

بررسی اثر میرایی وابسته به اندازه‌ی تنش در تحلیل لرزه‌ی غیرخطی سدهای بتنی وزنی

امیر سوری (دانشجوی دکتری)

حسن میرزا بزرگ* (دانشیار)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی

مهندسی عمران شریف، زمستان (۱۳۹۹)
دوری ۲ - ۳۶، شماره ۱/۴، ص. ۱۱۹-۱۳۰

در روش رایلی، یک ضریب ثابت برای میرایی در طول تحلیل دینامیکی فرض می‌شود. مطالعات آزمایشگاهی نشان می‌دهند که مقدار میرایی در سازه، تابعی از سطح تنش است. در نوشتار حاضر، ضریب میرایی برای هر المان به تنش اصلی آن وابسته بوده و بر اساس الگوریتم پیشنهادی EDEDA، «الگوریتم توسعه‌یافته‌ی انرژی تلف شده‌ی المان» محاسبه شده است. برای آنالیز و کاربرد الگوریتم پیشنهادی از روش اجزاء محدود استفاده و برای مدل‌سازی رفتار غیرخطی بتن حجیم، روش ترک اندود، به کار گرفته شده است. به دلیل بازتوزیع تنش المان‌ها در طول تحلیل و وابستگی ضریب میرایی به سطح تنش، یک مفهوم جدید به نام بازتوزیع میرایی در نوشتار حاضر معرفی شده است. تحلیل سد بتنی وزنی پاین فلت (Pine Flat) نشان می‌دهد که الگوریتم پیشنهادی قادر است رفتار خطی و غیرخطی بدنه‌ی سد را به خوبی مدل‌سازی کند و نتایج قابل اعتمادتر و منطقی ارائه دهد.

واژگان کلیدی: سد بتنی وزنی، بازتوزیع میرایی، تحلیل تاریخی‌ی زمانی غیرخطی، میرایی رایلی، روش ترک اندود.

amir.souri@mail.kntu.ac.ir
mirzabozorg@kntu.ac.ir

۱. مقدمه و تاریخی‌ی پژوهش

همواره بخشی از انرژی ورودی به سازه با توجه به نوع سازه در نواحی مختلف و به شکل‌های گوناگون تلف می‌شود. در سدهای بتنی وزنی، انرژی ورودی از طریق درزهای ساخت^۱، میرایی مصالح^۲ و تشعشع^۳ تلف می‌شود.^[۱] اتلاف انرژی مذکور موجب می‌شود که دامنه‌ی ارتعاش سازه کاهش یابد و در نهایت متوقف شود. در معادلات تعادل دینامیکی سازه‌ها، این پدیده اغلب با فرض میرایی ویسکوز^۴ اعمال می‌شود، که در آن میزان انرژی تلف شده متناسب با سرعت حرکت سازه است. انرژی تلف شده در سازه، یک مفهوم پیچیده و درک کامل آن، نیازمند آزمون‌های آزمایشگاهی گسترده است؛ به همین دلیل در نوشتار حاضر فقط میرایی مصالح، که خاصیت ذاتی ماده است و از اصطکاک و اندرکنش داخلی ریزساختار ماده تحت بارگذاری دینامیکی ناشی می‌شود،^[۲] بررسی شده است. نتایج آزمایش‌ها نشان دادند که میرایی مصالح به سطح تنش، ساختار ماده، مشخصات بارگذاری وارده، دما و برخی موارد دیگر بستگی دارد.^[۳-۸] فرمول‌بندی میرایی و پیاده‌سازی آن در معادلات تعادل دینامیکی سازه، پیچیده است و یک روش واحد برای آن وجود ندارد.^[۲] متداول‌ترین و مناسب‌ترین روش برای فرمول‌بندی میرایی، روش میرایی رایلی است، که از ترکیب خطی ماتریس‌های سختی و جرم تشکیل^[۹] و در آن میرایی از نوع ویسکوز خطی فرض شده است. علاوه بر ضعف‌هایی که مدل میرایی اخیر دارد،^[۱۰] در نوشتار حاضر دو موضوع دیگر بررسی شده است.

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۹۸/۸/۱۸، اصلاحیه ۱۳۹۸/۱۱/۱۱، پذیرش ۱۳۹۸/۱۱/۳۰.

DOI:10.24200/J30.2020.54299.2629

موضوع اول، ضریب میرایی است. در حالت کلی، در تحلیل دینامیکی سازه‌ها با توجه به نوع سازه، یک ضریب ثابت برای نسبت میرایی فرض و بر اساس میرایی رایلی تحلیل سازه انجام می‌شود. ضریب میرایی، یک پارامتر بسیار مهم در تعیین ظرفیت باربری دینامیکی سازه است. بنابراین باید یک معیار قوی برای تعیین ضریب میرایی وجود داشته باشد. لازان (۱۹۶۸)،^[۲] نتایج آزمایش‌های بسیار زیادی، که روی مصالح انجام شده بود، را بررسی کرد و با توجه به آن، مفهوم «انرژی تلف شده‌ی واحد»^۵ را ارائه داد، که در آن بر اساس انرژی تلف شده و انرژی ذخیره شده، ضریب اتلاف^۶ به عنوان تابعی از سطح تنش محاسبه می‌شود. نیومارک و هال (۱۹۶۹)^[۶] و استیونسون (۱۹۸۰)،^[۷] مطالعات را در این زمینه ادامه دادند. پژوهشگران مذکور مصالح مختلفی، مانند: بتن و چوب را تحت سطح تنش‌های متفاوت بررسی کردند و نسبت میرایی را به عنوان تابعی از سطح تنش ارائه دادند، به طوری که با افزایش سطح تنش، میزان میرایی نیز اضافه شود. در ادامه‌ی مطالعات در زمینه‌ی ذکر شده، ژیانگ (۱۹۸۰)،^[۱۱] و چوپرا (۱۹۹۵)،^[۳] نیز به همین نتیجه رسیدند. بر اساس مطالعات لازان در زمینه‌ی میرایی، کومه و همکاران (۱۹۸۲)،^[۱۲] گوناریس و آنیفانتس (۱۹۹۹)^[۱۳] و گوناریس و همکاران (۲۰۰۷)،^[۱۴] الگوریتم‌هایی به روش اجزاء محدود برای پیاده‌سازی نتایج اخیر در مسائل سازه‌ی ارائه کردند. می و همکارانش (۲۰۱۷)،^[۵] نیز بر اساس مطالعات آزمایشگاهی، تأثیر سه پارامتر: سطح تنش، بسامد بارگذاری و دامنه‌ی تنش را در میرایی مصالح برای سازه‌های بتنی بررسی کردند و دریافتند که نسبت میرایی تابعی غیرخطی از تنش است و با افزایش میزان تنش، مقدار نسبت میرایی نیز افزایش می‌یابد. لی سو و همکارانش

که در آن، \bar{w} بسامد دایره‌ای بارگذاری وارده، θ زاویه فاز و ρ دامنه‌ی جابه‌جایی است.^[۲۱، ۲۲] منابع و راهنماهای دینامیک سازه اغلب روش‌هایی را برای تعیین میرایی ویسکوز معادل بر طبق روش‌های آزمایشگاهی، مانند: کاهش ارتعاش آزاد^۸، بزرگ‌نمایی رزونانس^۹، نیم توان^{۱۰} و انرژی تلف شده‌ی رزونانس در یک سیکل^{۱۱} معرفی می‌کنند. در حالت رزونانس، روش انرژی تلف شده در یک سیکل با در نظر گرفتن پاسخ ایستا با زاویه‌ی فاز $\theta = 90^\circ$ ، انرژی تلف شده توسط میرایی ویسکوز در یک سیکل ارتعاش هارمونیک به شکل رابطه‌ی ۳ است:

$$E_D = \int_0^{2\pi/w} c\dot{u}(t)du = c \int_0^{2\pi/w} \dot{u}(t)(du/dt)dt = c \int_0^{2\pi/w} \dot{u}(t)^2 dt = 2\pi\xi m\rho^2 w^2 \quad (3)$$

که در آن، w بسامد طبیعی سازه است و در نهایت، ضریب میرایی ξ به شکل رابطه‌ی ۴ محاسبه می‌شود:

$$\xi = E_D / 2\pi m\rho^2 w^2 \quad (4)$$

انرژی کرنشی E_s برابر با کار انجام شده توسط نیروی $p(t)$ برای ایجاد تغییرشکل به میزان ρ در سازه است، که مطابق رابطه‌ی ۵ محاسبه می‌شود:

$$E_s = \int_0^{\rho} p d\rho = \int_0^{\rho} k\rho d\rho = (\rho^2/2)k\rho \quad (5)$$

با بازنویسی رابطه‌ی ۴ بر حسب انرژی کرنشی، ضریب میرایی به شکل رابطه‌ی ۶ بیان می‌شود:

$$\xi = (\rho^2/4\pi)(E_D/E_s) \quad (6)$$

زمانی که $\theta = 90^\circ$ است، نیروی اینرسی و نیروی فنر برابر صفر است و نیروی میرایی و نیروی وارده متعادل می‌شوند. در شکل ۱، مفهوم انرژی تلف شده E_D در یک سیکل بارگذاری هارمونیک در برابر تغییرشکل نشان داده شده است. شکل اخیر، به همراه رابطه‌ی ۶ برای درک بهتر ضریب میرایی در تحلیل دینامیکی سازه‌ها کمک می‌کند. در نوشتار حاضر، الگوریتم محاسباتی برای ضریب میرایی بر پایه‌ی رابطه‌ی ۶ بنا شده است، که ارتباط بین ضریب میرایی و سایر مؤلفه‌های انرژی را بیان می‌کند و به عنوان «الگوریتم توسعه‌یافته‌ی انرژی تلف شده‌ی آلمان» (EDED^{۱۲}) نام‌گذاری می‌شود. لازان (۱۹۶۸)^[۴] نتایج آزمایش‌های زیادی که روی سازه‌ها انجام شده

[۸] بر اساس بارگذاری چرخه‌ای انجام شده روی پایه پل‌های بتنی، رابطه‌ی برای برآورد نسبت میرایی بر اساس سطح تنش وارده ارائه دادند و سپس نتایج به دست آمده را برای یک پل ۳ دهانه به عنوان یک مثال عددی و مقایسه با ضرایب میرایی آیین‌نامه استفاده کردند. وانگ و ون (۲۰۰۸)^[۱۵] و وانگ و همکاران (۲۰۱۴)^[۱۶] میرایی سازه‌های بتنی را بررسی کردند و روابطی برای محاسبه‌ی نسبت میرایی بر اساس سطح تنش ارائه دادند. کودهاری و همکاران^[۱۷، ۱۸] مشخصات میرایی و رفتار ترک‌خوردگی تیرهای بتنی را بررسی کردند و نتایج مطالعات آنها در قالب روابطی برای محاسبه‌ی میرایی به عنوان تابعی از عرض ترک (به عنوان تابعی از سطح تنش) ارائه شد. سوری و میرزابزرگ (۲۰۱۸)^[۱۹] بر اساس مطالعات لازان یک الگوریتم عددی برای برآورد نسبت میرایی به عنوان تابعی از سطح تنش در سدهای بتنی و یک الگوریتم محاسباتی بر اساس روش تکرار برای به هنگام‌سازی نسبت میرایی در هر گام زمانی ارائه کردند.

موضوع دوم، توزیع میرایی در بدنه‌ی سازه است. در سدهای بتنی وزنی تحت تحریک لرزه‌ای، کانتورهای تنش بسیار پراکنده هستند. با قبول این‌که طبق مطالعات آزمایشگاهی، میرایی تابعی از سطح تنش است، باید ضریب میرایی در سدهای بتنی برای هر آلمان بر اساس تنش موجود در آن محاسبه و از اختصاص یک ضریب میرایی به کل بدنه‌ی سازه خودداری شود. در مطالعه‌ی حاضر، یک برنامه‌ی محاسباتی و صحت‌سنجی شده با برنامه‌ی پذیرش شده‌ی EAGD-۸۴^[۱۹] که قادر است تحلیل غیرخطی دینامیکی تاریخچه‌ی زمانی سدهای بتنی وزنی را انجام دهد، توسعه داده شده است. نوشتار حاضر، نسبت به سایر مطالعات انجام شده در زمینه‌ی ذکر شده، سه نوآوری مهم دارد: نوآوری اول، وابسته کردن ضریب میرایی به سطح تنش بر اساس تئوری ارائه شده توسط لازان در هر آلمان و بررسی آثار آن با به کار بردن در سد بتنی وزنی به عنوان یک مثال عددی است. در نوشتار حاضر، ضریب میرایی به عنوان تابعی از تنش هر آلمان محاسبه شده است، بنابراین نسبت میرایی در هر گام بارگذاری و در هر آلمان از بدنه‌ی سازه، به عنوان تابعی از تنش هر آلمان محاسبه و به هنگام شده و سپس در ادامه‌ی محاسبات گام بعدی به کار رفته است. نوآوری دوم، استفاده از نوآوری اول در تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی سدهای بتنی وزنی با لحاظ کردن مدل رفتاری ترک اندود^۷ برای مدل‌سازی رفتار غیرخطی بتن^[۲۰] است. نوآوری سوم، ارائه‌ی مفهوم بازتوزیع میرایی با توجه به بازتوزیع تنش در آلمان‌های سازه در اثر رفتار غیرخطی بتن است. با توجه به تابع سطح تنش بودن میرایی در هر آلمان، چنانچه آلمانی ترک بخورد به دلیل بازتوزیع تنش در آلمان ترک‌خورده، نسبت میرایی آلمان‌های مجاور آلمان ترک‌خورده نیز بازتوزیع می‌شوند.

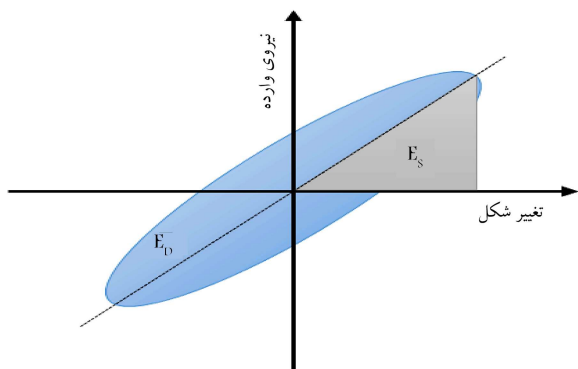
۲. ضریب میرایی ویسکوز آلمان

معادله‌ی تعادل دینامیکی سازه‌ی یک درجه‌ی آزادی با جرم m بر اساس اصل دالامبر و با استفاده از میرایی ویسکوز به صورت رابطه‌ی ۱ است:

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = p(t) \quad (1)$$

که در آن، m جرم، k سختی و c میرایی است و $u(t)$ و مشتقات آن به ترتیب: جابه‌جایی، سرعت و شتاب درجه‌ی آزادی هستند. تحت بارگذاری هارمونیک $p(t) = \rho \cdot e^{i\bar{w}t}$ ، جواب اختصاصی رابطه‌ی ۱ به صورت رابطه‌ی ۲ است:

$$u_p(t) = \rho e^{i(\bar{w}t - \theta)} \quad (2)$$



شکل ۱. شکل شماتیک انرژی کرنشی و انرژی تلف شده در اثر میرایی ویسکوز.

بود، را بررسی کرد و مفهوم انرژی تلف شده‌ی واحد حجم^{۱۳} را به عنوان تابعی از سطح تنش به شکل رابطه‌ی ۷ ارائه داد:

$$E_D = \int_V f(\sigma_r) dV \quad (۷)$$

که در آن، $f(\sigma_r)$ انرژی تلف شده‌ی واحد است و بر اساس مفهوم میرایی مصالح، که به گرما تبدیل می‌شود، به شکل رابطه‌ی ۸ با سطح تنش در ارتباط است:

$$f(\sigma_r) = J \sigma_r^n \quad (۸)$$

که در آن، σ_r سطح تنش یا یک مفهوم پایه‌ی از تنش هر المان مانند تنش اصلی بیشینه^[۱۹] است و پارامترهای n و J ضرایب ثابت ماده هستند، که از طریق آزمون‌های آزمایشگاهی به دست می‌آیند.^[۱۳] تعیین انرژی تلف شده‌ی واحد، بسیار پیچیده و نیازمند مطالعات آزمایشگاهی فراوان است. برای سازه‌های بتنی، انرژی تلف شده‌ی واحد در مقایسه با سازه‌های فلزی کمتر بررسی و مطالعه شده است. در نوشتار حاضر، از رابطه‌ی ۹ که توسط لازان ارائه شده است، برای انرژی تلف شده‌ی واحد استفاده شده است.^[۴، ۱۲ و ۱۳]

$$f(\sigma_r) = 6895(\sigma_r/\sigma_f)^{2/3} + 41360(\sigma_r/\sigma_f)^{8/9} \quad (۹)$$

که در آن، σ_f حد تنش خستگی^{۱۴} است. مطالعات آزمایشگاهی روی سازه‌های بتنی نشان می‌دهد که حد تنش خستگی در ۱۰ تا ۱۱ میلیون سیکل بارگذاری چرخشی بین ۶۳ تا ۶۶ درصد مقاومت فشاری بتن تغییر می‌کند.^[۲۲] در نوشتار حاضر، حد تنش خستگی برابر ۶۵٪ مقاومت مشخصه‌ی فشاری فرض شده است. با جایگذاری رابطه‌ی ۹ در رابطه‌ی ۷ و با جایگذاری رابطه‌ی ۶، ضریب میرایی المان برای مدل EDEDA به شکل رابطه‌ی ۱۰ به دست می‌آید:

$$\xi_e = \frac{3E}{2\pi} * \frac{20895(\sigma_{r,e}/\sigma_f)^{2/3} + 45950(\sigma_{r,e}/\sigma_f)^{8/9}}{(\sigma_{r,e}/\sigma_f)^2} \quad (۱۰)$$

که در آن، E مدول کشسانی بتن و $\sigma_{r,e}$ تنش اصلی بیشینه‌ی المان شماره‌ی e است. معادله‌ی ۱۰، ضریب میرایی را به عنوان تابعی از تنش اصلی هر المان در هر گام بارگذاری بیان می‌کند.

۳. الگوریتم محاسبه‌ی ضریب میرایی در روش

EDEDA

با بررسی فرمول‌بندی‌های متفاوت برای میرایی ویسکوز می‌توان نتیجه گرفت که میرایی رابلی با ترکیب خطی سختی و جرم متداول‌ترین و مناسب‌ترین روش است، زیرا هم ماتریس آن تقارن دارد و هم این‌که نیاز به تشکیل ماتریس جدید نیست^[۲۱ و ۲۵-۲۳] فرمول‌بندی میرایی ویسکوز برای اولین بار توسط رابلی^[۹] (۲۰۰۶)، به شکل رابطه‌ی ۱۱ ارائه شده است:

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (۱۱)$$

که در آن، $[C]$ ، $[M]$ و $[K]$ به ترتیب ماتریس‌های میرایی، جرم و سختی سازه بوده و پارامترهای α و β ضرایب ثابت رابلی هستند. برای فرمول‌بندی ماتریس میرایی

و تأثیر آن در پاسخ سازه، مطالعات جامعی صورت گرفته و روش‌های متفاوتی ارائه شده است.^[۱۰، ۲۶-۲۹] با بررسی تاریخچه‌ی فرمول‌بندی ماتریس میرایی، در نوشتار حاضر، معادله‌ی ۱۲ برای ماتریس میرایی هر المان استفاده می‌شود. ماتریس میرایی سازه $[C(t)]$ از اسمبل کردن ماتریس‌های میرایی المان‌ها به دست می‌آید:

$$[C^e(t)] = \alpha^e(t)[M^e] + \beta^e(t)[K^e(t)] \quad (۱۲)$$

که در آن، $[M^e]$ ماتریس جرم المان است، که در طول تحلیل ثابت است و $[K^e(t)]$ ماتریس سختی سکانتی المان است. $\alpha^e(t)$ و $\beta^e(t)$ ثابت‌های رابلی المان هستند، که در هر گام زمانی برای هر المان از سازه بر اساس الگوریتم EDEDA محاسبه می‌شوند. با فرض ضریب میرایی یکسان برای دو مود ارتعاشی سازه $(\xi = \xi_n = \xi_m)$ با بسامدهای زاویه‌ی $(\omega_n$ و $\omega_m)$ ، ثابت‌های رابلی برای هر المان در هر گام زمانی به شکل رابطه‌ی ۱۳ محاسبه می‌شوند:

$$\alpha^e(t) = 2 \frac{\omega_n \omega_m}{\omega_n + \omega_m} \xi^e(t) \quad (۱۳)$$

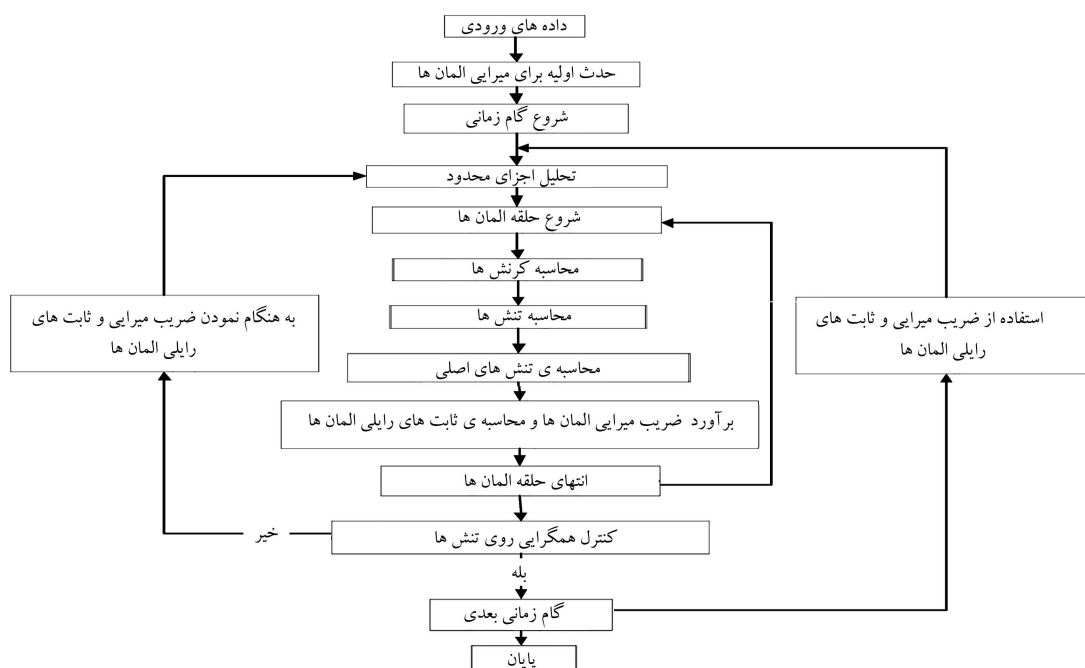
$$\beta^e(t) = 2 \frac{1}{\omega_n + \omega_m} \xi^e(t)$$

انتخاب دو بسامد طبیعی $(\omega_n$ و $\omega_m)$ در معادله‌ی ۱۳ بسیار مهم و تأثیرگذار در پاسخ سازه است. هال^[۱۰] (۲۰۰۶)، از یک دامنه‌ی بسامد برای این کار استفاده می‌کند، به نحوی که تمام بسامدهای مهم پاسخ سازه در این دامنه وجود داشته باشند. آیین‌نامه‌ی ۷ ASCE^[۳۰]، NEHRP^[۳۱] و ژانگ و همکارانش^[۳۲] (۲۰۱۵)، برای این کار از بسامدهای متناسب با دوره‌های تناوب زمانی ۰/۲T و ۱/۵T، که در آن T دوره‌ی تناوب اصلی سازه است، استفاده می‌کنند. ۰/۲T و ۱/۵T بیان‌گر دوره‌ی تناوب سازه در مودهای بالا در حالت خطی و ۱/۵T نماینده‌ی دوره‌های تناوب سازه در حالت غیرخطی است. در نوشتار حاضر، از دوره‌های تناوب زمانی ۰/۲T و ۱/۵T برای محاسبه‌ی رابطه‌ی ۱۳ استفاده شده است. در مطالعه‌ی حاضر، معادله‌ی ۱۳ با در نظر گرفتن یک عدد ثابت برای ξ برای کل سازه و محاسبه‌ی α و β که در تمام طول تحلیل ثابت فرض می‌شوند، روش فرمول‌بندی میرایی معمول (TRD) نامیده می‌شود.

در روش EDEDA در هر گام زمانی برای هر المان، بیشینه‌ی تنش اصلی و ضریب میرایی با استفاده از معادله‌ی ۱۰ برای هر المان محاسبه می‌شود و پارامترهای $\alpha^e(t)$ و $\beta^e(t)$ با استفاده از معادله ۱۳ به هنگام می‌گردند. الگوریتم عددی استفاده شده برای روش EDEDA، که در شکل ۲ مشاهده می‌شود، از طریق فرایند تکرار در مدل اجزاء محدود برای سد بتنی وزنی اجرا شده است.

۴. مثال عددی

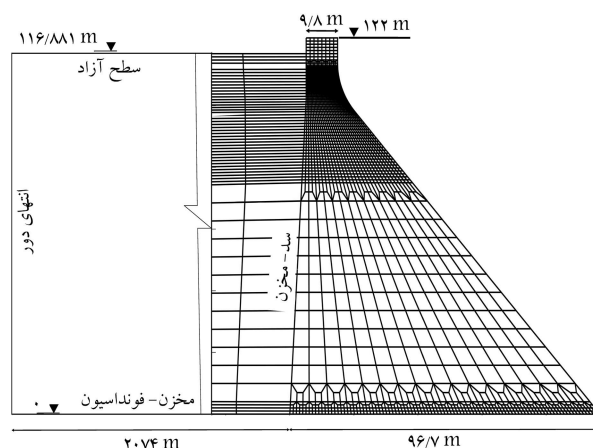
سد پاین فلت (Pine Flat) یک سد بتنی وزنی است، که در ایالت کالیفرنیا در کشور آمریکا قرار گرفته و در نوشتار حاضر، به عنوان مثال عددی استفاده شده است. بزرگ‌ترین بلوک سد پاین فلت، ۱۲۲ متر ارتفاع، عرض ۹۶/۷ متر در کف، ۹/۸ متر در تاج و ارتفاع آب دریاچه در تراز نرمال ۱۱۶/۸۸ متر بوده است.^[۳۳] مدل اجزاء محدود سازه به صورت دوبعدی در حالت تنش مسطح بوده و بدنه‌ی سد ۱۹۸۴ المان ۴ گره‌ی CPS۴ در حالت تنش مسطح و ۲۱۰۱ گره داشته است. اگر چه بیشتر آیین‌نامه‌های پر کاربرد دنیا در نظر گرفتن اندرکنش سازه و خاک را در مدل‌سازی‌های توصیه می‌کنند، اما هنوز دستورالعمل‌های طراحی، روش واحد و یکسانی را برای این مدل‌سازی ارائه نداده‌اند و در بیشتر حالت‌ها به قضاوت مهندسی و آگاه‌دار شده است.^[۳۴ و ۳۵] در نوشتار حاضر، برای سادگی و بررسی اثر میرایی سازه،



شکل ۲. الگوریتم عددی EDEDA.

جدول ۱. مشخصات مصالح سد و مخزن.

| ردیف | مشخصات | مقدار | واحد |
|-----------------|----------------|-------|--------------------|
| بدنه ی سد (بتن) | | | |
| ۱ | مدل ارتجاعی | ۲۷۵۸۰ | مگاپاسکال |
| ۲ | وزن واحد حجم | ۲۴۰۰ | کیلوگرم بر مترمکعب |
| ۳ | ضریب پواسون | ۰/۲ | - |
| ۴ | مقاومت فشاری | ۲۷ | مگاپاسکال |
| ۵ | مقاومت کششی | ۲/۷ | مگاپاسکال |
| ۶ | انرژی شکست بتن | ۱۵۰ | نیوتن بر متر |
| مخزن سد (آب) | | | |
| ۷ | وزن واحد حجم | ۱۰۰۰ | کیلوگرم بر مترمکعب |
| ۸ | سرعت صوت | ۱۴۴۰ | متر بر ثانیه |



شکل ۳. ابعاد هندسی، مدل اجزاء محدود و شرایط مرزی سد پایین فلت (ابعاد: متر).

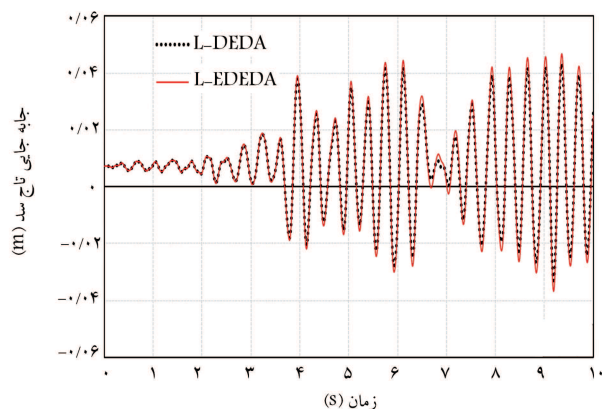
مؤلفه ی افقی رکورد زلزله ی ۱۹۵۲ تفت با نمودار تاریخچه ی زمانی شکل ۴ با $PGA=0.179g$ به عنوان بارگذاری لرزه یی به سازه وارد شده است. گام های بارگذاری تحلیل، 0.001 ثانیه بوده و معادلات تعادل دینامیکی در دامنه ی زمان به روش انتگرال گیری α حل شده اند.^[۳۸] مقدار α برای میرا کردن امواج لرزه یی با بسامدهای بالا، برابر 0.2 - در نظر گرفته شده است.^[۳۶]

۵. نتایج

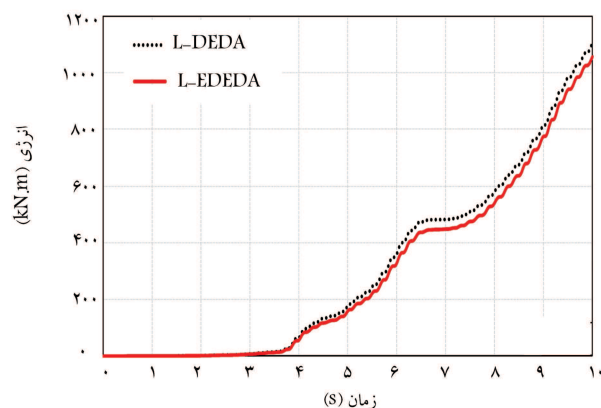
در بخش حاضر، نتایج به دست آمده توسط مدل EDEDA در تحلیل های خطی و غیرخطی ارائه و با نتایج TRD، که در آن نسبت میرایی به صورت ثابت و برابر ۵٪ در نظر گرفته شده مقایسه شده است. نتایج طبق روابط ۱۱

فونداسیون به صورت صلب در نظر گرفته شده و بتن بدنه ی سازه به صورت همگن و همسان بوده است. برای مدل سازی رفتار غیرخطی بتن سد، مدل ترک اندود پیشنهادی توسط بتاچارجه و لگر (۱۹۹۳)،^[۳۰] استفاده شده است. شکل هندسی سازه و مشخصات مصالح استفاده شده برای مثال عددی در شکل ۳ و جدول ۱ نشان داده شده است.

با در نظر گرفتن سیستم به هم پیوسته ی سد و مخزن و با لحاظ کردن حل هم زمان معادلات تعادل بین این دو محیط به صورت کوپله، از روش حل مرحله یی جابه جایی که اندرکنش سد و مخزن را به روش اجزاء محدود در نظر می گیرد، برای حل معادلات تعادل سیستم بررسی شده استفاده شده است.^[۳۶] شرایط مرزی مخزن - فونداسیون، سد - مخزن، انتهای دور مخزن و سطح آزاد مخزن، که در شکل ۳ نشان داده شده است، توسط میرزابزرگ و همکارانش (۲۰۱۰)،^[۳۷] به صورت کامل تشریح شده است.



الف) جابه جایی افقی تاج سد؛



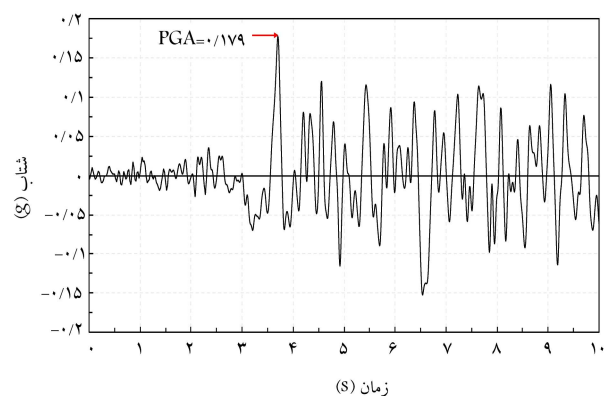
ب) انرژی تلف شده توسط میرایی.

شکل ۶. تحلیل خطی.

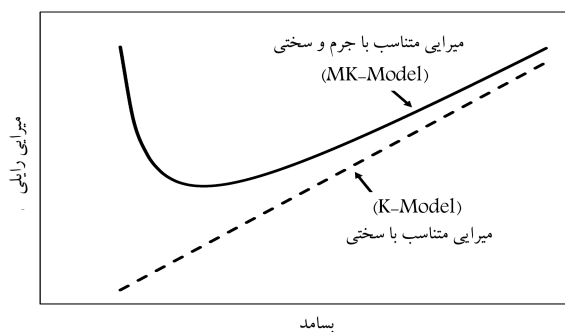
که در آن، پارامتر e بیانگر شماره‌ی المان است. در شکل ۶ الف و ب، نمودار تاریخیچه‌ی زمانی جابه‌جایی تاج سد و انرژی تلف شده توسط دوروش EDEDA و DEDA ارائه شده است. طبق شکل مذکور، جابه‌جایی تاج سد در مدل EDEDA از مدل DEDA بزرگ‌تر و انرژی تلف شده‌ی آن کمتر است. دلیل این امر آن است که در مدل EDEDA، توزیع میرایی موجب می‌شود مقاومت و یسکوز کمتر شود، که در مقایسه با مدل DEDA، بیشتر منطقی به نظر می‌رسد.

پاسخ تاریخیچه‌ی زمانی جابه‌جایی تاج سد به رکورد زلزله‌ی تفت در شکل ۷ - الف مشاهده می‌شود، که مطابق آن در مدل EDEDA، میزان جابه‌جایی نسبت به مدل TRD بیشتر است. دلیل این امر آن است که در این سطح از بارگذاری، میزان میرایی مدل EDEDA کمتر است. برای درک بیشتر عملکرد مدل EDEDA، رکورد زلزله‌ی تفت بزرگ‌نمایی و به ترتیب ۲، ۴ و نهایتاً ۵/۵۸۷ برابر (متناسب با $PGA = 1/5 g$) شده است و نمودار جابه‌جایی تاج سد به ترتیب در شکل‌های ۷ ب، ج و د نشان داده شده است. شکل‌های مذکور نشان می‌دهند که با افزایش شدت زلزله (بالا بردن ضریب بزرگ‌نمایی)، تفاوت جابه‌جایی تاج سد بین دو مدل EDEDA و TRD به تدریج کاهش یافته است شکل ۷ الف الی ج، تا زمانی که در شکل ۷ د - جابه‌جایی تاج سد در مدل TRD بیشتر از مدل EDEDA شود. با افزایش شدت زلزله، سطح تنش‌های اصلی المان‌ها و در نتیجه میزان میرایی آنها نیز افزایش یافته و در نهایت، میزان جابه‌جایی مدل TRD بیشتر از مدل EDEDA شده است.

انرژی تلف شده برای حالت بزرگ‌نمایی برابر با ۱ و ۵/۵۸۷ در شکل ۸ مشاهده



شکل ۴. مؤلفه‌ی افقی رکورد زلزله‌ی سال ۱۹۵۲ تفت ($PGA = 0.179g$).



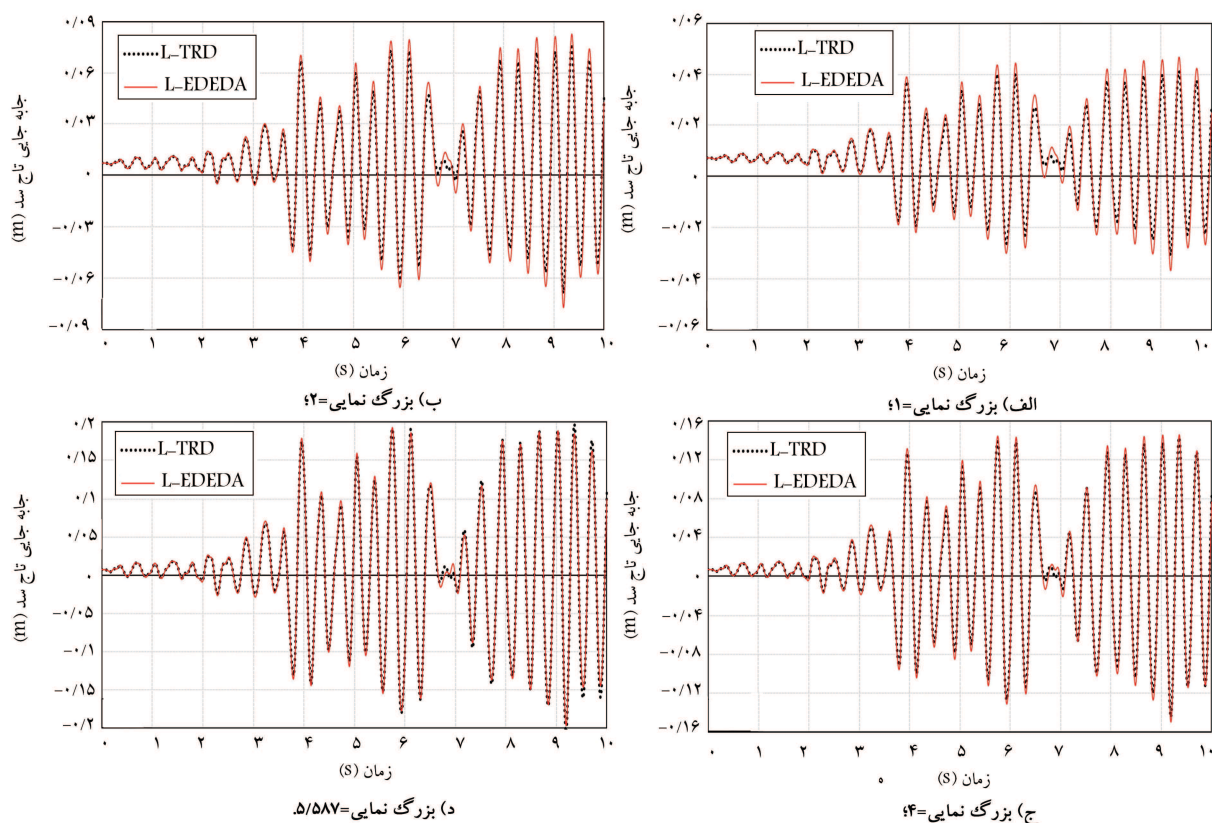
شکل ۵. میرایی رایی در برابر بسامد.

و ۱۲ در دو حالت ارائه شده است. حالتی که میرایی از ترکیب خطی جرم و سختی به دست آمده (MK-model) و حالتی که میرایی متناسب با سختی بوده است (K-model) (شکل ۵). دلیل در نظر گرفتن حالت دوم این است که مطابق با برخی مطالعات ارائه شده، مؤلفه‌ی جرم میرایی می‌تواند منجر به ایجاد مقاومت مصنوعی در المان‌های ترک‌خورده و در نتیجه تغییر میسر ترک در آنالیزهای غیرخطی شود.^[۲۶، ۲۷] قابل ذکر است که نوشتار حاضر، ادامه‌ی مطالعات پیشین است که توسط نویسندگان نوشتار حاضر انجام شده است. بنابراین الگوریتم روش EDEDA شکل ۲، که در برنامه‌ی فرترن نوشته شده است، توسط برنامه‌ی EAGD-۸۴ صحت‌سنجی شده است.^[۱۹] در شکل‌های ارائه شده در بخش کنونی، اندیس «L» بیانگر تحلیل خطی و اندیس «NL» بیانگر تحلیل غیرخطی است.

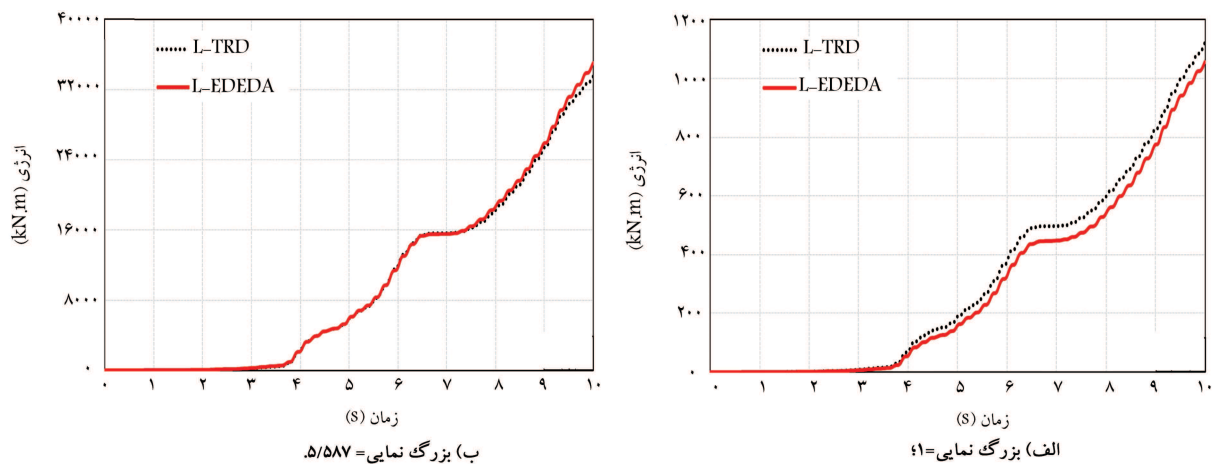
۱.۵. تحلیل خطی

در بخش حاضر، ابتدا تفاوت بین روش EDEDA، که در آن میرایی برای هر المان به صورت جداگانه در هر گام بارگذاری محاسبه و به هنگام می‌شود، با روش DEDA^{۱۵}، که در نوشتار ارائه شده توسط نویسندگان نوشتار حاضر ارائه شده است^[۱۹] و در آن نسبت میرایی برای کل سازه (ξ_t) از طریق رابطه‌ی ۱۴ به دست می‌آید، مقایسه شده است:

$$\xi_t = \frac{3E}{2\pi} * \frac{\sum_{e=1}^n 20.89/5(\sigma_{T,e}/\sigma_f)^{1.7} + 4595/5(\sigma_{T,e}/\sigma_f)^{0.7}}{\sum_{e=1}^n (\sigma_{T,e}/\sigma_f)^2} \quad (14)$$



شکل ۷. جابۀ جایی افقی تاج سد در تحلیل خطی.



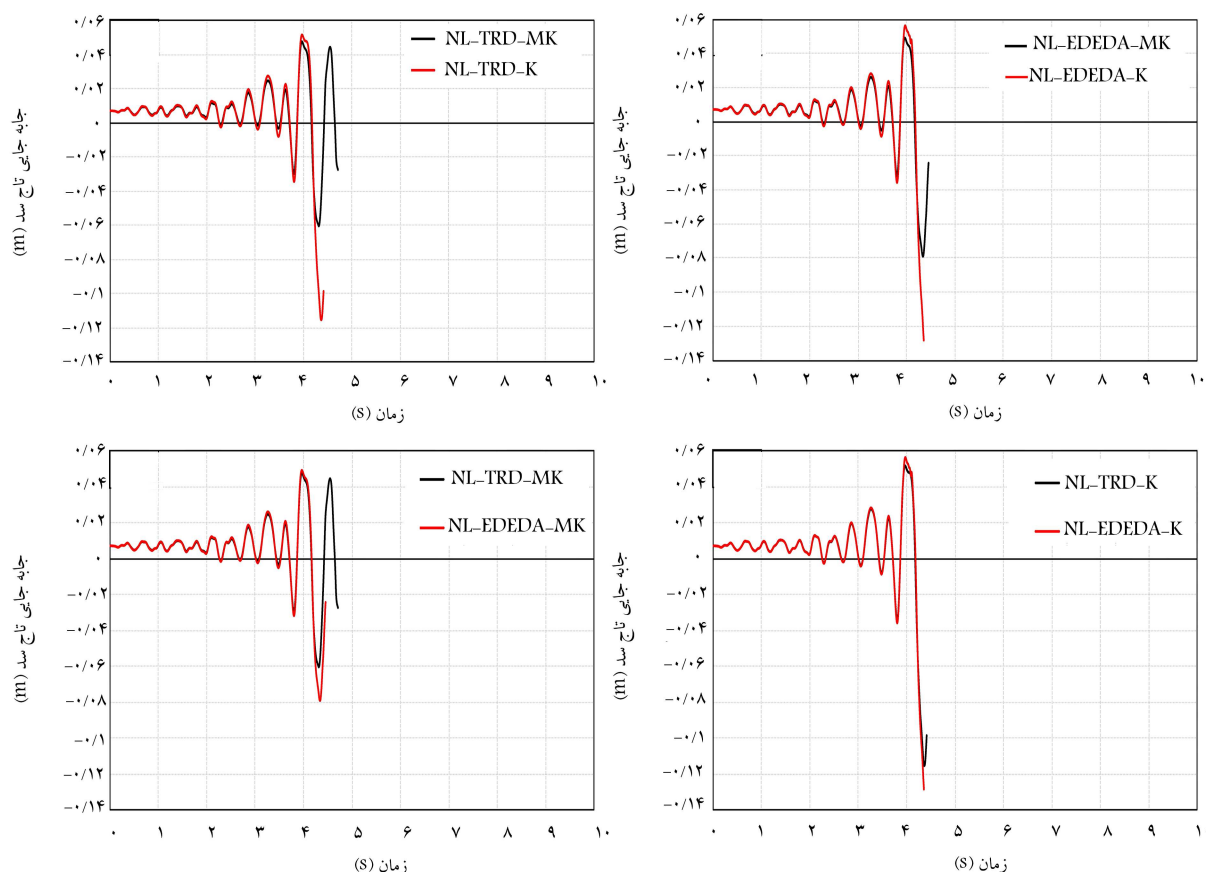
شکل ۸. انرژی تلف شده در تحلیل خطی.

۲.۵. تحلیل غیرخطی

سدهای بتنی وزنی تحت زلزله‌های متوسط تا شدید، معمولاً از حد ارتجاعی فراتر می‌روند و دچار ترک‌خوردگی می‌شوند. بنابراین فرض استفاده از تحلیل ارتجاعی خطی برای ارزیابی عملکرد لرزه‌ی سازه‌های اخیر تحت بارگذاری‌های شدید صحیح نیست و نتایج غیرواقعی ارائه می‌دهد.^[۳۹، ۴۰] در مطالعه‌ی حاضر، از مدل رفتاری ترک اندود برای رفتار غیرخطی بتن بدنه‌ی سد در هر دو الگوریتم EDEDA و TRD استفاده شده است. در تحلیل‌های انجام شده از ماتریس سختی سکانتی^{۱۶} استفاده و از مشارکت المان‌های ترک‌خورده در میرایی صرف‌نظر

می‌شود، که مطابق آن، در PGA های کم انرژی تلف شده توسط مدل EDEDA پایین‌تر است (نسبت به مدل TRD) و با افزایش بزرگ‌نمایی انرژی تلف شده توسط مدل EDEDA بیشتر می‌شود.

در بخش کنونی می‌توان نتیجه گرفت که استفاده از مدل TRD، که در آن ضریب میرایی بدون توجه به سطح بارگذاری به صورت ثابت در نظر گرفته می‌شود، ممکن است نتایج دور از واقعیت ارائه دهد؛ اما استفاده از مدل EDEDA مطابق شکل‌های ۷ و ۸ نتایج را تابع شدت زلزله و سطح تنش (همان‌طور که در مطالعات آزمایشگاهی توسط لازان (۱۹۶۸)^[۴] و می و همکارانش (۲۰۱۷)^[۵] به دست آمده است) ارائه شده است.



شکل ۹. تحلیل غیرخطی: جابه‌جایی افقی تاج سد.

شده است (میرایی شکسته^[۱۷]).^[۳۶] مقاومت کششی بتن ۲/۷ مگاپاسکال در نظر گرفته شده و انرژی شکست G_f برابر ۱۵۰ نیوتن بر متر فرض شده است؛ ضریب بزرگ‌نمایی ۱/۲ برای مقاومت کششی و انرژی شکست، جهت لحاظ کردن آثار نرخ کرنش اعمال شده است.^[۳۶، ۴۰، ۴۱] برای ایجاد ترک‌خوردگی در قسمت‌های مختلف بدنه‌ی سد، رکورد زلزله به میزان ۱/۵ برابر، بزرگ‌نمایی شده است.

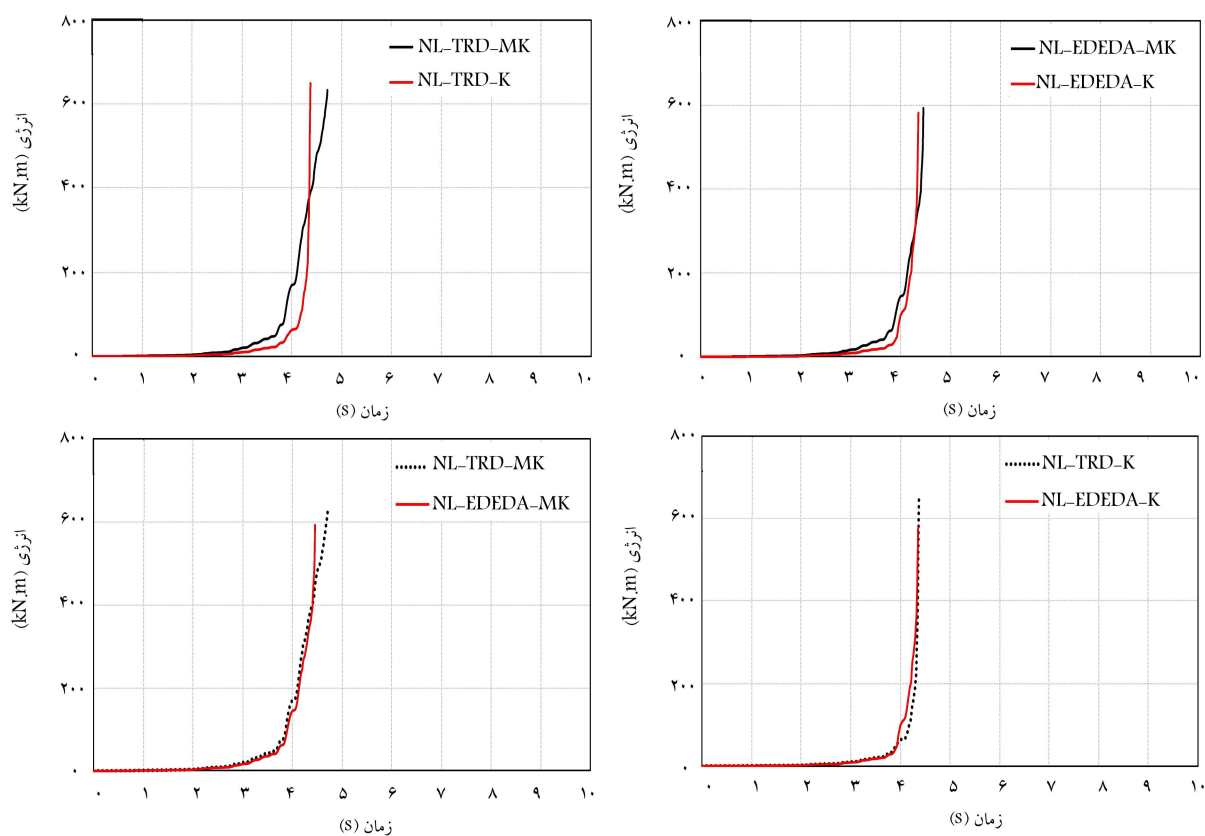
۱.۲.۵. مقایسه‌ی مدل‌های میرایی MK و K

طبق شکل ۹، در هر دو الگوریتم EDEDA و TRD تحلیل‌های انجام شده در حالت K-model نسبت به حالت MK-model کمی زودتر واگرا شده‌اند؛ زیرا انرژی تلف شده در حالت MK-model به دلیل وجود هر دو مؤلفه‌ی ماتریس میرایی (میرایی متناسب با جرم و سختی) بیشتر بوده است. بنابراین، جابه‌جایی و ترک‌خوردگی بدنه‌ی سد کمتر است. تفاوت انرژی تلف شده برای این دو حالت در شکل ۱۰ الف و ب نشان داده شده است. با توجه به دو شکل ذکر شده مشاهده می‌شود که انرژی تلف‌شده در مدل با میرایی MK-model نسبت به حالت K-model آرام‌تر اضافه شده است؛ در نتیجه مقدار خطای انرژی متعادل آن کمتر بوده و در نهایت واگرایی آن دیرتر اتفاق افتاده است. به دلیل حذف مؤلفه‌ی مربوط به جرم در ماتریس میرایی در حالت K-model، ضریب میرایی کوچک‌تر بوده و بنابراین، تفاوت جابه‌جایی تاج سد بین دو حالت MK-model و K-model با شروع ترک‌خوردگی واضح‌تر شده و با گسترش ترک‌خوردگی، تفاوت در میزان جابه‌جایی بیشتر شده و در نهایت زمانی که ترک‌خوردگی در بخش‌های بالایی بدنه‌ی سد شروع می‌شود، قابل ملاحظه است. با مقایسه‌ی پروفیل ترک‌خوردگی برای حالت

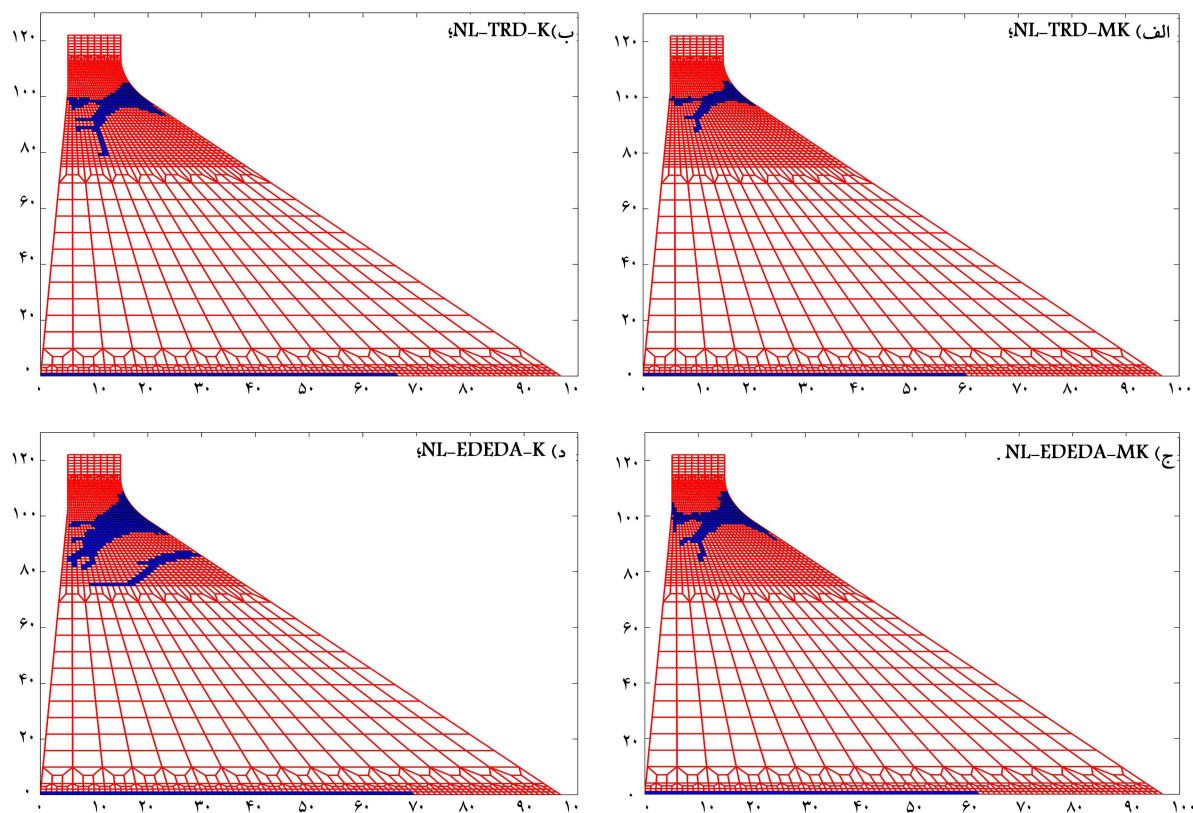
MK-model در شکل‌های ۱۱ الف و ج و حالت K-model در شکل‌های ۱۱ ب و د مشاهده می‌شود، که K-model ترک‌خوردگی‌های شدیدتر و همچنین تعداد المان‌های ترک‌خورده‌ی بیشتری نیز دارد. دلیل این امر وجود مقاومت و یکسوز کمتر K-model نسبت به مدل MK-model است. برای کل تحلیل‌های انجام شده، نمودار زمان ترک‌خوردگی در شکل ۱۲ نشان داده شده است، که مطابق آن زمان شروع اولین ترک (در کف سد) در حالت K-model نسبت به حالت MK-model زودتر بوده است؛ اما هر دو حالت در یک زمان تقریباً یکسان به انتهای ترک کف سد رسیده‌اند. حالت MK-model به دلیل مشارکت قسمت مربوط به جرم در تشکیل ماتریس میرایی، مقداری میرایی مصنوعی^{۱۹} به سیستم سازه وارد کرده است.^[۴۲ و ۴۳] زمان شروع ترک در قسمت بالای سد (گردن سد)، تقریباً برای هر دو حالت یکسان بوده است؛ اما زمان انتهای ترک‌خوردگی آن برای حالت K-model به دلیل واگرا شدن آنالیز و خطای انرژی متعادل در گردن سد، زودتر اتفاق افتاده است؛ زیرا در حالت مذکور، ترک‌خوردگی در گردن سد بسیار پخش شده^{۲۰} است.^[۴۴]

۲.۲.۵. مدل‌های EDEDA و TRD

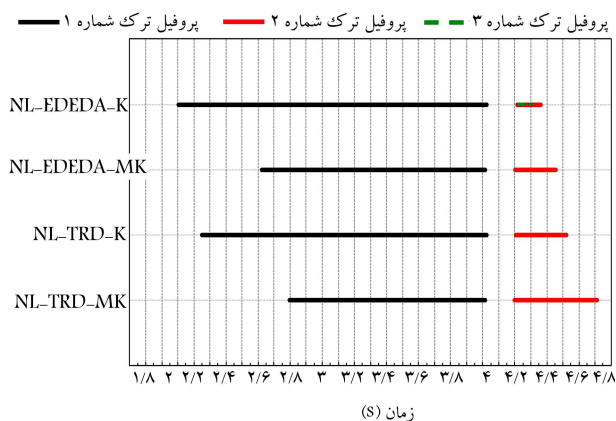
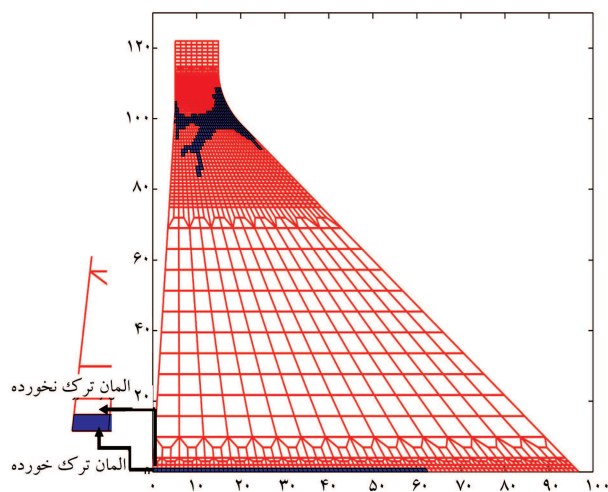
طبق شکل ۹ ج و د، تا قبل از رسیدن به زمان رخداد PGA در ثانیه‌ی ۳/۷، تفاوت بین جابه‌جایی تاج سد در مدل EDEDA در مقایسه با مدل TRD، روند یکسانی مانند حالت تحلیل خطی شکل ۷ - الف است؛ اما به دلیل بزرگ‌نمایی رکورد زلزله به میزان ۱/۵ برابر، اختلاف کمتری دارند. بعد از عبور از PGA، تفاوت در جابه‌جایی دو مدل آشکارتر و میزان جابه‌جایی در مدل EDEDA نسبت به مدل TRD بیشتر شده است. با شروع ترک‌خوردگی در گردن سد و گسترش آن، میزان



شکل ۱۰. تحلیل غیرخطی: انرژی تلف شده توسط میرایی.



شکل ۱۱. پروفیل ترک خوردگی بدنه ی سد.

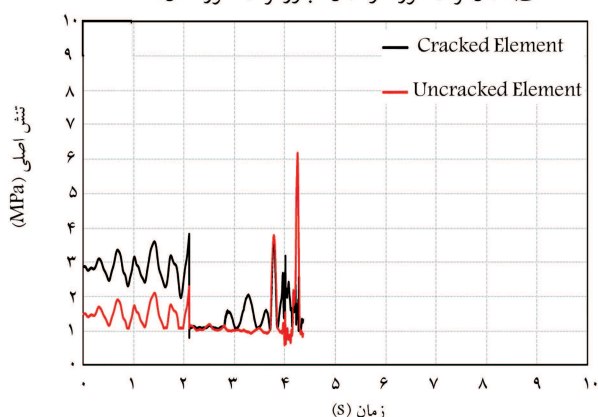


شکل ۱۲. زمان شروع و انتهای پروفیل‌های ترک‌خوردگی بدنه‌ی سد.

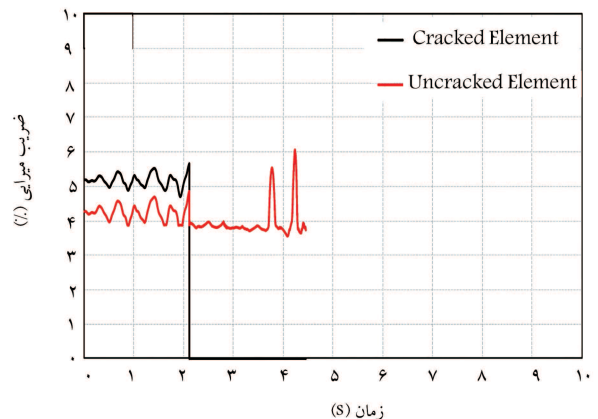
اختلاف جابه‌جایی بسیار بیشتر شده است. شکل ۱۳ الف یک المان ترک‌خورده (به عنوان مثال) در کف سد و المان مجاور آن، که ترک نخورده است، را نشان می‌دهد و همچنین در شکل‌های ۱۳ ب و ج، به ترتیب نمودار تاریخچه‌ی زمانی تنش اصلی بیشینه و ضریب میرایی برای دو المان مذکور (ترک‌خورده و ترک‌نخورده) نشان داده شده است. در مدل ترک اندود به کار برده شده در نوشتار حاضر برای بدنه‌ی سد، زمانی که یک المان ترک خورده است، مقاومت کششی آن کاهش یافته است^[۲۶] و این المان از مشارکت در میرایی حذف شده و مقاومت کششی المان‌های مجاور آن (در جهت تنش‌های اصلی) کاهش و بر اساس مدل EDEDA، میرایی المان‌های مذکور نیز کاهش یافته است. همین فرایند در سایر المان‌های مجاور المان ترک‌خورده رخ داده و در نتیجه بازتوزیع میرایی در مدل EDEDA به وجود آمده است. بازتوزیع میرایی موجب می‌شود که انرژی تلف شده در اثر میرایی در نواحی ترک‌خورده کاهش و در نتیجه، جابه‌جایی تاج سد نسبت به مدل‌های TRD افزایش یابد (شکل ۹ ج و د). علاوه بر این، با توجه به شکل ۱۱ الف تا د مشاهده می‌شود که مدل‌های EDEDA، ترک‌خوردگی‌های شدیدتری در گردن سد دارند، که ناشی از ضریب میرایی کمتر المان‌ها در نواحی ترک‌خورده است و در نتیجه مقاومت و سسکوز کمتر و در نهایت، المان‌های ترک‌خورده‌ی بیشتری را نسبت به مدل TRD به همراه دارد.

۶. بحث

همان طور که در شکل ۱۲ مشاهده می‌شود، پروفیل ترک‌خوردگی در کف سد (پروفیل ۱) در مدل‌های EDEDA زودتر شروع شده و سپس پروفیل ذکر شده برای همه‌ی مدل‌ها در یک زمان تقریباً یکسان متوقف شده است. در واقع، به دلیل تنش‌های بالاتر در زمان بین ۳ تا ۴ ثانیه (PGA در بازه‌ی زمانی اخیر رخ می‌دهد)، در مدل EDEDA المان‌های سازه، میرایی بالاتری دارند و در نتیجه سرعت گسترش ترک‌خوردگی پایین‌تر است. پروفیل ترک‌خوردگی شماره‌ی ۲ در گردن سد رخ داده است. بعد از زمان ۴ ثانیه، میزان میرایی در بدنه‌ی سد در نواحی با تنش‌های بالا حدود ۵٪ است (شکل ۱۴) (دو خط آبی موجود در شکل کانتور، میرایی در ثانیه‌ی ۴/۲۲ المان‌های ترک‌خورده‌ی هستند که از مشارکت در میرایی حذف شده‌اند)؛ سپس همان طور که انتظار می‌رفت زمان شروع ترک‌خوردگی پروفیل ۲ برای همه‌ی مدل‌ها یکسان است. به هر حال، به دلیل کاهش تنش در نواحی ترک‌خورده و همچنین میزان میرایی کمتر المان‌ها در آن نواحی به دلیل بازتوزیع



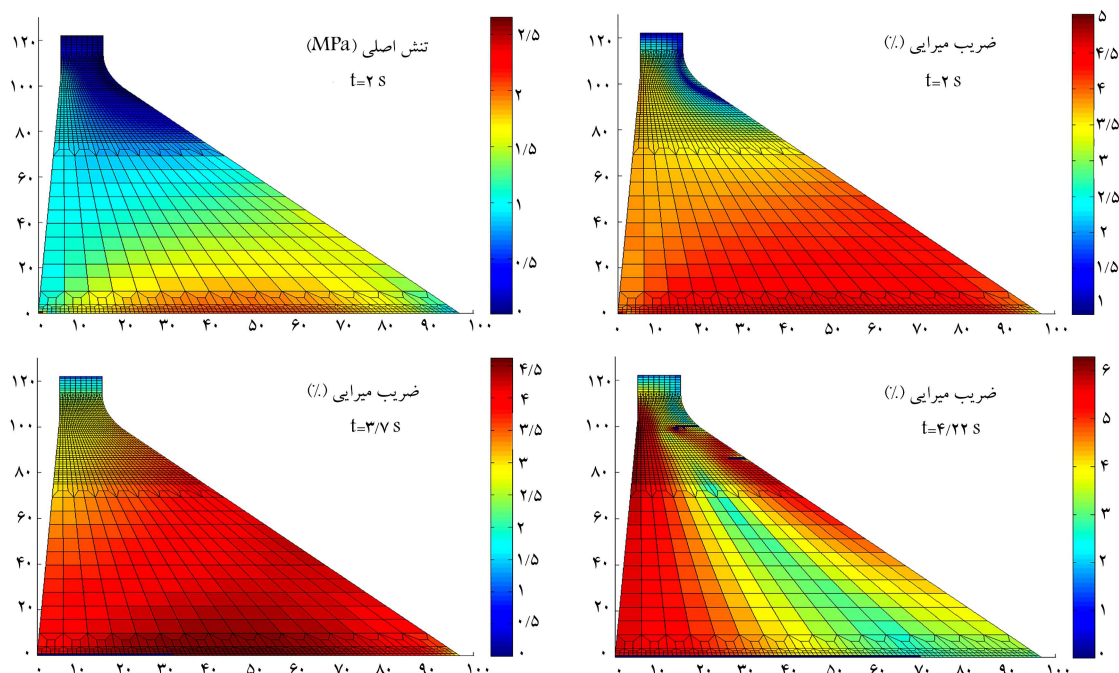
ب) نمودار تاریخچه‌ی زمانی تنش اصلی دو المان ترک خورده و ترک نخورده؛



ج) نمودار تاریخچه‌ی زمانی ضریب میرایی دو المان ترک خورده و ترک نخورده.

شکل ۱۳. نمودار تاریخچه‌ی زمانی ضریب میرایی و تنش اصلی در المان ترک‌خورده و ترک‌نخورده به همراه موقعیت مکان آن.

میرایی، ترک‌های موضعی بیشتری در گردن سد در مدل EDEDA به دلیل حذف مقاومت مصنوعی میرایی (مقدار ثابت ۵٪ در مدل‌های TRD) به وجود می‌آید. با مقایسه‌ی همه‌ی نتایج به نظر می‌رسد که مدل EDEDA در حالت K-model به دلیل وجود دو پروفیل ترک‌خوردگی در گردن سد، که با نتایج ارائه شده در مطالعات انجام شده در این زمینه^[۲۶ و ۲۵] شباهت یکسانی دارند، نتایج منطقی‌تری را ارائه می‌دهد.



شکل ۱۴. کانتورهای بیشینه‌ی تنش اصلی و ضریب میرایی در مدل EDEDA در زمان‌های مختلف.

۷. نتیجه‌گیری

میرایی ثابت برای کل سازه، بدون توجه به سطح بارگذاری، نتایج تا حدی دور از واقعیت را ارائه می‌دهد. در تحلیل غیرخطی با استفاده از مدل ترک اندود، نتایج نشان دادند که حالت K-model در مقایسه با حالت MK-model، جابه‌جایی تاج سد بالاتری دارد و همچنین ترک‌خوردگی شدیدتر و با تعداد المان‌های بیشتری را متحمل می‌شوند. در مدل EDEDA بعد از شروع ترک‌خوردگی و گسترش آن، به دلیل بازتوزیع تنش در المان‌های مجاور، ضریب میرایی کاهش می‌یابد و موجب می‌شود میزان انرژی تلف شده در نواحی ترک‌خورده کاهش یابد و در نهایت، جابه‌جایی بیشتری در تاج سد نسبت به مدل TRD به وجود آید.

هدف اصلی نوشتار حاضر، اختصاص ضریب میرایی به هر المان و به هنگام‌سازی آن در هر گام زمانی در تحلیل غیرخطی تاریخی زمانی سد بتنی وزنی بوده است. با توجه به این‌که میرایی هر المان تابع سطح تنش آن المان است، انتظار می‌رود که بازتوزیع میرایی متناسب با بازتوزیع تنش و همچنین ترک‌خوردگی و پیش‌روی آن صورت گیرد. تحلیل‌های انجام شده روی سد پلین فلت در حالت خطی و غیرخطی نشان می‌دهد که الگوریتم پیشنهادی EDEDA قادر است رفتار لرزه‌یی سدهای بتنی وزنی را پیش‌بینی کند. مشاهده شد که مدل TRD با در نظر گرفتن یک ضریب

پانوشتها

1. construction joint
2. material damping
3. radiation
4. viscous damping
5. unit dissipation energy
6. loss factor
7. smeared crack constitute model
8. free-vibration decay
9. resonance amplification
10. half-power
11. resonance energy loss per cycle
12. element developed energy dissipation algorithm
13. unit volume dissipation energy
14. fatigue stress limit
15. developed energy dissipation algorithm

16. secant stiffness matrix
17. brittle damping
18. energy balance error
19. artificial damping
20. diffuse

منابع (References)

1. Aghajanzadeh, S.M., Mirzabozorg, H. and Ghaemian, M. "Foundation material nonlinearity in dam-reservoir-mass foundation coupled problems", *Ingegneria Sismica-International Journal of Earthquake Engineering*, **34**(4), pp. 1-28 (2017).
2. Adhikari, S. and Woodhouse, J. "Identification of damping: Part 1, viscous damping", *Journal of Sound and Vi-*

- bration, **243**(1), pp. 43-61 (2001).
3. Chopra, A.K. "Dynamics of structures (Prentice-hall international series I Civil Engineering and Engineering Mechanics)", *Pearson/Prentice Hall* (1995).
4. Lazan, B.J. "Damping of materials and members in structural mechanics", *Pergamon Press LTD, Oxford, England*, 317 p (1968).
5. Mei, S., Su, L., Li, P. and et al. "Material damping of concrete under cyclic axial compression", *Journal of Materials in Civil Engineering*, **30**(3), pp. 1-10 (2017).
6. Newmark, N.M. and Hall, W.J. "Seismic design criteria for nuclear reactor facilities", *Proceedings of the 4th World conference on Earthquake Engineering*, pp. 37-50 (1969).
7. Stevenson, J. "Structural damping values as a function of dynamic response stress and deformation levels", *Nuclear Engineering and Design*, **60**(2), pp. 211-237 (1980).
8. Su, L., Wang, Y., Li, P. and et al. "Seismic analysis of bridges based on stress-dependent damping", *Structural Engineering and Mechanics*, **62**(3), pp. 281-289 (2017).
9. Rayleigh, L. *The Theory of Sound*, New York, Dover Publications (1877).
10. Hall, J.F. "Problems encountered from the use (or misuse) of Rayleigh damping", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **35**(5), pp. 525-545 (2006).
11. Xiang-ting, Z. "Hypothesis on energy loss due to structural damping and its application to the vibration calculation", *Journal of Vibration and Shock*, **2**, pp. 12-13 (1982).
12. Kume, Y., Hashimoto, F. and Maeda, S. "Material damping of cantilever beams", *Journal of Sound and Vibration*, **80**(1), pp. 1-10 (1982).
13. Gounaris, G.D. and Anifantis, N. "Structural damping determination by finite element approach", *Computers & Structures*, **73**(1-5), pp. 445-452 (1999).
14. Gounaris, G.D., Antonakakis, E. and Papadopoulos, C.A. "Hysteretic damping of structures vibrating at resonance: An iterative complex eigensolution method based on damping-stress relation", *Computers & Structures*, **85**(23-24), pp. 1858-1868 (2007).
15. Wang, Y. and Wen, J. "Calculation of material damping of reinforced concrete cantilever beams", *China Civil Engineering Journal*, **41**(2), pp. 77-80 (2008).
16. Wang, Y., Pan, Y., Wen, J. and et al. "Material damping evaluation of frames made of different materials", *Materials Research Innovations*, **18**(3), pp. S353-S358 (2014).
17. Chowdhury, S. and Loo, Y. "Logarithmic decrement of damping in reinforced and partially prestressed concrete beams-new prediction formulas", *Proc. of International Conference on Advances in Structures, Steel, Concrete, Composite and Aluminium (ASSCCA '03), Sydney*, pp. 569-573 (22-25 June, 2003).
18. Chowdhury, S., Loo, Y. and Fragomeni, S. "Damping formulae for reinforced and partially prestressed concrete beams", *Advances in Structural Engineering*, **3**(4), pp. 327-335 (2000).
19. Souri, A. and Mirzabozorg, H. "Material damping evaluation in a typical concrete gravity dam" *Ingegneria Sismica-International Journal of Earthquake Engineering*, **35**(3), pp. 121-138 (2018).
20. Bhattacharjee, S. and Leger, P. "Seismic cracking and energy dissipation in concrete gravity dams", *Earthquake engineering & Structural Dynamics*, **22**(11), pp. 991-1007 (1993).
21. Clough, R.W. and Penzien, J. "Dynamics of structures", 3ed. edition ed: *Computers & Structures, Inc.*, University Ave. Berkeley, CA 94704 USA, 1975 (1995).
22. Lloyd, J.P., Lott, J.L. and Kesler, C.E. "Fatigue of concrete", *University of Illinois, Engineering Experiment Station, Bulletin*, No. 499 (1968).
23. Luco, J.E. "A note on classical damping matrices", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **37**(4), pp. 615-626 (2008).
24. Chopra, A.K. and McKenna, F. "Modeling viscous damping in nonlinear response history analysis of buildings for earthquake excitation", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **45**(2), pp. 193-211 (2016).
25. Hall, J.F. "Discussion of 'modelling viscous damping in nonlinear response history analysis of buildings for earthquake excitation' by Anil K. Chopra and Frank McKenna", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **45**(13), pp. 2229-2233 (2016).
26. Bhattacharjee, S. "Smeared fracture analysis of concrete gravity dams for static and seismic loads", *Canada: McGill University* (1993).
27. Chopra, A.K. and McKenna, F. "Response to John Hall's discussion (EQE-16-0008) to Chopra and McKenna's paper, 'modeling viscous damping in nonlinear response history analysis of buildings for earthquake excitation'", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **45**(13), pp. 2235-2238 (2016).
28. Luco, J.E. and Lanzani, A. "A new inherent damping model for inelastic time-history analyses", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **46**(12), pp. 1919-1939 (2017).
29. Petrini, L., Maggi, C., Priestley, M.J.N. and et al. "Experimental verification of viscous damping modeling for inelastic time history analyzes", *Journal of Earthquake Engineering*, **12**(sup 1), pp. 125-145 (2008).
30. ASCE, "Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures (ASCE/SEI 7-10)", *American Society of Civil Engineers* (2010).
31. NEHRP, "Nonlinear structural analysis for seismic design: A guide for practicing engineers", *NIST GCR 10-917-5* (2010).
32. Zhang, H., Wang, Y. and Han, Q. "Nonlinear material loss factors of single-layer latticed domes subjected to earthquake ground motions", *Journal of Structural Engineering*, **141**(7), pp. 1-15 (2015).
33. Mirzabozorg, H. and Ghaemian, M. "Non-linear behavior of mass concrete in three-dimensional problems using a smeared crack approach", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **34**(3), pp. 247-269 (2005).

34. Krishnamoorthy, A. and Anita, S. "Soil-structure interaction analysis of a FPS-isolated structure using finite element model", *Structures*, **5**, pp. 44-57 (2016).
35. Anand, V. and Satish Kumar, S.R. "Seismic soil-structure interaction: A state-of-the-art review", *Structures*, **16**, pp. 317-326 (2018).
36. Ghaemian, M. and Ghobarah, A. "Nonlinear seismic response of concrete gravity dams with dam-reservoir interaction", *Engineering Structures*, **21**(4), pp. 306-315 (1999).
37. Mirzabozorg, H., Varmazyari, M. and Ghaemian, M. "Dam-reservoir-massed foundation system and traveling wave along reservoir bottom", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **30**(8), pp. 746-756 (2010).
38. Hilber, H.M., Hughes, T.J.R. and Taylor, R.L. "Improved numerical dissipation for time integration algorithms in structural dynamics", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **5**(3), pp. 283-292 (1977).
39. USACE, "Gravity dam design: department of the army U.S.", *Army Corps of Engineers, Washington* (1995).
40. Rescher, O.J. "Importance of cracking in concrete dams", *Engineering Fracture Mechanics*, **35**(1-3), pp. 503-524 (1990).
41. Wang, G., Wang, Y., Lu, W. and et al. "Deterministic 3D seismic damage analysis of guandi concrete gravity dam: A case study", *Engineering Structures*, **148**, pp. 263-276 (2017).
42. El-Aidi, B. and Hall, J.F. "Non-linear earthquake response of concrete gravity dams part 1: modelling", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **18**(6), pp. 837-851 (1989).
43. El-Aidi, B. and Hall, J.F. "Non-linear earthquake response of concrete gravity dams part 2: behaviour", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **18**(6), pp. 853-865 (1989).
44. Zeinizadeh, A., Mirzabozorg, H., Noorzad, A. and et al. "Hydrodynamic pressures in contraction joints including waterstops on seismic response of high arch dams", *Structures*, **14**, pp. 1-14 (2018).
45. Ghaemian, M. and Ghobarah, A. "Seismic response of the sefidrud concrete buttress dam", *European Earthquake Engineering*, **11**, pp. 7-16 (1997).
46. Khazaei Poul, M. and Zerva, A. "Nonlinear dynamic response of concrete gravity dams considering the deconvolution process", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **109**, pp. 324-338 (2018).