نشریه علمی پژوهشی سد و نیروگاه برق آبی
سال سوم / شماره دهم / پاییز ۱۳۹۵

Journal of Dam and Hydroelectric PowerPlant
3rd Year / No. 10 / December 2016

بررسی تأثیر رفتار غیرخطی بتن روی نمایش لرزه‌ای سد بتنی قوسی با استفاده از مدل اجزای محدود

مجید پاسبانی خیاوی*[۱]
مرتضی علی قربانی[۲]
پریا احمدی[۳]

[Downloaded from journal.hydropower.org.ir on 2026-11-16]

[DOR: 20.1001.1.23225882.1395.3.10.2.4]

چکیده

در این تحقیق به بررسی اثر رفتار غیرخطی بتن بدنه سد بر روی پاسخ لرزه‌ای سد بتنی دوقوسی پرداخته شده است. برای آنالیز از نرم‌افزار ANSYS استفاده شده که بر پایه روش اجزای محدود است. برای مطالعه موردی، آنالیز لرزه‌ای سد بتنی قوسی ماروپوینت انتخاب شده و تأثیر اندرکنش سد، مخزن و فونداسیون در مدل لحاظ شده است. برای بررسی رفتار لرزه‌ای، مؤلفه‌های زلزله السنترو به مدل اعمال شده است. رفتار بتن بدنه سد برای دو حالت خطی و غیرخطی به‌صورت جداگانه با تحلیل دینامیکی بررسی شده و نتایج مربوط به تغییر مکان تاج سد و تنش‌های اصلی استخراج شده و با هم مقایسه شده‌اند. نتایج حاصل از تحلیل، گویای تأثیر رفتار غیرخطی بتن بدنه سد بر روی پاسخ‌ها بوده، به‌نحوی‌که تغییرات مکانی در حالت رفتار غیرخطی بتن افزایش و تنش‌های اصلی کاهش یافته است. در واقع نتایج نشان می‌دهند که با اعمال رفتار غیرخطی بر بتن بدنه سد، می‌توان از بیشینه ظرفیت سازه استفاده کرد و این امر منجر به افزایش دقت در ملاحظات و ارزیابی‌ها در زمینه رفتارهای خطی و غیرخطی مصالح برای ارائه مدل‌های بهینه خواهد بود.

واژه‌های کلیدی

سد قوسی، تحلیل دینامیکی، رفتار غیرخطی، بتن، اجزای محدود، زلزله.

۱*. دانشیار گروه عمران، دانشکده فنی، دانشگاه محقق اردبیلی pasbani@uma.ac.ir.
۲. استادیار گروه عمران، دانشکده فنی، دانشگاه محقق اردبیلی.
۲. دانشجوی کارشناسی ارشد مهندسی عمران- سازه های هیدرولیکی، دانشگاه محقق اردبیلی.

تاریخ دریافت: ۱۳۹۴/۱۰/۱۱ تاریخ پذیرش: ۱۳۹۵/۰۸/۱۴

مقدمه

سدهای بتنی قوسی جزء سازه‌هایی هستند که ارزیابی مستمر ایمنی آن‌ها اهمیت فراوانی دارد. بااین‌حال به دلیل پیچیدگی ذاتی سدهای بتنی، هنوز هم موارد مبهم زیادی وجود دارد که باید موردتوجه قرار گیرد. بتن دارای رابطه‌ای غیرخطی و پیچیده بین تنش و کرنش است که به میزان و تاریخچه بارگذاری وابسته است. عملکرد صحیح لرزه‌ای یک سازه مستلزم آن است که مقاومت قابل‌دسترسی و ظرفیت‌های تغییر شکل اعضا بیش از نیازهای تحمیل شده به سازه بر اثر زمین‌لرزه باشد. با توجه به رفتار سازه در زمان وقوع زمین لرزه، ارزیابی عملکرد دقیق آن باید توسط تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی منتخب صورت گیرد. با ورود سازه به حیطه رفتار غیرخطی تحت اثر زلزله، جابه‌جایی‌ها نسبت به نیروها توصیف بهتری از پاسخ سازه ارائه می‌دهند. اثرات مصالح در رفتار غیرخطی سدهای بتنی قوسی یکی از مسائل مورد توجه پژوهشگران بوده و تحقیقاتی در این زمینه انجام شده است (میرزا بزرگ و همکاران (۲۰۰۵)، حریری و همکاران (۲۰۱۲))، اما در این پژوهش‌ها توجه چندانی به رفتار غیرخطی بتن بدنه سد نشده است. دلیل اهمیت بررسی رفتار غیرخطی مصالح و سازه‌ها این است که در زلزله‌های شدید، اکثر سازه‌ها وارد ناحیه غیرخطی می‌شوند، به همین دلیل برای اقتصادی شدن طرح می‌توان از ظرفیت کل سازه استفاده کرد، استفاده از ظرفیت پلاستیک تنها برای اقتصادی شدن طرح نیست، بلکه دلایل مهم‌تری نیز دخیل‌اند که یکی از این موارد جذب بالای انرژی زلزله است. به عبارتی رفتار غیرخطی باعث می‌شود تا میرایی در سازه افزایش یابد. این امر خود باعث میرا شدن انرژی زلزله در طی زمین‌لرزه شده، از رفتار صلب سازه جلوگیری می‌کند و از بیشینه ظرفیت سازه استفاده می‌شود (تابش‌پور، ۱۳۹۰). لذا در مطالعاتی نیز رفتار غیرخطی مصالح مورد بررسی قرار گرفته است (محمودی و همکاران، ۲۰۱۶). ازاین‌رو، در این پژوهش سعی شده است تأثیر مصالح بدنه سد در رفتار غیرخطی سدهای بتنی قوسی مورد بررسی قرار گیرد. به دلیل این‌که سدهای بتنی برای مقاومت در مقابل بارهای اولیه، نظیر گرانش و هیدرواستاتیک، طراحی شده‌اند، تنش-های کششی ناشی از چنین بارهای استاتیک کمینه است و یا وجود ندارد. علاوه بر این در معیارهای طراحی موجود برای بارهای ایستا، تنش فشاری محاسبه شده بسیار کم‌تر از مقاومت فشاری بتن است. بااین‌حال زلزله می‌تواند تنش‌های بزرگی، هم از نوع فشاری و هم از نوع کششی را به علت ترکیب تنش استاتیک و دینامیک و امکان تجاوز از محدوده پاسخ‌های خطی بتن فراهم آورد (پاسبانی خیاوی و همکاران (۲۰۰۹) و کلانی و همکاران (۲۰۱۳)).

ازجمله سازه‌هایی که تأثیر رفتار مصالح بتن روی آن‌ها کم‌تر توسط محققین مورد بررسی قرار گرفته است (لطفی، ۱۹۹۶)، سدهای بتنی دو قوسی هستند که در این تحقیق به این مهم، با در نظر گرفتن اثرات اندرکنش پرداخته می‌شود. تمامی دامنه‌های مؤثر بر رفتار لرزه‌ای سد در مدل‌سازی نیز در نظر گرفته می‌شود. برای جلوگیری از انعکاس امواج در مرزهای سنگ پی، مطابق معمول تحلیل دینامیکی سدهای بتنی، از مدل بدون جرم برای سنگ پی استفاده شده است؛ به‌عبارت‌دیگر، صرفاً انعطاف‌پذیری پی مدنظر است. لازم به ذکر است که در مدل‌سازی مخزن، آب سد، تراکم‌پذیر فرض شده است (*FERC*[1]، ۱۹۹۹).

مطابق با پژوهش‌های برخی محققان که برای مطالعه رفتار غیرخطی مصالح بتن از نرم‌افزارهای اجزای محدود از جمله *ANSYS* بهره برده‌اند (پاسبانی خیاوی و همکاران (۲۰۰۹) و چنگ و همکاران[2] (۲۰۱۶)) و نیز با توجه به کارایی‌های مفید این نرم‌افزار، در این مطالعه از نرم‌افزار اجزای محدود *ANSYS* برای مدل‌سازی عددی معادلات حاکم استفاده شده است. به کمک این نرم‌افزار سد بتنی دو قوسی ماروپوینت به‌عنوان مدل نمونه، آنالیز گردیده و تأثیر رفتار غیرخطی مصالح بدنه سد بر روی پاسخ سازه، مورد بررسی قرار گرفته است.

مواد و روش‌ها

معادلات حاکم

فرمول‌بندی مسئله با توجه به ملاحظات سازه‌ای و هیدرودینامیکی انجام می‌پذیرد. در این تحقیق سیال داخل مخزن سد، به‌صورت غیر لزج، تراکم‌ناپذیر و با تغییر مکان‌های کوچک فرض می‌شود. فونداسیون به‌صورت جامد پلاستیک با رفتار خطی مصالح و بدنه‌ی سد نیز به‌صورت جامد پلاستیک با رفتار خطی و غیرخطی در نظر گرفته شده است.

[1] Federal Energy Regulatory Commission

[2] Cheng

[Downloaded from journal.hydropower.org.ir on 2026-11-16]

[DOR: 20.1001.1.23225882.1395.3.10.2.4]

مدل‌سازی دامنه سد

برای نوشتن معادله حاکم بر رفتار سد، با در نظر گرفتن تعریف کامل اندرکنش سازه و سیال، بار ناشی از فشار هیدرودینامیکی سیال در محل تماس سازه و سیال، به معادلات سازه یا همان معادله حرکت افزوده می‌شود.

$$M\ddot{U} + C\dot{U} + KU = M\ddot{U}_g + F^{Pr} \quad (۱)$$

در رابطه بالا، M، C و K به ترتیب ماتریس‌های جرم، میرایی و سختی سازه هستند. U و $\ddot{U}_g$ به ترتیب بردارهای تغییر مکان نسبی و شتاب زمین و F^{Pr} بار فشاری وارده از سیال بر سد در محل تماس است.

مدل‌سازی دامنه مخزن

معادله مربوط به دینامیک سازه برای مسائلی که دارای اندرکنش سازه-سیال هستند، همراه با معادلات ناویر-استوکس اندازه حرکت و پیوستگی سیال، استفاده می‌گردد. این معادلات با فرضیاتی شامل غیر لزج بودن و تراکم‌پذیری سیال داخل مخزن و تغییر مکان‌های کوچک به معادله موج منتهی می‌شوند. برای تشکیل ماتریس اندرکنش، فشار اعمالی از سیال بر سازه در محل تماس در نظر گرفته می‌شود (احمدی و همکاران (۱۳۷۲) و چوپرا (۱۹۶۸)).

$$\frac{1}{C^2}\frac{\partial^2 P}{\partial t^2} - \nabla^2 P = 0 \quad (۲)$$

در رابطه بالا P= فشار هیدرودینامیکی، t= زمان و C= سرعت امواج صوتی در سیال که از رابطه (۳) محاسبه می‌شود:

$$C = \sqrt{\frac{K}{\rho_0}} \quad (۳)$$

که در آن K مدول سختی سیال و ρ_0 جرم مخصوص سیال است.

شرایط مرزی

برای سطح آزاد مخزن، از اثرات امواج سطحی صرف‌نظر می‌شود، بنابراین:

$$P = 0 \quad (۴)$$

شرط مرزی اندرکنش اعمالی در محل تماس مخزن با سد و فونداسیون به شکل زیر است:

$$\rho\vec{a}_{ns} = -\frac{\partial P}{\partial n} \quad (۵)$$

که در آن n بردار واحد عمود بر سطح سد یا فونداسیون و به سمت داخل سیال است و $\vec{a}_{ns}$ بردار شتاب سد یا فونداسیون در مرز مشترک با مخزن است.

برای مخزن از شرط مرزی استهلاک سامرفلد استفاده می‌شود:

$$\frac{\partial P}{\partial x} = -\frac{1}{C}\frac{\partial P}{\partial t} \quad (۶)$$

که C= سرعت انتشار امواج.

فرمول‌بندی اجزای محدود معادلات حاکم

معادلات حاکم بر سیستم سد- مخزن- فونداسیون با استفاده از روش اجزای محدود به‌صورت ماتریسی بسط داده می‌شود. به کمک فرمول‌بندی با استفاده از اجزای محدود معادله دینامیکی گسسته‌سازی شده سیستم سد منتج می‌شود. ماتریس‌های عناصر مخزن نیز با گسسته‌سازی معادله موج استخراج می‌شود. برای اعمال اثرات اندرکنش لازم است بار فشاری اعمال شده از طرف سیال بر روی سازه به فرمول‌بندی اضافه شود. بسط مشتقات مرتبه اول و دوم تغییر مکان به‌عنوان سرعت و شتاب برای استخراج ماتریس‌ها به کار می‌رود.

مدل اجزای محدود سیال

معادله (۲) شامل فشار سیال و مؤلفه‌های تغییر مکان سازه است که شامل پارامترهای مجهول برای تحلیل است. توابع شکل تقریب اجزای محدود برای متغیرهای فشار و تغییر مکان در زیر آورده شده است:

$$P = \{N_f\}^T\{P_e\} \quad (۷)$$

$$u = \{N\}^T\{u_e\} \quad (۸)$$

که $\{N_f\}$= تابع شکل عنصر برای فشار، $\{N\}$= تابع شکل عنصر برای تغییر مکان‌ها، $\{P_e\}$= بردار فشار گرهی و $\{u_e\}$= بردار تغییر مکان‌های گرهی. از روابط بالا مشتق دوم زمانی متغیرها و تغییرات فشار به شکل زیر نوشته می‌شود:

$$\frac{\partial^2 P}{\partial t^2} = \{N_f\}^T\{\ddot{P}_e\} \quad (۹)$$

$$\frac{\partial^2}{\partial t^2}\{u\} = \{N\}^T\{\ddot{u}_e\} \quad (۱۰)$$

$$\delta P = \{N_f\}^T\{\delta P_e\} \quad (۱۱)$$

با اعمال عملگر $\{L\}$ روی توابع شکل عنصر داریم:

$$[B] = \{L\}\{N_f\}^T \quad (۱۲)$$

[Downloaded from journal.hydropower.org.ir on 2026-11-16]

[DOR: 20.1001.1.23225882.1395.3.10.2.4]

پس‌ازآن با استفاده از روابط (۱) و (۷) تا (۱۲) و اعمال شرایط مرزی، معادله موج در فرم اجزای محدود، به شکل زیر استخراج می‌شود:

$$\int_V \frac{1}{C^2}\{\delta P_e\}^T \{N_f\}\{N_f\}^T dV \{\ddot{P}_e\} + \int_V \{\delta P_e\}^T \{B\}^T [B] dV \{P_e\} + \int_S \rho_0 \{\delta P_e\}^T \{N_f\}\{n\}^T [N] dS \{\ddot{u}_g\} = 0 \quad (۱۳)$$

که $\{n\}$ عمود بر مرزهای سیال است. $\{\delta P_e\}$ پارامتری اختیاری است که نشان‌دهنده تغییرات فشار گرهی است و می‌توان از آن صرف‌نظر کرد. هم‌چنین جملاتی که روی عنصر تغییر نمی‌کنند را می‌توان بیرون انتگرال قرار داد، پس می‌توان نوشت:

$$\frac{1}{C^2}\int_V \{N_f\}\{N_f\}^T dV \{\ddot{P}_e\} + \int_V \{B\}^T [B] dV \{P_e\} + \rho_0 \int_S \{N_f\}\{n\}^T [N] dS \{\ddot{u}_e\} = 0 \quad (۱۴)$$

با بازنویسی رابطه قبل به شکل ماتریسی، می‌توان معادله موج را در حالت گسسته به شکل زیر نوشت:

$$[M_e^P]\{\ddot{P}_e\} + [K_e^P]\{P_e\} + \rho_0 [R_e]^T \{\ddot{u}_g\} = 0 \quad (۱۵)$$

که در آن $[M_e^P]$، $[K_e^P]$ و $\rho_0[R_e]^T$ به ترتیب ماتریس‌های جرم سیال، سختی سیال و جرم مربوط به اندرکنش سازه و سیال است که از روابط زیر محاسبه می‌شوند:

$$[M_e^P] = \frac{1}{C^2}\int_V \{N_f\}\{N_f\}^T dV \quad (۱۶)$$

$$[K_e^P] = \int_V \{B\}^T [B] dV \quad (۱۷)$$

$$\rho_0 [R_e]^T = \rho_0 \int_S \{N_f\}\{n\}^T [N] dS \quad (۱۸)$$

مدل اجزای محدود سد

برای دامنه سد، معادله اجزای محدود به شکل زیر است:

$$[M_e]\{\ddot{u}_e\} + [C_e]\{\dot{u}_e\} + [K_e]\{u_e\} = \{F_e\} + \{F_e^{\Pr}\} \quad (۱۹)$$

که $\{F_e^{\Pr}\}$ بردار بار فشاری از طرف سیال است و با انتگرال‌گیری در محل تماس به دست می‌آید:

$$\{F_e^{\Pr}\} = \int_S \{N\} P \{n\} dS \quad (۲۰)$$

که $\{N\}$ و $\{n\}$ به ترتیب توابع درون‌یابی برای گسسته‌سازی مؤلفه‌های تغییر مکان و بردار نرمال در محل تماس هستند.

$$\{F_e^{\Pr}\} = \int_S \{N\}\{N_f\}^T \{n\} dS \{P_e\} \quad (۲۱)$$

یا

$$\{F_e^{\Pr}\} = [\mathrm{Re}]\{P_e\} \quad (۲۲)$$

که در آن:

$$[R_e]^T = \int_S \{N\}\{N_f\}^T \{n\} dS \quad (۲۳)$$

حال می‌توان معادله اجزای محدود سازه را با جایگزینی معادله (۲۰) در معادله (۱۹) به دست آورد:

$$[M_e]\{\ddot{u}_e\} + [C_e]\{\dot{u}_e\} + [K_e]\{u_e\} - [\mathrm{Re}]\{P_e\} = \{F_e\} \quad (۲۴)$$

با حل هم‌زمان یا با استفاده از روش تکراری سعی و خطا برای دو معادله (۱۵) و (۲۴) می‌توان نتایج موردنظر را برای سیستم استخراج نمود.

مدل غیرخطی مصالح

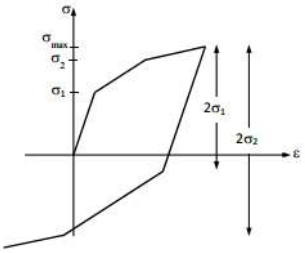
آنالیز غیرخطی مادی به حالتی اطلاق می‌شود که با رسیدن به یک سطح معلوم تنش، کرنش برگشت‌ناپذیر می‌شود. در صورت فراتر رفتن تنش معادل محاسبه شده در حل الاستیک از تنش تسلیم، کرنش پلاستیک ظاهر خواهد شد. در این حالت، کرنش پلاستیک مقدار تنش را طوری کاهش می‌دهد که معیار تسلیم همواره ارضا شود. کرنش پلاستیک در این حالت به‌طور مستقل از زمان متحول می‌شود و به مقدار تنش و تاریخچه تنش بستگی دارد. تحلیل پلاستیک دارای سه رکن است: منحنی تنش-کرنش و معیار تسلیم، قانون جریان و

[Downloaded from journal.hydropower.org.ir on 2026-11-16]
[DOR: 20.1001.1.23225882.1395.3.10.2.4]

قانون سخت‌شوندگی (چن[1]، ۱۹۸۲). معیار تسلیم در بارگذاری چند محوره تنش، بیان‌گر تابعی از تنش‌های اصلی است که معرف سطح تسلیم است:

$$\sigma_e = f[\{\sigma\}] \qquad (۲۵)$$

به این مفهوم که هرگاه تنش معادل σ_e به تنش تسلیم برسد، ماده جاری خواهد شد.

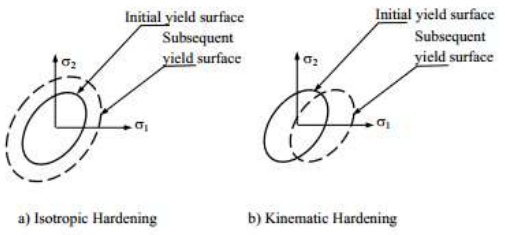


شکل (۱): رفتار تنش-کرنش

قانون جریان معرف مقدار و جهت تغییرات کرنش پلاستیک بوده و به‌صورت زیر ارائه می‌شود:

$$\{d\varepsilon^{pl}\} = \lambda \left\{\frac{\partial Q}{\partial \sigma}\right\} \qquad (۲۶)$$

λ= ضریب پلاستیک و Q= تابع پتانسیل پلاستیک معرف جهت کرنش پلاستیک. درصورتی‌که تابع پتانسیل پلاستیک، سطح تسلیم انتخاب شود، قانون جریان از نوع مرتبط بوده که در این حالت جهت کرنش پلاستیک همواره در جهت عمود به سطح تسلیم است. قانون سخت‌شوندگی نیز در حقیقت معرف تحول سطح تسلیم با افزایش کرنش پلاستیک است. در این حالت با افزایش کرنش پلاستیک معادله تسلیم باید ارضا شود. دو قانون برای سخت‌شوندگی موجود است: سخت‌شوندگی همسانگرد و جنبشی. در قانون سخت‌شوندگی جنبشی سطح تسلیم با افزایش کرنش پلاستیک بدون تغییر حجم در فضای تنش‌های اصلی جابه‌جا می‌شود. در حالتی که در سخت-شوندگی همسانگرد سطح تسلیم بدون جابه‌جایی تغییر حجم می‌دهد. شکل (۲) نمونه‌ای از تغییرات سطح تسلیم را بر اساس این دو قانون نشان می‌دهد.



شکل (۲): تحول سطوح تسلیم برای حالات سخت‌شوندگی ایزوتروپیک و جنبشی

قانون سخت‌شوندگی تعیین می‌کند که معیار تسلیم بر اساس سخت‌شوندگی همسانگرد و یا جنبشی متحول شود:

$$F[\{\sigma\}, k, \{\alpha\}] = 0 \qquad (۲۷)$$

K= کار الاستیک و $\{\alpha\}$= انتقال سطح تسلیم. کار پلاستیک مجموع کل کار پلاستیک انجام‌شده در کل پروسه بارگذاری است و C پارامتر مادی است. با استفاده از روابط فوق می‌توان نوشت (راهنمای *ANSYS*[2]، نسخه ۱۲):

$$k = \int \{\sigma\}^T [M]\{d\varepsilon^{pl}\} \qquad (۲۸)$$

$$\{\alpha\} = \int C\{d\varepsilon^{pl}\} \qquad (۲۹)$$

$$dF = \left\{\frac{\partial F}{\partial \sigma}\right\}^T [M]\{d\sigma\} + \frac{\partial F}{\partial \alpha} dk + \left\{\frac{\partial F}{\partial \alpha}\right\}^T [M]\{d\alpha\} = 0 \qquad (۳۰)$$

با جاگذاری روابط (۲۸) و (۲۹) در رابطه (۳۰) داریم:

$$\left\{\frac{\partial F}{\partial \sigma}\right\}^T [M]\{d\sigma\} + \frac{\partial F}{\partial \alpha}\{\sigma\}^T[M]\{d\varepsilon^{pl}\} + C\left\{\frac{\partial F}{\partial \alpha}\right\}^T [M]\{d\varepsilon^{pl}\} = 0 \qquad (۳۱)$$

$$\{d\sigma\} = [D]\{d\varepsilon^{pl}\} \qquad (۳۲)$$

$$dk = \{\sigma\}^T[M]\{d\varepsilon^{pl}\} \qquad (۳۳)$$

$$\{d\varepsilon^{el}\} = \{d\varepsilon\} - \{d\varepsilon^{pl}\} \qquad (۳۴)$$

$$\{d\alpha\} = C\{d\varepsilon^{pl}\} \qquad (۳۵)$$

$$Mij = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2 \end{bmatrix} \qquad (۳۶)$$

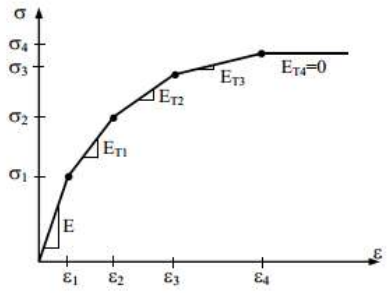
[1] Chen
[2] Ansys 11 Help Manual

[Downloaded from journal.hydropower.org.ir on 2026-11-16]
[DOR: 20.1001.1.23225882.1395.3.10.2.4]

$$\lambda = \frac{\left\{\frac{\partial F}{\partial \sigma}\right\}^T [M][D]\{d\varepsilon\}}{-\left\{\frac{\partial F}{\partial k}\right\}\{\sigma\}^T[M]\left\{\frac{\partial Q}{\partial \sigma}\right\} - C\left\{\frac{\partial F}{\partial \alpha}\right\}[M]\left\{\frac{\partial Q}{\partial \sigma}\right\} + \left\{\frac{\partial F}{\partial \sigma}\right\}^T [M][D]\left\{\frac{\partial Q}{\partial \sigma}\right\}} \quad (۳۷)$$

که λ= ضریب پلاستیک و $[D]$= ماتریس تنش-کرنش.

یکی از متداول‌ترین مدل‌ها برای منحنی تنش-کرنش، مدل سخت‌شوندگی جنبشی چندخطی است. این مدل اثر بوشینگر [1] را در نظر می‌گیرد. رفتار مادی با فرض تشکیل شدن از قسمت‌های متفاوتی (پاره‌خط‌های به‌هم‌پیوسته ولی با شیب متفاوت) در نظر گرفته می‌شود که همگی تحت یک کرنش کل مطابق شکل (۳) تعریف می‌شوند، اما هر قسمت مقاومت تسلیم و شیب پس از تسلیم مربوط به خود را دارد. در این حالت موارد زیر صورت می‌گیرد:



شکل (۳): رفتار تنش-کرنش فشاری تک‌محوره برای مدل سخت‌شوندگی جنبشی چندخطی

الف) مقاومت تسلیم هر قسمت محاسبه می‌شود.

ب) نمو کرنش پلاستیک برای هر قسمت محاسبه می‌شود.

ج) با محاسبه فاکتور وزنی محاسبه شده در مرحله اول، نمو کرنش پلاستیک هر قسمت محاسبه شده تا نمو کل کرنش پلاستیک محاسبه شود.

د) کرنش پلاستیک احیا شده و کرنش الاستیک محاسبه خواهد شد.

$$W_k = \frac{E - E_{TK}}{E\frac{1-2\vartheta}{3}E_{TK}} - \sum_{i=1}^{k-1} W_i \quad (۳۸)$$

W_k= فاکتور وزنی برای قسمت k ام، E_{TK}= شیب قسمت k ام منحنی تنش-کرنش، $\sum_{i=1}^{k-1} W_i$= مجموع فاکتورهای وزنی محاسبه شده قبلی.

$$\sigma_{yk} = \frac{1}{2(1+\vartheta)}(3E\varepsilon_k - (1-2\vartheta)\sigma_k) \quad (۳۹)$$

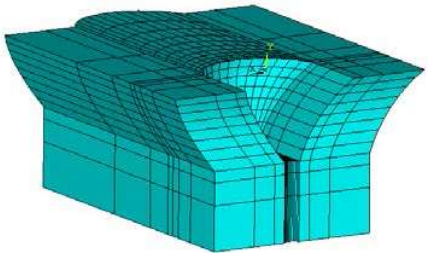
که σ_k و ε_k نقاط شکست در منحنی تنش-کرنش است. بر طبق قانون جریان و معیار تسلیم مایزز نمو کرنش پلاستیک هر قسمت محاسبه خواهد شد. روش محاسبه بر اساس فرمول زیر است:

$$\left\{\Delta\varepsilon^{pl}\right\} = \sum_{i=1}^{N_{sv}} W_i\left\{\Delta\varepsilon_i^{pl}\right\} \quad (۴۰)$$

در این تحقیق از مدل رفتاری غیرخطی سخت‌شوندگی جنبشی چندخطی در حالت سه‌بعدی بهره گرفته شده است.

نتایج

آنالیز لرزه‌ای سد بتنی قوسی با استفاده از نرم‌افزار ANSYS که بر پایه روش اجزای محدود است، صورت گرفته است. نرم‌افزار موردنظر قابلیت آنالیز لرزه‌ای با در نظر گرفتن اثرات اندرکنش مخزن و پی و هندسه نامنظم دامنه‌ها را دارد. برای انتگرال‌گیری عددی روش نیومارک با پارامترهای $\beta = 0.25$ و $\gamma = 0.5$ و گام زمانی $\Delta t = 0.02\ Sec$ استفاده شده است. برای مدل نمونه به‌منظور آنالیز دینامیکی سد ماروپوینت با ارتفاع ۱۴۳ متر در نظر گرفته شده است. از عناصر Solid45 و Fluid30 برای گسسته‌سازی مدل عناصر جامد و سیال استفاده شده است که به ترتیب عنصری سه‌بعدی مناسب برای هندسه‌های خمیده قسمت جامد و نمایش خاصیت تراکم-پذیری سیال در مدل مخزن هستند. گسسته‌سازی اجزای محدود مدل در شکل (۴) و مشخصات مصالح در جدول (۱) آورده شده است.



شکل (۴): هندسه مدل سد ماروپوینت و گسسته سازی اجزای محدود

جدول (۱): مشخصات مصالح سیستم

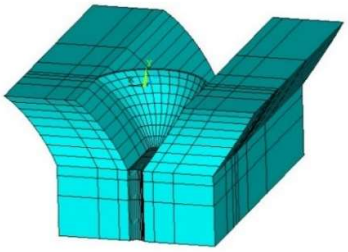
دامنه	سد	فونداسیون
وزن حجمی (N/m^3)	۲۴۸۰۰	۲۶۴۳۰
مدول الاستیسیته (GPa)	۲۷,۵	۲۲
ضریب پواسون	۰/۲	۰/۲

[1] Bauschinger (Kinematic Hardening) Effect

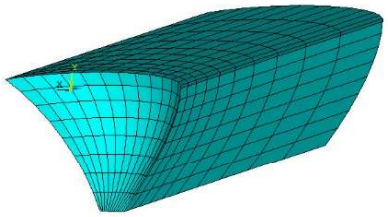
[Downloaded from journal.hydropower.org.ir on 2026-11-16]

[DOR: 20.1001.1.23225882.1395.3.10.2.4]

مدل اجزای محدود سد، مخزن و فونداسیون، در شکل‌های (۵) و (۶) نشان داده شده است.

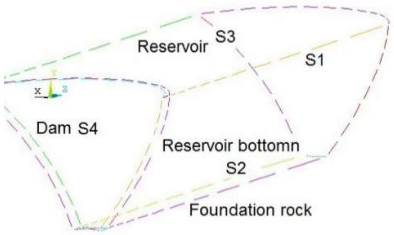


شکل (۵): مدل اجزای محدود سد- فونداسیون



شکل (۶): مدل اجزای محدود مخزن

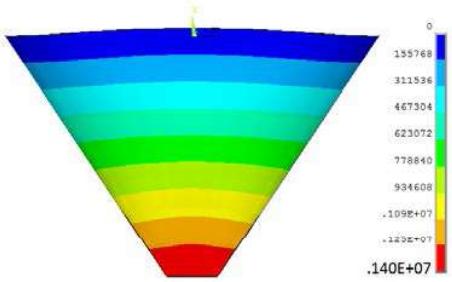
برای مش‌بندی بدنه سد و هم‌چنین فونداسیون آن از المان Solid45 که ۸ گرهی است و در هر گره سه درجه آزادی انتقالی دارد، استفاده شده است. برای مدل‌سازی مخزن از المان‌های مکعبی Fluid30 استفاده می‌شود که ۸ گرهی بوده و دارای سه درجه آزادی انتقال و یک درجه آزادی فشار در هر گره هستند. تعداد المان‌های هشت گرهی در بدنه سد ۱۳۴، در فونداسیون ۷۳۴ و در مخزن تعداد المان سیال ۸۷۵ است.



شکل (۷): سد بتنی با مخزن و شرایط مرزی چهارگانه

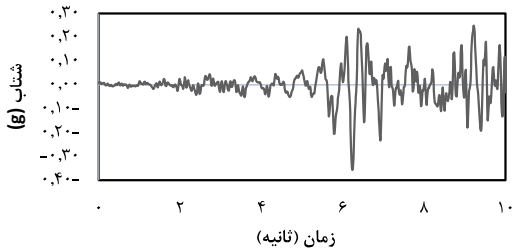
مطابق با شکل (۷) از شرایط حاکم در مرزهای S_1 تا S_4 در مدل استفاده شده است. برای شرط مرزی S1 در مرز قطع شده مخزن از شرط مرزی سامرفلد استفاده می‌شود (این شرط برای جذب کامل موج هیدرودینامیک لحاظ شده است). هم‌چنین شرط مرزی سطح آزاد مخزن (S_3) به شکل $P=0$ بیان می‌گردد (صرف نظر کردن از فشار سطحی). در کف مخزن (S_2) و در مرز بین سد و مخزن (S_4) از شرط مرزی اندرکنش بین جامد و سیال استفاده می شود.

در ابتدا راستی‌آزمایی دقت مدل با توجه به شبکه‌بندی و شرایط مرزی اعمالی به مدل، مورد بررسی قرار می‌گیرد. بدین منظور مدل به‌صورت استاتیکی تحلیل شده و کانتور توزیع فشار در مخزن به‌صورت شکل (۸) استخراج شده است.



شکل (۸): توزیع فشار هیدرواستاتیکی در بدنه سد قوسی

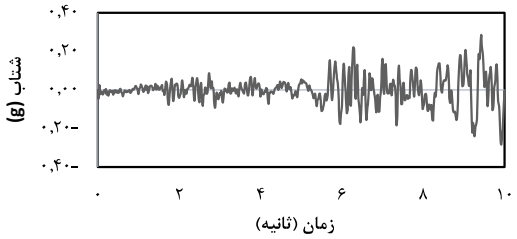
با توجه به شکل ۸ پیداست که توزیع فشار روندی خطی دارد. مقایسه‌ی رابطه‌ی ρgh (ارتفاع مخزن معادل ۱۴۳متر) و فشار به‌دست آمده از نرم افزار (معادل ۱۴۰۲۸۳۰ پاسکال)، نشان می دهد که مدل اجزای محدود از دقت خوبی برخوردار است. در ادامه برای انجام آنالیز لرزه‌ای و بررسی اثر رفتار غیرخطی مصالح، شتاب‌نگاشت‌های زلزله السنترو که در سال ۱۹۴۰ رخ داد، انتخاب شده است. شکل‌های (۹) تا (۱۱) مؤلفه‌های شمال- جنوب، شرق- غرب، قائم زمین‌لرزه السنترو را نمایش می‌دهند.



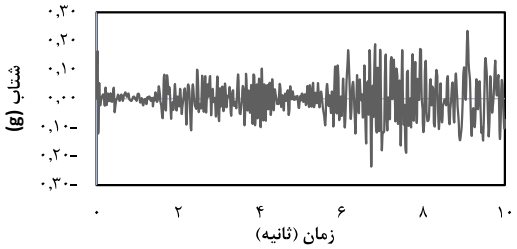
شکل (۹): مؤلفه شرق-غرب زمین‌لرزه السنترو

[Downloaded from journal.hydropower.org.ir on 2026-11-16]

[DOR: 20.1001.1.23225882.1395.3.10.2.4]

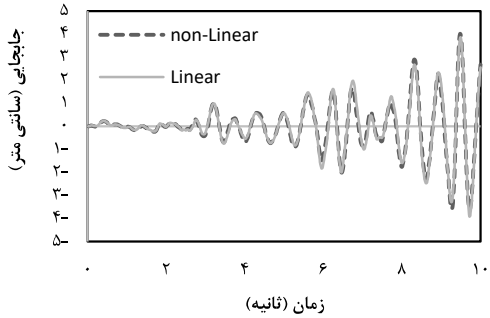


شکل (۱۰): مؤلفه شمال-جنوب زمین‌لرزه السنترو

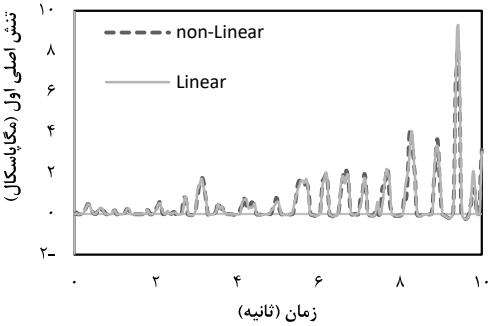


شکل (۱۱): مؤلفه قائم زمین‌لرزه السنترو

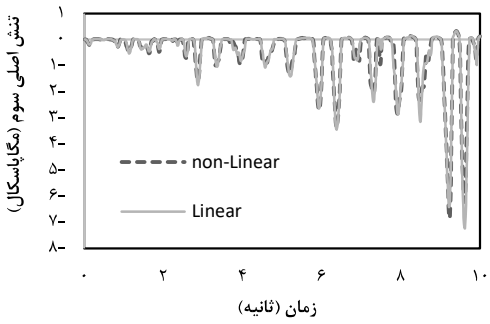
مدل موردنظر برای دو حالت رفتار خطی و غیرخطی بتن مورد تحلیل قرار گرفته و نتایج حاصل، برای دو حالت، به‌صورت تاریخچه زمانی ارائه شده است. برای این منظور مطابق روند تحلیل‌های تاریخچه زمانی از نقاط بحرانی جابه‌جایی و تنش های کششی و فشاری ماکزیمم استفاده شده است (*FERC*[1] (۱۹۹۹)). شکل‌های (۱۲) تا (۱۴) نتایج مربوط به تغییر مکان نقطه میانی تاج سد در امتداد مخزن و بیشینه مقدار تنش‌های اصلی در بدنه‌ی سد را برای دو حالت نشان می‌دهند.



شکل (۱۲): مقایسه تاریخچه‌ی زمانی تغییر مکان تاج سد در امتداد مخزن برای دو حالت رفتار بتن بدنه سد



شکل (۱۳): مقایسه تاریخچه‌ی زمانی تنش اصلی کششی برای دو حالت رفتار بتن بدنه سد



شکل (۱۴): مقایسه تاریخچه‌ی زمانی تنش اصلی فشاری برای دو حالت رفتار بتن بدنه سد

مقادیر عددی پاسخ‌ها به‌صورت عددی، برای بررسی دقیق‌تر تفاوت رفتار خطی و غیرخطی بتن بدنه سد دو قوسی، ارائه شده است.

جدول (۲): مقادیر عددی و درصد افزایش پاسخ‌های بیشینه برای هر دو حالت رفتار بتن بدنه سد

رفتار بتن بدنه سد	بیشینه تغییر مکان سد (cm)	تنش کششی اصلی (MPa)	تنش فشاری اصلی (MPa)
خطی	۳/۸۵	۹/۳۱	-۷/۲۳
غیرخطی	۴/۰۱	۸/۱۵	-۶/۸۳
درصد تغییر پاسخ‌ها	۴/۱۶ (افزایش)	۱۲/۴۵ (کاهش)	۵/۵۳ (کاهش)

با توجه به نتایج به‌دست‌آمده می‌توان گفت که اعمال رفتار غیرخطی بتن بدنه سد به همراه زلزله اعمالی السنترو بر روی سیستم سد، مخزن و فونداسیون، پاسخ لرزه‌ای تنش‌های اصلی را کاهش می‌دهد که این میزان چشم‌گیر است. با توجه به این که میزان تنش‌های به وجود آمده در بدنه سدهای قوسی یکی

[1] Federal Energy Regulatory Commission

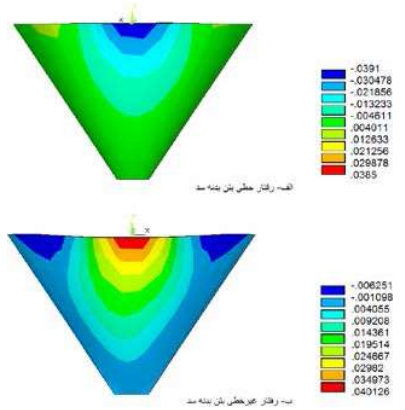
[Downloaded from journal.hydropower.org.ir on 2026-11-16]

[DOR: 20.1001.1.23225882.1395.3.10.2.4]

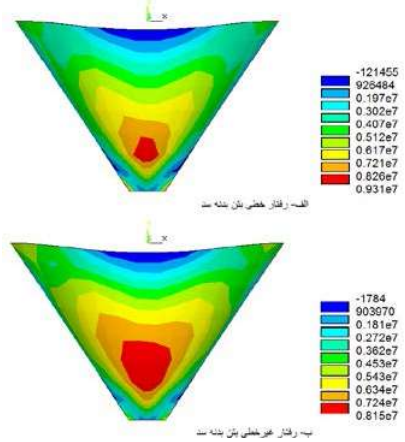
از معیارهای مهم در طراحی است، برای طراحی ایمن و اقتصادی، لازم است به اثرات رفتار غیرخطی مواد توجه شود. با دقت در نمودار تاریخچه زمانی شـــکل (۱۲) و جدول (۲)، پیداست که تغییر مکان تاج سد در امتداد مخزن، برای حالت غیرخطی بیش‌تر از حالت خطی اســـت. این نتیجه کاملاً منطقی است. در بارگذاری حالت دینامیکی برای سازه، مقدار شـــتاب زلزله در لحظه‌های آغازین زلزله کم بوده، به‌طوری‌که سازه هنوز وارد رفتار غیرخطی نشده و رفتاری مشابه رفتار الاستیک دارد. بعد از رخداد بیشینه شتاب زلزله، سازه تسلیم و وارد مرحله غیرخطی می‌شـود، یعنی برای المان مصـالح، با افزایش بســـیار اندکی در تنش و کاهش ســـختی، طول پلاستیک زیاد شده و جاری می‌شود. از طرفی نیز باید به این نکته توجه کرد که بارگذاری زلزله به‌صـــورت پوش نبوده و سیکلی است، درنتیجه این عامل باعث می‌شود نیروهای زلزله تقلیل می‌یابد و این عوامل خود دلیلی اســـت بر این مهم که رفتار غیرخطی در طراحی و ارزیابی ها به مراتب بیش‌تر موردتوجه قرار گیرد.

با توجه به نمودارهای تاریخچه زمانی در شکل های (۱۳) و (۱۴)، برای تنش‌های اصلی نیز، می‌توان گفت که پاسخ‌های حالت خطی از حالت غیرخطی بیش‌تر است. با تفکر در نمودار تنش و کرنش برای هر دو حالت خطی و غیرخطی مصالح بتن، پیداست که برای حالت خطی نمودار خطی بوده و در این ناحیه، با افزایش تنش، کرنش نیز افزایش می‌یابد، اما با ورود به ناحیه غیرخطی، بعد از تسلیم، با افزایش نیرو تنش بیش‌تر نمی‌شود، بلکه این افزایش باعث جاری شدن می‌شود.

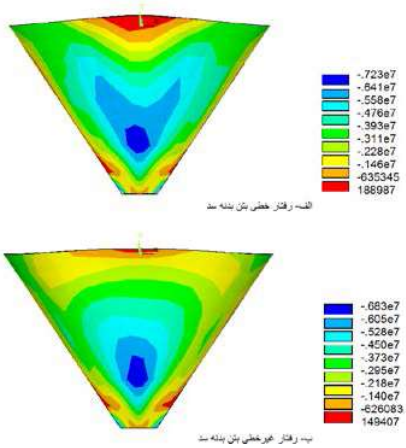
در ادامه برای درک بهتر اثرات رفتار غیرخطی بر تحلیل لرزه ای، کانتور توزیع تنش‌های اصلی و تغییر مکان به وجود آمده در بدنه سد برحسب پاسکال برای بحرانی‌ترین حالات، در شـــکل‌های (۱۵) تا (۱۷) ارائه شـــده اســـت. با مقایســـه کانتورهای توزیع تنش برای دو حالت، می‌توان به کاهش تنش‌های اصلی و محل وقوع بیشینه آن‌ها پی برد. کانتورهای توزیع تنش هر دو حالت، گویای کاهش ناحیه تمرکز تنش در حالت غیرخطی اســـت و نکته قابل‌توجه محل تمرکز تنش بیشینه برای تنش‌های اصلی است که واقع در بدنه سد است.



شکل (۱۵): کانتور تغییر مکان تاج سد در امتداد مخزن برای حالت رفتار خطی و غیرخطی مصالح بدنه سد (پاسکال)



شکل (۱۶): کانتور توزیع تنش اصلی کششی برای حالت رفتار خطی و غیرخطی مصالح بدنه سد (پاسکال)



شکل (۱۷): کانتور توزیع تنش اصلی فشاری برای حالت رفتار خطی و غیرخطی مصالح بدنه سد (پاسکال)

نتیجه‌گیری

در این تحقیق به تأثیر رفتار غیرخطی مصالح بدنه سد بر پاسخ لرزه‌ای سد دو قوسی با در نظر گرفتن اثرات اندرکنش پرداخته شد. برای بررسی این مهم، از مدلی که با استفاده از روش

[Downloaded from journal.hydropower.org.ir on 2026-11-16]
[DOR: 20.1001.1.23225882.1395.3.10.2.4]

اجزای محدود تهیه شده، استفاده گردیده و نتایج پاسخ‌ها برای دو حالت رفتار خطی و غیرخطی مصالح بدنه سد مقایسه شده است. مدل موردنظر با اعمال زلزله السنترو مورد تحلیل قرار گرفته است. با توجه به کانتورهای تغییر مکان تاج سد در راستای مخزن، تغییر مکان محدود نقطه‌ی شاخص سد همچون تاج سد، نشان‌دهنده‌ی پایداری سازه است. نتایج بیان‌گر کاهش پاسخ تنش‌ها و افزایش تغییر مکان‌ها در حالت رفتار غیرخطی بتن است. در خاتمه می‌توان نتیجه گرفت که با اعمال رفتار غیرخطی مصالح بر مدل و یا طرح و هم‌چنین اعمال زلزله مناسب بر مدل، می‌توان از بیشینه ظرفیت سازه استفاده کرد و مسائل طراحی ایمن، نظیر میرا کردن انرژی زلزله را با استفاده از خواص رفتار غیرخطی برای طرح لحاظ نمود. نتایج حاصل، می‌تواند برای تحلیل‌های اولیه و نیز ارزیابی ایمنی طرح‌ها و سدهای موجود مفید واقع شود.

مراجع

۱- پاسبانی خیاوی، م.، قربانی، م. ع. و سیفی، ل. (۱۳۹۴). "بررسی تأثیر مؤلفه پیچشی زلزله روی رفتار لرزه‌ای سدهای بتنی دو قوسی با استفاده از مدل اجزای محدود"، نشریه علمی- پژوهشی سد و نیروگاه برق آبی ایران، ۶۵-۷۳، (۵)۲.

۲- تابش‌پور، م. (۱۳۹۰). "تحلیل غیرخطی سازه‌ها". دست نامه ۲۵ مهندسی زلزله، انتشارات فدک ایساتیس.

۳- جاهد مطلق، ح. ر. ، نوبان، م. و اشراقی، م.ا. (۱۳۹۰) "اجزا محدود ANSYS"، انتشارات دانشگاه تهران، چاپ پنجم.

4- Chen, W. F. (1982). “Plasticity in Reinforced Concrete.”

5- Cheng, L., Liu, Y. R., Yang, Q., Pan, Y. W. and Lv, Z. (2016). “Mechanism and numerical simulation of reservoir slope deformation during impounding of high arch dams based on nonlinear FEM.” *Computers and Geotechnics*. 81, 143-154.

6- FERC. (1999). “Engineering guidelines for the evaluation of hydropower projects.” Federal energy regulatory commission Division of dam safety and inspections, Washington, DC 20426.

7- Hariri Ardebili, M. A., Mirzabozorg, M. and Kianoush, R. (2012). “A study on nonlinear behavior and seismic damage assessment of concrete arch dam, reservoir foundation system using endurance analysis.” *International journal of optimization in civil engineering*. 2(4), 573-606.

8- Kalani Sarokolayi, L., Navayi Neya, Vaseghi Amiri, J. (2013), “Nonlinear dynamic analysis of concrete gravity dams considering rotational component of ground motion.” *International journal of civil engineering*. 13(1), 16-29.

9- Lotfi, L. (1996). “Comparison of discrete crack and elastoplastic model in nonlinear dynamic analysis of arch dams.” *Dam Engineering*, Vol. VII, Issue 1.

10- Mahmoudi, P. P., Mirzabozorg, H., Varmazyari, M. and Aghajanzadeh, S. M. (2016). “Effect of foundation nonlinearity on seismic response of an existing arch dam.” *Civil engineering journal*. 2(5), 197-207.

11- Mirzabozorg H, Ghaemian M. (2005). “Nonlinear behavior of mass concrete in three dimensional problems using a smeared crack approach.” *Earthquake engineering and structural dynamics*. 34, 247-269.

12- Moradloo, J. (2007). “Nonlinear dynamic analysis of arch concrete dam considering large displacements effects.” PhD Thesis, Department of civil engineering, TMU.

13- Ghorbani, M. A., Khiavi, M. P. and Moghaddam, F. R. (2009). “Nonlinear analysis of shear wall using finite element model.” *International journal of civil, environmental, structural, construction and architectural engineering*. 3(10), 375-379.

[Downloaded from journal.hydropower.org.ir on 2026-11-16]

[DOR: 20.1001.1.23225882.1395.3.10.2.4]

Investigation of the Effects of Nonlinear Behavior of Concrete on Seismic Performance of Arch Dams Using Finite Element Method

Majid Pasbani Khiavi [*1]
Mortaza Ali Ghorbani [2]
Paria Ahmadi [3]

Abstract

In this research the effects of nonlinear behavior of concrete on seismic performance of double curvature arch dam have been investigated. ANSYS software was used for analysis of the model which is based on finite element method. The Morrow Point double curvature arch dam is selected as the seismic analysis case study model and the interaction effect of dam, reservoir and foundation has been considered in the model. To investigate the seismic behavior of dam the El Centro earthquake components has been applied to the model. Both linear and nonlinear behavior of concrete has been investigated by dynamic analysis separately. Results of the displacement of dam crest and principle stresses have been extracted and compared. The results of the analysis have shown the effects of nonlinearity behavior of the concrete on the responses which means that the nonlinearity behavior of concrete would increase the displacement of dam crest and decrease principle stresses. The results have shown that by applying the nonlinearity behavior of concrete, the maximum structural capacity can be used which leads to increasing the accuracy in the field of linearity and nonlinearity material behavior to offer optimal models.

Keywords

Arch dam, dynamic analysis, nonlinear behavior, concrete, finite element, earthquake.

1* Associate Professor, Faculty of Engineering, University of Mohaghegh Ardabili, pasbani@uma.ac.ir.
2 Assistant Professor, Faculty of Engineering, University of Mohaghegh Ardabili.
3 M. Sc. Student, Faculty of Engineering, University of Mohaghegh Ardabili.
Received: 2016/01/01 Accepted: 2016/11/04

[Downloaded from journal.hydropower.org.ir on 2026-11-16]

[DOR: 20.1001.1.23225882.1395.3.10.2.4]