بتنی و لاستیکی بر کاهش ترک‌خوردگی سد در زمان زلزله را بررسی کرد.

منابع

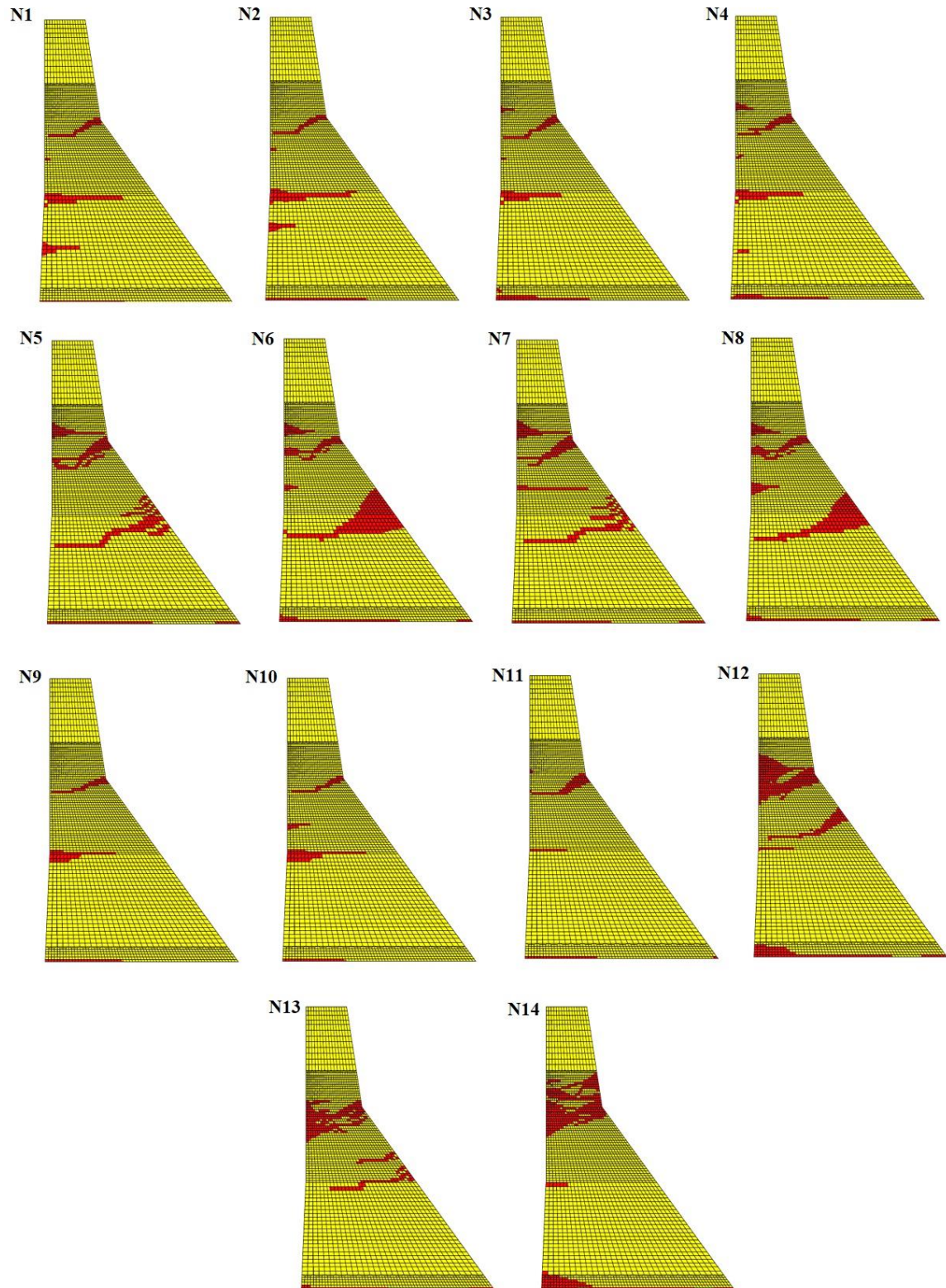
- [1] S. Emami, Y. Choopan, M. Kheiry goje biglo, M. Hesam, Optimal and Economic Water Allocation in Irrigation and Drainage Network Using ICA Algorithm (Case Study: Sofi-Chay Network). Irrigation and Water Engineering, (2020); 10(3): DOI:10.22125/iwe.2020.107104 (in Persian)
- [2]. K. A. Giglou, M. K. G. Biglou, B. Mehrparvar, A. S. Naghadeh, INVESTIGATING AMOUNT OF LEAKAGE, SEDIMENT AND DURABILITY IN GEOSYNTHETIC COVER OF PUMPING CHANNEL 3 AT IRRIGATION NETWORK OF MOGHAN. Revista Geoaraguaia, 9(2).2019).
- [3]. K. AKHAVAN, N. Abbassi, M. Kheiry Ghoujeh Biglou, H. Ahmadpari, Investigation on Conveyance Efficiency and Operation Issues of Precast Concrete Channels (Canalette) in Moghan Irrigation Network. Irrigation and Drainage Structures Engineering Research, 22(83), 21-42.2021). DOI: 10.22092/idser.2021.354260.1470 (in

مدل‌سازی شده، می‌توان از روش‌های مختلفی استفاده کرد. برای مثال، می‌توان با محاسبه شاخص‌های شباهت ماتریس جواب، مقایسه نتایج کسری و یا مدت‌زمان پایدارسازی، ناپایداری را تشخیص داد. همچنین، می‌توان از روش‌های نظارتی مانند رد کردن نتایجی که از حد مشخصی خارج شوند و یا تغییرات ناگهانی در جواب‌ها، استفاده کرد. با توجه به استفاده از نرم‌افزار آباکوس جهت تحلیل دینامیکی غیرخطی سیستم سد بتنی وزنی - مخزن - فونداسیون در مطالعه حاضر که بر اساس روش المان محدود عمل می‌کند، برای تشخیص ناپایداری در مدل‌سازی غیرخطی سازه، شاخص‌های متعددی وجود دارند که به‌صورت خودکار بررسی می‌شوند.

در تمامی مدل‌ها آسیب در سه ناحیه M، N و B (به ترتیب ناحیه گلو، میانه و پاشنه) مشاهده می‌شود. با مقایسه شکل ۱۳ با نتایج صحت سنجی شکل ۸ می‌توان نتیجه گرفت که تمامی مدل‌های تحلیل غیرخطی اجزای محدود در تشخیص خرابی در ناحیه N موفق و در برآورد آسیب در نواحی M و B دچار خطا هستند. در این میان، مکانیسمی نزدیک به واقعیت خواهد بود که تشابه بالاتری به مدل واقعی و آزمایشگاهی صحت سنجی داشته باشد. از بین مکانیسم‌های تحقیق حاضر و مطابق شکل ۱۳، مدل شماره N11 در مقایسه با خروجی‌های دیگر همخوانی بیشتری با نتایج صحت سنجی دارد. در مدل مذکور تحلیل صورت غیرخطی، شبیه‌سازی سد به‌صورت پی جرم‌دار، محل اعمال شتاب‌نگاشت تراز تحتانی پی بوده است که فقط تحت زمین‌لرزه با مؤلفه افقی قرار گرفته است. در واقع این مدل نزدیک‌ترین برآورد به مدل حاصل از گزارش میدانی و آزمایشگاهی است.

۴- نتیجه‌گیری

در تحقیق حاضر عملکرد لرزه‌ای سد بتنی وزنی به شیوه غیرخطی و با بهره‌گیری از مدل پلاستیسیته آسیب بتن (CDP) با لحاظ رفتار نرم شدگی و سخت شدگی کرنش مورد مطالعه قرار گرفته است. سد بتنی وزنی کوینا تحت سناریوهای مختلف مورد بررسی لرزه‌ای قرار گرفته است و متغیرهای اصلی هر سناریو شامل نوع تحلیل پی (جرم‌دار یا بدون جرم بودن پی)، محل اعمال شتاب‌نگاشت، مؤلفه اعمال زلزله و نوع مدل (خطی و غیرخطی) است. در تحقیقات قبلی مربوط به تحلیل غیرخطی سد، مکانیسم‌های خرابی بتن بر اساس اعمال شتاب‌نگاشت میدان دور و نزدیک از بخش تحتانی فونداسیون و بخش تحتانی بدنه صورت گرفته که در پژوهش حاضر شتاب‌نگاشت در موقعیت ترازهای کناره نیز به تحلیل‌ها اضافه شده و با فرض مدل CDP بررسی شدند. برای گسسته‌سازی فونداسیون، بدنه سد و قلمرو مخزن به



شکل ۱۳. مقایسه سطح آسیب و توسعه ترک در بدنه سد بتنی در مکانیسم‌های مختلف اعمال زلزله حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی سیستم سد - مخزن - پی.

Fig. 13. Comparison of the level of damage and crack development in the concrete dam body in different mechanisms of nonlinear dynamic analysis of the dam-reservoir-foundation system.

- structural dynamics, 24(1), (1995). 15-33. <https://doi.org/10.1002/eqe.4290240103>
- [12] A. Bayraktar, M.E. Kartal, S. Adanur, The effect of concrete slab–rockfill interface behavior on the earthquake performance of a CFR dam, *International Journal of Non-Linear Mechanics*, 46(1) (2011) 35-46. <https://doi.org/10.1016/j.ijnonlinmec.2010.07.001>
- [13] M.E. Kartal, A. Bayraktar, H.B. Başağa, 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) (2010) 1383-1399. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2010.06.013>
- [14] H. Nejadfard, Effect of cracking on the response spectrum of arched concrete dams by finite element method, University of Tabriz, Iran, 2012.
- [15] J. Hajhoseyni, J. Moradlou, Comparison of Near-Filed and Far-Filed Earthquakes on Nonlinear Response of Concrete Gravity Dams, *Journal of Civil and Environmental Engineering*, 44(77) (2015) 25-38.
- [16] A. Løkke, A. K. Chopra, Direct finite element method for nonlinear analysis of semi-unbounded dam–water–foundation rock systems. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 46(8), (2017). 1267-1285. <https://doi.org/10.1002/eqe.2855>
- [17] F. Kalateh, A Finite Volume Formulation of Hydrodynamic Pressure in Dam-Reservoir Systems with non-uniform reservoir geometry, *IQBQ*, 18(3) (2018) 181-194 (in Persian)
- [18] F. Kalateh, A. Ghamatloo, Investigation of seismic damage index due to water level changes in reservoir through nonlinear dynamic analysis under Far-Fault and Near-Fault ground motions, *Journal of Dam and Hydroelectric Powerplant*, 5(19) (2019) 62-74. <http://journal.hydropower.org.ir/article-1-301-en.html> (in Persian)
- [19] B. Nikkhakian, M. Alembagheri, Nonlinear Three-dimensional seismic analysis of concrete gravity dam with varying heigh-to-length ratios, *MODARES CIVIL ENGINEERING JOURNAL*, 18(1, f00791) (2018) (in Persian)
- [4]. K. Akhavan, M. Kheiry, H. Ahmadpari, S. Abbasi, F. Kalateh, Investigating virtual water content and physical and economic water productivity indicators in crops (Case study: Moghan irrigation network, Ardabil province). *Water and Soil Management and Modelling*, (2023). doi: 10.22098/mmws.2023.11899.1186 (in Persian)
- [5]. M. Kheiry Ghojeh Biglou, A. Pilpayeh, “Optimization of Height and Length of Ogee-Crested Spillway by Composing Genetic Algorithm and Regression Models (Case Study: Spillway of Balarood Dam).” *Irrigation and Drainage Structures Engineering Research* 20.77 (2020): 39-56. <https://doi.org/10.22092/idser.2019.124750.1368>. (in Persian)
- [6]. M. Kheiry Ghojeh Biglou, A. Pilpayeh, “Effect of geometric specifications of ogee spillway on the volume variation of concrete consumption using genetic algorithm.” *Revista INGENIERÍA UC* 26.2 (2019): 145-153.
- [7]. F. Kalateh, M. Kheiry Ghoujeh-Biglou, “Probabilistic analysis of seepage in earthen dam using Monte Carlo method and with considering permeability of materials and dam geometry.” *Irrigation and Drainage Structures Engineering Research* 23.86 (2022): 133-162. <https://doi.org/10.22092/idser.2022.358681.1509> (in Persian)
- [8]. F. Kalateh, M. Kheiry. A Review of Stochastic Analysis of the Seepage Through Earth Dams with a Focus on the Application of Monte Carlo Simulation. *Archives of Computational Methods in Engineering*, (2023), 1-26. DOI: 10.1007/s11831-023-09972-3
- [9] O. A. Pekau, Z. Chuhan, F. Lingmin, Seismic fracture analysis of concrete gravity dams. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 20(4), (1991) .335-354.
- [10] S.S. Bhattacharjee, P. Leger, Seismic cracking and energy dissipation in concrete gravity dams. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 22(11), (1993). 991-1007. <https://doi.org/10.1002/eqe.4290221106>
- [11] O. A. Pekau, F. Lingmin, Z. Chuhan, Seismic fracture of Koyna dam: case study. *Earthquake engineering &*

- effects on the seismic performance of concrete gravity dams. *Structure and Infrastructure Engineering*, (2023). 1-14. <https://doi.org/10.1080/15732479.2023.2180522>
- [28] M. Sohrabi Gilani, & K. Bazri, Investigating the the effects of valley's shape on three dimensional dynamic responses of concrete gravity dams. *Iranian Dam and Hydroelectric Powerplant*. (2021); 8 (29) :64-71 <http://journal.hydropower.org.ir/article-1-373-fa.html> (in Persian)
- [29] M. A. Hariri-Ardebili, S. M. Seyed-Kolbadi, M. R. Kianoush. "FEM-based parametric analysis of a typical gravity dam considering input excitation mechanism." *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. (2016): 22-43. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2016.01.013>
- [30] M. AlemBagheri, M. Seyedkazemi, Numerical modeling of concrete gravity dams using Abaqus, Simaye Denesh Publication, Iran, (2015) (in Persian)
- [31] R. Tarinejad, M. Damadipour, Extended FDD-WT method based on correcting the errors due to non-synchronous sensing of sensors, *Mechanical systems and signal processing*, 72, (2016), 547-566. <https://doi.org/10.1016/j.ymsp.2015.10.032>
- [32] R Tarinejad, S. Pirboudaghi, Dynamic Analysis of Dam-Reservoir Interaction by Euler-Lagrange Approach Using Perfectly Matched Layer (PML) in Radiation Boundary. *Journal of Civil and Environmental Engineering*, (2014); 44.1(74): 13-24. (in Persian)
- [33] M, Ahmadi. A. S. Gharabagi, New method of dynamic interaction analysis of dam and reservoir by Euler-Lagrange method. Book. IIEES. (1993)
- [34] A.K. Chopra, "Earthquake behavior of reservoir-dam systems." *Journal of the Engineering Mechanics Division* 94.6 (1968): 1475-1500. <https://doi.org/10.1061/JMCEA3.0001050>
- [35] M. Pasbani, H. Pirnya, Seismic control of concrete concrete weights by using muscle contraction in the heel. In: 16th Iranian hydraulic conference. (2017). 1-2 (in Persian)
- [36] S. A. Oller, continuous damage model for frictional Persian)
- [20] M. Alembagheri, H. Behzadnasab, Investigation of Seismic Performance of Concrete Gravity Dams using Pushover Analysis, *Modares Civil Engineering Journal*, 19(1) (2019) 53-65 (in Persian)
- [21] F. Kalateh, A. Gamatlo, Investigation of Sediment in the reservoir on Seismic Damage of Concrete Gravity Dam in the Near-Fault and Far-Fault Ground Motions, *Journal of Structural and Construction Engineering*, 7(2), (2020),130-150. DOI:10.22065/JSCE.2018.121313.1488 (in Persian)
- [22] R. Tarinejad, A. Anvarzadeh Maraghi, A. Bour, Dynamic analysis of concrete gravity dam considering Dam-Reservoir Interaction: Case study of Koyna Dam. *Hydrogeology*, 7(1), (2022). 53-68. doi: 10.22034/hydro.2022.12899 (in Persian)
- [23] N. A. N. Zainab, A. M. Andrew, S. Ragunathan, A. S. N. Amirah, W. H. Tan, W. Faridah, C. C. Mah, Performance of Concrete Gravity Dam with Different Height of Dam and Water Level Under Seismic Loadings. In *Intelligent Manufacturing and Mechatronics: Proceedings of SympoSIMM* (pp. 661-672). (2021). Springer Singapore.
- [24] P. N. Biju, G. Joseph, "Influence of Reservoir Level on the Dynamic Behaviour of Concrete Gravity Dam." *Recent Advances in Earthquake Engineering: Select Proceedings of VCDRR Springer Singapore*, (2022).
- [25] M. Haghani, B. N., Neya, M. T., Ahmadi, J. V. Amiri, A new numerical approach in the seismic failure analysis of concrete gravity dams using extended finite element method. *Engineering Failure Analysis*, 132, (2022). 105835. <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2021.105835>
- [26] S. Ya, Eisenträger, S., Qu, Y., Zhang, J., Kuen, T., Song, C. Seismic analysis of post-tensioned concrete gravity dams using scaled boundary finite elements implemented as ABAQUS UEL. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 164, (2023). 107620. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2022.107620>
- [27] U. Akpınar, Y. Arıcı, & B. Binici. Post-earthquake

- Engineering, 25(11) (2005), 857-869. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2005.05.003>.
- [45] S. Zhang, G. Wang, Effects of near-fault and far-fault ground motions on nonlinear dynamic response and seismic damage of concrete gravity dams, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 53 (2013) 217-229. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2013.07.014>.
- [46] J. Lubliner, J. Oliver, S. Oller, E. Oñate, A plastic-damage model for concrete, *International Journal of Solids and Structures*, 25(3) (1989) 299-326. [https://doi.org/10.1016/0020-7683\(89\)90050-4](https://doi.org/10.1016/0020-7683(89)90050-4)
- [47] J. Lee, G.L. Fenves, Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures, *Journal of Engineering Mechanics*, 124(8) (1998) 892-900. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(1998\)124:8\(892\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(1998)124:8(892))
- [48] S. Zhang, G. Wang, W. Sa, Damage evaluation of concrete gravity dams under mainshock–aftershock seismic sequences, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 50 (2013) 16-27. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2013.02.021>.
- [49] A.K. Chopra, P. Chakrabarti, The Koyna earthquake and the damage to Koyna dam, *Bulletin of the Seismological Society of America*, 63(2) (1973) 381-397. <https://doi.org/10.1785/BSSA0630020381>
- [50] L. Mejia, E. Dawson, Earthquake deconvolution for FLAC, in: 4th International FLAC symposium on numerical modeling in geomechanics, Citeseer, (2006), pp. 04-10.
- [51] P.B. Schnabel, SHAKE: A computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites, EERC Report 72-12, University of California, Berkeley, (1972).
- materials, Technical University of Catalonia, Barcelona, Spain, (1988).
- [37] E. Araghizadeh, R. Tabatabaei Mirhosseini, Effect of Tensile Damage Parameter Reducing in Non-linear Analysis of Reinforced Concrete Structures using Concrete Damage Plasticity Method, *Amirkabir Journal of Civil Engineering*, 53(1) (2021) 57-70. DOI:10.22060/CEEJ.2021.19021.7031 (in Persian)
- [38] G.V. Berg, W.C. Das, K.V. Ghokhale, A.V. Setlur, The Koyna, India, Earthquakes, Technical report, (1967). https://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/4_vol3_J2-44.pdf.
- [39] H. Mazighi, M. K. Mihoubi, “Damage of a concrete gravity dam under the effect of the hydrodynamic loads.” *Procedia Structural Integrity* 42 (2022): 1714-1720.
- [40] M. Alembagheri, R. Sheikhzadeh Shayan, Seismic performance evaluation of concrete arch-gravity dams using incremental dynamic analysis, *Modares Civil Engineering journal*, 18(6) (2019), 155-167 (in Persian)
- [41] B. El-Aidi, J.F. Hall, Non-linear earthquake response of concrete gravity dams part 1: modelling, *Earthquake engineering & structural dynamics*, 18(6) (1989), 837-851. <https://doi.org/10.1002/eqe.4290180607>
- [42] A. Niwa, R.W. Clough, Shaking table research on concrete dam models, University of California, Earthquake Engineering Research Center, (1980).
- [43] J. Wilcoski, R.L. Hall, J.B. Gambill, E.E. Matheu, M.R. Chowdhury, Seismic testing of a 1/20 scale model of Koyna dam, ENGINEER RESEARCH AND DEVELOPMENT CENTER CHAMPAIGN IL CONSTRUCTION, (2001).
- [44] Y. Calayir, M. Karaton, A continuum damage concrete model for earthquake analysis of concrete gravity dam–reservoir systems, *Soil Dynamics and Earthquake*

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم

F. Kalateh, M. Kheiry, *Investigating the Performance of Nonlinear Dynamic Analysis mechanisms of the Dam-Reservoir-Foundation System based on the Seismic Damage Level*, *Amirkabir J. Civil Eng.*, 55(10) (2024) 2003-2024.

DOI: 10.22060/ceej.2023.21216.7659

