نشریه علمی سد و نیروگاه برق آبی ایران
سال دهم/ شماره سی و پنجم/ پاییز ۱۴۰۲

Journal of Iranian Dam and Hydroelectric Power Plant
10th Year/ No. 35/ December 2023

ارزیابی کمّی سدهای وزنی بتنی بر مبنای انرژی با استفاده از شاخص خرابی تحت زلزله‌های حوزه نزدیک

سید جمال‌الدین شریفی*[۱]
سید مصطفی شریفی[۲]

چکیده

ارزیابی لرزه‌ای سدهای وزنی بتنی عمدتاً با استفاده از تخمین ظرفیت‌های حالات حدّی و یا تعیین شاخص‌های خرابی انجام می‌پذیرد. در چارچوب مفاد مهندسی زلزله مبتنی بر عملکرد، معیار خرابی به حالات خرابی قابل مشاهده از نظر فیزیکی برمی‌گردد، که می‌تواند متعاقباً به تعمیرات مربوط شود. درحالی‌که تمایل برای وقوع مودهای مستعد گسیختگی سدهای بتنی، باید کمّی باشد. هدف اصلی این مقاله، ارزیابی لرزه‌ای سدهای وزنی بتنی به صورت کمّی با استفاده از شاخص خرابی مبتنی بر انرژی می‌باشد. از این رو با انتخاب سد وزنی پاین‌فلت به عنوان مورد مطالعاتی، تحلیل دینامیکی فزاینده‌ی غیرخطی بر روی سیستم سد-مخزن-فونداسیون صلب، تحت رکوردهای حوزه نزدیک دارای اثرات پیش‌روندگی، انجام شده‌است. در ادامه، حالات حدی، سطوح خرابی و ظرفیت دینامیکی کلی سازه بر اساس پارامترهای مبتنی بر انرژی تعیین گردیده‌اند. سپس حالات خرابی سد تعیین گردیده و با استفاده از یک شاخص خرابی مبتنی بر انرژی، حالات خرابی تعیین شده کمّی گردیده‌اند. در مرحله بعد، سطوح عملکرد سد تعریف و حالات خرابی و محدوده‌ی شاخص خرابی هر کدام مشخص شده‌اند. نتایج نشان دادند که شاخص خرابی مذکور به طور مؤثری سطح خرابی سد را به صورت کمّی تخمین‌زده و به طور منطقی با توسعه‌ی خرابی در بدنه سد افزایش یافته‌است.

واژه‌های کلیدی

سدهای وزنی بتنی، شاخص خرابی مبتنی بر انرژی، تحلیل دینامیکی افزایشی، حالات خرابی، سطوح عملکرد

*[۱]. کارشناس ارشد مهندسی عمران- سازه، گروه مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد دماوند، تهران، ایران.
seyyedjamaleddin.sharifi@yahoo.com
[۲]. دانشجوی دکتری مهندسی عمران-زلزله، گروه مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد علوم و تحقیقات، تهران، ایران.
sharifi_mostafa@yahoo.com

علمی-پژوهشی

تاریخ دریافت: ۱۴۰۱/۱۱/۲۴ تاریخ پذیرش: ۱۴۰۲/۰۶/۲۷

[Downloaded from journal.hydropower.org.ir on 2026-11-17]

مقدمه

سدها یکی از مؤلفه‌های حیاتی زیرساخت ملی محسوب می‌گردند. آن‌ها دارای کاربردهای فراوانی از قبیل تولید انرژی، کنترل سیلاب و ذخیره‌ی آب برای مصارف خانگی، صنعتی، کشاورزی و تفریحی می‌باشند. با این وجود، تعداد زیادی از سدها، قدیمی بوده و بیشتر آن‌ها در دوره‌ای طراحی شده‌اند که داده‌های میدانی لرزه‌ای محدود بوده و یا دانش فنی پایینی در اختیار بوده‌است. بکارگیری یک رویکرد ساده‌ی دودویی ایمن/منهدم، که به طور معمول در حال حاضر از طریق کاربرد آیین‌نامه‌های ایمنی غیراحتمالاتی ((CDA، ۲۰۰۷)، (USACE، ۲۰۰۷) و (FERC-PFMA، ۲۰۰۵)) انجام می‌شود، نه‌تنها مبتنی بر واقعیت نبوده بلکه منجر به برنامه‌ی بهسازی خیلی گران‌قیمتی خواهدشد. از طرف دیگر مهندسی زلزله مبتنی بر عملکرد[۱] (PBEE) (حریری اردبیلی و ساوموا[۲]، ۲۰۱۴) که در حال حاضر به طور گسترده‌ای برای ساختمان‌ها بکار می‌رود، الگوی جدیدی برای سدها ایجاد کرده‌است که در آن تحلیل تاریخچه‌زمانی غیرخطی اجرا شده و ارزیابی کمّی گسیختگی مورد نیاز است.

پژوهشگران مختلف شاخص‌های خرابی[۳] (DIs) گوناگونی با کاربردهای متفاوت برای سازه‌های قاب‌بندی شده، پیشنهاد کرده‌اند. گروه اول شاخص‌های خرابی موضعی[۴] تجمعی[۵] از قبیل دوران تجمعی همپایه شده[۶] (بانن و ونیزیانو[۷]، ۱۹۸۲)، خستگی چرخه‌ای کوتاه[۸] (استفن[۹]، ۱۹۸۵)، شاخص خرابی پارک-انگ (پارک و انگ[۱۰]، ۱۹۸۵) و شاخص خرابی مبتنی بر انرژی (راتزیگ[۱۱] و همکاران، ۱۹۸۹) می‌باشند. گروه دوم شاخص‌های خرابی موضعی غیرتجمعی[۱۲] مانند نسبت شکل‌پذیری (نیومارک و رزنبلوث[۱۳]، ۱۹۷۱)، دریفت بین طبقه‌ای (رافائل و میر[۱۴]، ۱۹۸۱)، نسبت شیب[۱۵] (انحراف) (تواسی و یو[۱۶]، ۱۹۸۲)، نسبت خرابی خمشی (رافائل و میر، ۱۹۸۱) و شاخص خرابی سختی (قبارا[۱۷] و همکاران، ۱۹۹۹) بوده و گروه سوم نیز شاخص‌های خرابی کلی[۱۸] شامل نرم‌شدگی حداکثر و نهایی (دیپاسکوئل و کاکمک[۱۹]، ۱۹۸۸) می‌باشند. سرانجام به جای شاخص‌های خرابی متداول، مفهوم طیف‌های خرابی[۲۰] توسط بزرگ‌نیا و برترو[۲۱]، ۲۰۰۳ پیشنهاد شد. روش تخمین خرابی[۲۲] ابتدا به وسیله قناعت[۲۳]، ۲۰۰۴ معرفی شده و سپس در راهنمای USACE (۲۰۰۷) مورد استفاده قرارگرفت. شاخص‌های خرابی مبتنی بر جابجایی[۲۴] و مبتنی بر انرژی[۲۵] برای ارزیابی لرزه‌ای سدهای وزنی از طریق اعمال تحلیل استاتیکی پوش‌آور[۲۶] و تحلیل دینامیکی فزاینده[۲۷] توسط عالم باقری و قائمیان[۲۸]، ۲۰۱۳ پیشنهاد شد و هم‌چنین ضوابطی برای ارزیابی خسارت انباشته در سدهای وزنی در فضای موضعی و کلی به وسیله ژانگ[۲۹] و همکاران، ۲۰۱۳ ارائه‌گردید. حریری اردبیلی و ساوموا[۳۰]، ۲۰۱۴ موضوع پایش کمی انهدام را از طریق تحلیل گذرای غیر خطی یک سد وزنی بتنی بررسی نموده و انهدام را از طریق یک شاخص خرابی چند مقیاسه[۳۱] مورد ارزیابی قراردادند. آنها بر پایه‌ی شاخص‌های خرابی استفاده شده در ساختمان‌های بتنی، یک شاخص خرابی تجمعی چند متغیره[۳۲] برای سدهای وزنی بتنی پیشنهاد نمودند. این

[1] performance-based earthquake engineering (PBEE)
[2] Saouma
[3] Damage Index (DI)
[4] Local
[5] Cumulative
[6] Normalized cumulative rotation
[7] Banon and Veneziano
[8] low cycle fatigue
[9] Stephens
[10] Park and Ang
[11] Kratzig
[12] Non-cumulative
[13] Newmark and Rosenblueth
[14] Roufaiel and Meyer
[15] Slope ratio
[16] Toussi and Yao
[17] Ghobarah
[18] Global
[19] Dipasquale and Cakmak
[20] Damage spectra
[21] Bertero
[22] Damage estimation methodology
[23] Ghanaat
[24] Displacement-based
[25] Energy-based
[26] Static Pushover Analysis (SPA)
[27] Incremental Dynamic Analysis (IDA)
[28] Alembagheri and Ghaemian
[29] Zhang
[30] Hariri–Ardebili and Saouma
[31] Multi-scale
[32] Multi-variable

[Downloaded from journal.hydropower.org.ir on 2026-11-17]

شاخص خرابی، حالت‌های موضعی، میانی[1] (متوسط) و کلی را کنترل می‌کرد. متغیرهای کنترل در شاخص خرابی پیشنهادی آن‌ها طول ترک، انرژی اتلاف شده[2] و ماکزیمم دریفت[3] بودند. آن‌ها به این نتیجه رسیدند که شاخص خرابی پیشنهادی‌شان می‌تواند یک معیار کمّی مناسب برای میزان انهدام در سدهای وزنی بر مبنای حرکت دینامیکی ورودی تأمین‌نماید. انصاری و آگراوال[4]، ۲۰۱۶ برای ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای سدهای وزنی بتنی از منحنی‌های شکنندگی[5] استفاده نمودند. آن‌ها برای تولید منحنی‌های شکنندگی روش تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA) را بر روی یک سد وزنی بتنی مشخص اعمال‌نمودند. متدولوژی آن‌ها بر مبنای مقایسه‌ی پارامتر شاخص خرابی با آستانه‌ی سطوح خرابی سد بود. آن‌ها یک شاخص خرابی برای سدهای وزنی بتنی بر پایه‌ی ضریب ایمنی در برابر لغزش (FSS) که طول و موقعیت ترک‌ها در بخش گردن[6] و پایه‌ی[7] سد را در نظر می‌گرفت، پیشنهاد دادند. هم‌چنین یک ماتریس حالات خرابی (اندک[8]/ متوسط[9]/ گسترده[10]/ شدید[11]) بر پایه‌ی شاخص خرابی پیشنهادی برای ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای سدهای وزنی تعریف نمودند. وانگ[12] و همکاران، ۲۰۱۸ یک شاخص خرابی جدید که مشارکت خرابی‌های موضعی مختلف درخرابی کلی را در نظر می‌گرفت، بر پایه‌ی مکانیزم کاربردی[13] سدهای وزنی (در نظر گرفتن شکست پرده‌ی تزریق[14] که منجر به افزایش فشار برکنش[15] و کاهش ضرایب ایمنی می‌شود) پیشنهاد نمودند.

هدف اصلی این تحقیق، ارزیابی لرزه‌ای سدهای وزنی بتنی به صورت کمّی با استفاده از شاخص خرابی مبتنی بر انرژی[16] (انرژی اتلاف شده به دلیل شکست[17]) می‌باشد. در پژوهش حاضر، پایش کمّی انهدام از طریق اعمال تحلیل دینامیکی افزایشی بر روی یک سد وزنی بتنی بررسی گردیده و انهدام به وسیله‌ی یک شاخص خرابی مبتنی بر انرژی (DI_E) که کلی و تجمعی می‌باشد، تعیین می‌گردد. تعریف سطوح عملکرد[18] سدهای وزنی بتنی بر مبنای انرژی از دیگر اهداف این مقاله می‌باشد.

در این پژوهش، جهت ارزیابی کمّی سدهای وزنی بتنی از یک شاخص خرابی مبتنی بر انرژی (انرژی اتلاف شده به دلیل شکست) که کلی و تجمعی می‌باشد، استفاده شده‌است. از بین انواع مختلف شاخص‌های خرابی، شاخص‌های خرابی کلی تجمعی، قابل‌قبول‌تر می‌باشند (عالم باقری و قائمیان، ۲۰۱۳). زیرا این شاخص‌ها از یک طرف، ماهیت تجمعی داشته، می‌توانند تأثیر تجمعی تحریک لرزه‌ای در خرابی‌های سازه‌ای را در نظر گرفته و از طرف دیگر بر اساس انتشار خرابی در کل بدنه‌ی سد می‌باشند، لذا فرآیند آسیب در سازه را بهتر نشان می‌دهند. شاخص‌های خرابی مبتنی بر جابجایی قادر به دربرگرفتن تجمع (انباشت) خرابی در طی تحلیل نبوده و فقط حالت پایانی را دربر می‌گیرند (حریری اردبیلی و ساوموا، ۲۰۱۴). بین شاخص‌های مبتنی بر جابجایی و مبتنی بر انرژی، به نظر می‌رسد که شاخص‌های خرابی مبتنی بر انرژی، قابل‌قبول‌تر هستند، زیرا آن‌ها تجمعی بوده و بر اساس انتشار خرابی در کل بدنه‌ی سد می‌باشند. در مقاله‌ی حاضر، بر اساس سطوح عملکرد تعریف شده برای ساختمان‌ها، سطوح عملکرد سدهای وزنی بتنی تعیین گردیده‌اند. لازم به ذکر است که این سطوح عملکرد نیز، بر مبنای پارامترهای مبتنی بر انرژی تعریف شده‌اند. بدین ترتیب می‌توان بر اساس شدت آریاس تحریک لرزه‌ای (قبل از انجام تحلیل عددی) و یا مقدار انرژی اتلاف شده به دلیل شکست (بدست آمده از تحلیل عددی)، یک تخمین اولیه در مورد حالت خرابی و سطح عملکرد سد پاین‌فلت بدست آورد.

مواد و روش‌ها

در این پژوهش، جهت ارزیابی لرزه‌ای سدهای وزنی بتنی از روش IDA استفاده شده‌است. بدین ترتیب، با انتخاب سد

[1] Intermediate
[2] Dissipated energy
[3] Drift
[4] Agarwal
[5] Fragility curves
[6] Neck
[7] Base
[8] Slight
[9] Moderate
[10] Extensive
[11] Severe
[12] Wang
[13] Operational mechanism
[14] Grouting curtain failure
[15] Uplift pressure
[16] Energy-based Damage Index (DI_E)
[17] Dissipated Fracture Energy (DFE)
[18] Performance levels

[Downloaded from journal.hydropower.org.ir on 2026-11-17]

وزنی پاین‌فلت[1] به عنوان مورد مطالعاتی، روش تحلیل دینامیکی فزاینده غیرخطی، با استفاده از الگوریتم جستجو و انباشت[2](hunt&fill) بر روی سیستم سد-مخزن-فونداسیون‌صلب، تحت ۲۶ رکورد حوزه نزدیک دارای اثرات پیش‌روندگی[3]، اعمال گردیده‌است. در الگوریتم مذکور، هر رکورد در ۱۵ سطح شدت مقیاس گردیده که با توجه به ۲۶ رکورد انتخابی، مجموعاً ۳۹۰ تحلیل دینامیکی تاریخچه‌زمانی غیرخطی انجام شده‌است (۳۹۰=۱۵*۲۶). جهت انتخاب معیار شدت[4] (IM) و معیار خرابی[5] (DM) از پارامترهای مبتنی بر انرژی استفاده شده‌است. بدین ترتیب که شدت آریاس (IA) که معرف انرژی تجمعی شتابنگاشت می‌باشد، به عنوان معیار شدت (IM) در نظر گرفته شده و سه پارامتر انرژی اتلاف شده به دلیل شکست (DFE)، انرژی اتلاف شده، به دلیل شکست در حرکت تاج سد درجهت پایین‌دست[6] (DFE D/S) و انرژی اتلاف شده به دلیل شکست در حرکت تاج سد درجهت بالادست[7] (DFE U/S) به عنوان معیار خرابی (DM) انتخاب شده‌اند. در ادامه حالات حدی[8] (LSs)، سطوح خرابی[9] و ظرفیت دینامیکی کلی سازه براساس پارامتر های مبتنی بر انرژی تعیین گردیده‌اند. پس از مطالعه‌ی منحنی‌های IDA، حالات خرابی (DSs) سد تعیین‌گردیده و با استفاده از یک شاخص خرابی مبتنی بر انرژی (DI_E)، حالات خرابی تعیین شده کمّی گردیده‌اند. در مرحله‌ی بعد، سطوح عملکرد سد تعریف و حالات خرابی و محدوده‌ی شاخص خرابی هر کدام مشخص شده‌اند.

مدلسازی عددی

سد وزنی بتنی پاین‌فلت بر روی رودخانه‌ی کینگز[10] در ایالات متحده آمریکا احداث شده‌است. سازه‌ی سد از ۳۷ مونولیت[11] با عرض ۱۵/۲۰ متر تشکیل شده‌است که تاجی با طول ۵۶۰ متر را ایجاد نموده‌اند. مونولیت شماره‌ی ۱۸، بزرگترین مونولیت غیرسرریز شونده‌ی سد پاین‌فلت می‌باشد. ارتفاع این مونولیت ۱۲۲ متر می‌باشد. در این پژوهش جهت انجام مدلسازی و تحلیل غیرخطی از نرم‌افزار NSAG-DRI استفاده شده‌است (قائمیان، ۲۰۰۸). مدل اجزای محدود مقطع دو بعدی مونولیت ۱۸ سد پاین‌فلت به همراه مخزن، مشخصات هندسی و برخی فرضیات تحلیل در شکل (۱) نشان داده شده‌است.

در این تحقیق، مقطع یکپارچه‌ی سد، بدون هرگونه درز، ترک و صفحات مستعد لغزش مدل‌سازی شده و فونداسیون صلب در نظر گرفته شده‌است. در مدل‌سازی عددی، فقط رفتار غیرخطی مصالح بتنی لحاظ گردیده و از رفتار غیرخطی هندسی صرفنظر گردیده‌است. بنابراین، تنها مود گسیختگی لحاظ شده، اضافه تنش منجر به ترک‌های کششی در بدنه‌ی سد می‌باشد و از خردشدگی فشاری بتن چشم پوشی شده‌است. رفتار غیرخطی بتن سد با استفاده از مدل ترک پیوسته-مدل ترک پخش‌شده[12] شبیه‌سازی شده‌است (باتاچارژی و لیگر[13]، ۱۹۹۳). مشخصات مصالح بتن سد در جدول (۱) درج گردیده‌است.

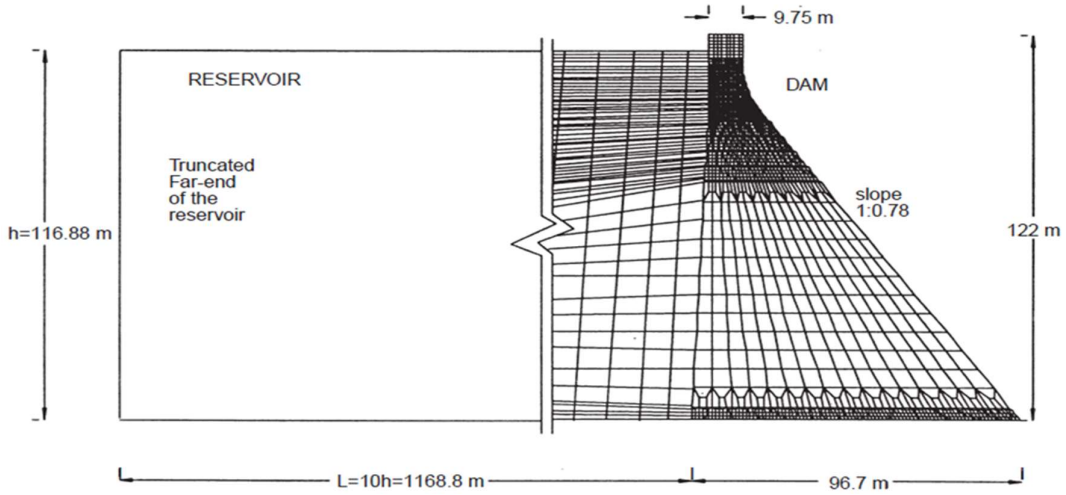
جدول (۱): مشخصات مکانیکی مصالح

نام	نمایه	مقدار	واحد
مدول الاستیسیته	E_c	27.58	GPa
چگالی	ρ_c	2400	Kg/m^3
نسبت پواسون	ν_c	0.20	...
مقاومت کششی	σ_t	2.70	MPa
مقاومت فشاری	σ_c	27.00	MPa
انرژی شکست	G_f	300	N/m
ضریب افزایش مقاومت دینامیکی	...	1.20	...

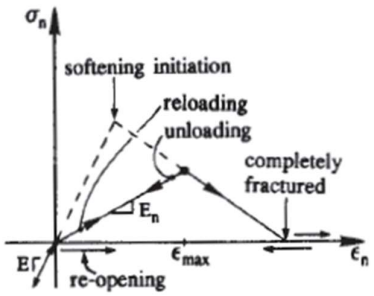
هم‌چنین شکل (۲) مدل تنش-کرنش مصالح بتنی سد را نشان می‌دهد. در این مطالعه رفتار فشاری بتن، الاستیک خطی در نظر گرفته شده‌است.

[1]Pine Flat concrete gravity dam
[2]hunt & fill algorithm
[3]Forward directivity
[4]Intensity Measure (IM)
[5]Damage Measure (DM)
[6]Dissipated Fracture Energy into Down-Stream (DFE D/S)
[7]Dissipated Fracture Energy into Up-Stream (DFE U/S)
[8]Limit States (LSs)
[9]Damage levels
[10]Kings river
[11]Monolith
[12]Smeared Crack Model
[13]Bhattacharjee and Leger

[Downloaded from journal.hydropower.org.ir on 2026-11-17]



شکل (۱): مدل اجزای محدود مقطع دو بعدی مونولیت ۱۸ سد پاین‌فلت به همراه مخزن، مشخصات هندسی و برخی فرضیات تحلیل



شکل (۲): مدل تنش-کرنش کششی مصالح بتنی سد (باناچارژی و لیگر، ۱۹۹۳)

با وجود این‌که لغزش[1] (در امتداد سطوح ترک‌خورده در سد یا در سطح مشترک سد و فونداسیون یا صفحات ضعیف در فونداسیون) و واژگونی[2] از جمله مودهای محتمل گسیختگی[3] در سدهای بتنی وزنی می‌باشند، اما به ندرت ممکن است که اتفاق بیفتند ((فیشمن[4]، ۲۰۰۹) و (عالم باقری و قائمیان، ۲۰۱۳)). ازاین‌رو بدون لحاظ صفحات لغزشی در سطح مشترک سد و فونداسیون آن، فونداسیون سد صلب درنظر گرفته شده‌است. اندرکنش سد و مخزن در مدل‌سازی انجام شده لحاظ گردیده‌است. معادلات کوپله سد-مخزن بااستفاده‌از تکنیک جابجایی متناوب[5] حل شده‌اند. عمق مخزن در وضعیت نرمال آن برابر ۱۱۶/۸۸ متر در نظر گرفته شده‌است. هم‌چنین هیچ آبی در پایین‌دست سد لحاظ نشده‌است. شرایط مرزی انتهای دور مخزن با استفاده از شرایط مرزی شاران[6] مدل‌سازی گردیده‌است (شاران، ۱۹۸۶). شرایط فشار صفر در سطح مخزن برقرار است. اثر جذب امواج در کف مخزن در تعیین پاسخ لرزه‌ای سد با فرض محافظه‌کارانه‌ی ضریب انعکاس برابر ۰/۸۲ لحاظ گردیده‌است (شاران، ۱۹۸۶). سرعت حرکت موج در آب برابر ۱۴۳۸/۶۶ m/sec و چگالی آب $1000 kg/m^3$ درنظر گرفته شده‌اند. همچنین آب مخزن، سیالی تراکم‌پذیر می‌باشد. از فشار برکنش و همچنین فشار آب منفذی داخل ترک‌ها صرفنظر گردیده‌است. برای اعمال اثر میرائی از مدل میرائی الاستیک-ترد رایلی[7] استفاده شده‌است. این مدل، ترکیبی خطی از دو مؤلفه‌ی جرم و سختی سازه می‌باشد که هر کدام با یک ضریب تناسب در تشکیل ماتریس میرائی مشارکت دارند. میرایی رایلی کلاسیک دارای معادله بنیادین به صورت رابطه (۱) می‌باشد (قائمیان، ۲۰۱۷):

$$[C] = a_M[M] + a_K[K] \qquad (۱)$$

که در آن، $[M]$ ماتریس جرم، $[K]$ ماتریس سختی، a_M ضریب تناسب جرم و a_K ضریب تناسب سختی می‌باشند. معمولاً عبارت متناظر با ماتریس جرم در رابطه‌ی ماتریس میرایی رایلی برای اجتناب از بروز اثرات نامطلوب در تحلیل غیرخطی حذف می‌شود (قائمیان، ۲۰۱۷). بنابراین، ماتریس میرایی متناسب با ماتریس سختی خواهدشد. در این حالت

[1]Sliding
[2]Overturning
[3]Potential Failure Modes
[4] Fishman
[5]Staggered displacement method
[6]Sharan
[7]Rayleigh elasto-brittle damping model

[Downloaded from journal.hydropower.org.ir on 2026-11-17]

مقدار ضریب ماتریس سختی از رابطه‌ی (۲) محاسبه می‌گردد:

$$a_K = \frac{2\xi}{\omega_n} \quad (۲)$$

که در آن، ξ نسبت میرایی و ω_n فرکانس زاویه‌ای طبیعی سیستم بر حسب Rad/Sec می‌باشند. ω_n نیز به صورت رابطه (۳) تعریف می‌گردد:

$$\omega_n = \frac{2\pi}{T_n} \quad (۳)$$

که در آن T_n زمان تناوب طبیعی سیستم بر حسب ثانیه می‌باشد. ضریب تناسب سختی با لحاظ نسبت میرائی بحرانی ٪۵ و براساس مشارکت مود اول سیستم سازه-مخزن قرار گرفته بر روی فونداسیون صلب (T_1=0.28)، برابر ۰/۰۰۴۴ محاسبه گردیده‌است. در این پژوهش با استفاده از نرم‌افزار مذکور، معادله‌ی دینامیکی سد در حالت دوبعدی و در میدان زمان[1] به روش اجزاء محدود و به صورت غیرخطی حل می‌گردد. همچنین برای حل عددی معادله‌ی حرکت در حوزه‌ی زمان، از روش حل ضمنی[2] استفاده می‌شود (قائمیان و قبارا[3]، ۱۹۹۹). گام‌های زمانی تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی برابر ۰/۰۰۲ ثانیه در نظر گرفته‌شده و فقط مؤلفه‌ی افقی زلزله بر سازه و در پاشنه‌ی سد اعمال گردیده‌است.

موازنه‌ی انرژی لرزه‌ای در تحلیل سدهای وزنی بتنی

موازنه‌ی انرژی (صورت‌بندی انرژی مطلق) برای تحلیل سدهای وزنی بتنی را می‌توان به صورت رابطه (۴) نوشت (قائمیان و قبارا، ۱۹۹۹):

$$EK + EE + ED + EF = EP + EQ + EH \quad (۴)$$

که EK، EE، ED و EF به ترتیب انرژی جنبشی مطلق، انرژی الاستیک ذخیره شده در سیستم، انرژی میرایی ویسکوز و انرژی اتلاف شده به دلیل شکست و EP، EQ و EH کار نیروهای وارده غیرلرزه‌ای، انرژی ورودی لرزه‌ای مطلق و کار فشار هیدرودینامیک است. EK و EE انرژی ذخیره شده را نشان می‌دهند، در حالیکه ED و EF انرژی اتلاف شده را نشان می‌دهند (قائمیان و قبارا، ۱۹۹۹). انرژی ورودی (EI)، برابر مجموع EQ،EP و EH می‌باشد ($EI = EP + EQ + EH$). حال، با توجه به مطالبی که گفته شد، معیار خطای انرژی تحت رابطه (۵) ارائه می‌شود (قائمیان و قبارا، ۱۹۹۹):

$$\text{Error}(\%) = \frac{(P+Q+H)-(K+D+E+F)}{(Q+H)} \times 100 \quad (۵)$$

لازم به ذکر است که در روند تحلیل‌های لرزه‌ای غیر خطی، معیار خطای موازنه‌ی انرژی[4] به میزان ٪۵ تا ٪۱۰ در نظر گرفته می‌شود ((قائمیان و قبارا، ۱۹۹۹) و (قائمیان، ۲۰۱۷)). البته در تحلیل‌ها به وضوح دیده می‌شود که رشد خطای انرژی و به عبارتی توسعه‌ی آسیب در مدل اجزای محدود بعد از میزان معین خطا بسیار سریع می‌شود و در روند تحلیل غیرخطی ناپایداری حاصل می‌شود. این شرایط معیاری برای میزان خرابی زیاد در سدها تلقی می‌شود ((قائمیان و قبارا، ۱۹۹۹) و (قائمیان، ۲۰۱۷)).

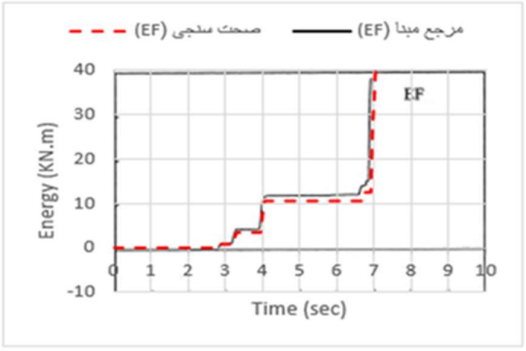
صحت‌سنجی نتایج

در ابتدای این تحقیق، یک مطالعه صحت‌سنجی انجام گردید. مرجع مبنای مقایسه مطالعه انجام شده توسط قائمیان و قبارا (۱۹۹۹) در نظر گرفته‌شد. در پژوهش مذکور تحلیل دینامیکی تاریخچه‌زمانی غیرخطی بر روی سد پاین‌فلت تحت ۱۰ ثانیه‌ی نخست مؤلفه‌ی افقی (مؤلفه S69E) شتابنگاشت مقیاس‌شده‌ی زلزله تافت‌لینکن[5]، با ضریب مقیاس ۱/۵۰، اعمال گردیده بود. لذا در این پژوهش، تحلیل دینامیکی غیرخطی با شرایط، فرضیات و بارگذاری لرزه‌ای کاملاً مشابه با مرجع مبنا انجام گردیده و سپس پاسخ‌های دینامیکی سازه و خرابی آن با مرجع مبنا، مقایسه گردید. آنچه محقق گردید، انطباق و برابری قابل‌توجه نتایج مطالعه‌ی صحت‌سنجی با نتایج مرجع مبنای مقایسه بود. در شکل (۳-الف) پاسخ انرژی اتلاف شده به دلیل شکست (Dissipated Fracture Energy (DFE)) حاصل از مطالعه‌ی صحت‌سنجی و مرجع مبنا با یکدیگر مقایسه شده‌اند. در شکل (۳-ب) نیز، پروفیل ترک در بدنه‌ی سد در

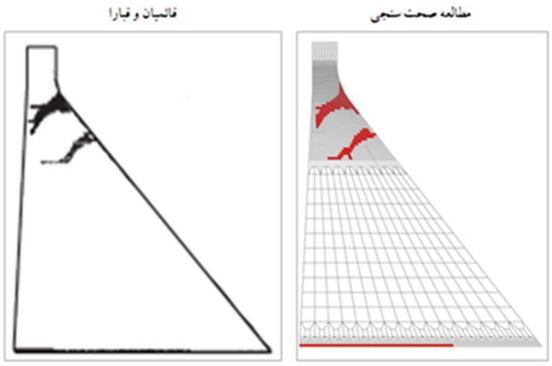
[1] Time domain
[2] Explicit method
[3] Ghaemian and Ghobarah
[4] Energy Balance Error (EBE)
[5] Kern County 1952/07/21, Station: 1095 Taft Lincoln School, KERN/TAF111, component: S69E, NGA code: 0015.

[Downloaded from journal.hydropower.org.ir on 2026-11-17]

لحظه‌ی (sec) t=7 حاصل از دو مطالعه، نشان داده شده‌است.



شکل (۳-الف): مقایسه پاسخ DFE



شکل (۳-ب): مقایسه پروفیل ترک در بدنه سد

شکل (۳): مقایسه نتایج مطالعه صحت‌سنجی و مرجع مبنا

تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA)

در این پژوهش جهت تحلیل سازه از روش IDA استفاده شده‌است. انجام تحلیل IDA برای تعیین عملکرد یک سازه، چندین مرحله دارد (وامواتسیکوس و کرنل[1]، ۲۰۰۴). در ابتدا یک مدل سازه‌ای غیرخطی مناسب باید ایجاد گردیده و یک مجموعه از رکورد ها تهیه شوند. سپس برای هر رکورد، سطوح مقیاس باید انتخاب شده، تحلیل‌های دینامیکی انجام گردیده و نتایج پردازش گردند. بنابراین می‌توان منحنی‌های IDA پاسخ سازه‌ای را تولید نمود که به وسیله‌ی ترسیم یک معیار خرابی (DM) در برابر یک معیار شدت (IM) ارائه می‌گردد. به نوبت برای هر رکورد درون‌یابی انجام گردیده و بر روی همه‌ی رکوردها خلاصه‌سازی انجام می‌شود تا توزیع تقاضای DM در هر سطح شدت (IM) مشخص، تخمین زده شود. سپس، حالات حدی می‌توانند بر روی هر منحنی IDA مشخص شده و آن‌ها برای ایجاد احتمال تجاوز یک حالت حدی مشخص در سطح IM داده شده خلاصه‌سازی شوند.

در این پژوهش، زلزله‌های حوزه نزدیک دارای اثر جهت‌پذیری پیش‌رونده به عنوان بارگذاری لرزه‌ای در نظر گرفته شده‌است. ستوده[2] و همکاران، ۲۰۱۸، سد پاین‌فلت را تحت زلزله‌های حوزه نزدیک دارای اثر جهت‌پذیری پیش‌رونده مورد ارزیابی لرزه‌ای قرار دادند. در پژوهش حاضر، از مجموعه رکوردهای مطالعه ستوده و همکاران، ۲۰۱۸ استفاده شده‌است. ویژگی‌های تحریک لرزه‌ای از قبیل دامنه، محتوای فرکانسی، انرژی و مدت زمان جنبش قوی به‌طور چشم‌گیری بر نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی تأثیرگذار است. علاوه بر این، جهت پالس‌ها در طی جنبش زمین می‌بایستی به خصوصیات فوق اضافه گردد. تأثیر رکوردهای حوزه‌ی نزدیک با پالس‌های قوی سرعت (که در حوزه‌های لرزه‌شناسی و مهندسی زلزله مورد توجه هستند) بر روی سازه‌ها با تأثیر رکوردهای بدون پالس متفاوت است. تجمع انرژی و انتقال آن در مدت زمان کوتاه و اعمال نیروی ضربه‌گونه به سازه‌های موجود نزدیک گسل، در مسیر پیشرو گسل موجب دگرگونی توزیع رفتار غیرخطی سازه می‌گردد. به علت وجود پالس‌های مشخص در شتاب‌نگاشت این زلزله‌ها پاسخ سازه از حالت مودگونه که در آن یک یا چند مود تعیین کننده‌ی پاسخ نهایی سازه‌اند، خارج شده و به صورت موج‌گونه در می‌آید که در این حالت پاسخ سازه توسط جمع اثرات امواج گذرنده از سازه تعیین می‌شود. مجموعه رکورد انتخابی شامل شتابنگاشت هر دو مؤلفه‌ی افقی ۱۳ زمین‌لرزه بوده که تشکیل ۲۶ رکورد را می‌دهند. تمام ۲۶رکورد منتخب از نوع نزدیک گسل و دارای اثر جهت‌پذیری می‌باشند که فاصله ایستگاه ثبت آن‌ها تا گسل مربوطه از ۰/۱ تا ۱۸/۱۲ کیلومتر متغیر می‌باشد. متوسط سرعت موج برشی ثبت شده‌ی تمامی رکوردها بیشتر از ۳۶۰ m/sec می‌باشد و آن‌ها بر روی بسترهای سنگی و یا خاک سخت ثبت شده‌اند. بجز دو مورد از رکوردها، سایر زمین‌لرزه‌ها دارای بزرگای سطحی بزرگتر از ۶ می‌باشند که دامنه‌ی تغییرات بزرگای آن‌ها از ۶/۱ تا ۷/۸ می‌باشند. بزرگای دو رکورد مستثنی نیز برابر ۵/۶ و ۵/۷ می‌باشد که

[1]Vamvatsikos and Cornell

[2]Sotoudeh

[Downloaded from journal.hydropower.org.ir on 2026-11-17]

در شرایط کمبود تعداد رکورد نزدیک گسلِ دارای اثر جهت‌پذیریِ ثبت شده بر روی بستر سخت یا سنگی، انتخاب شده‌اند. مشخصات رکوردهای منتخب در جدول (۲) درج گردیده‌است.

جدول (۲): لیست رکوردهای نزدیک گسل دارای اثر جهت‌پذیری منتخب (ستوده و همکاران، ۲۰۱۸)

ردیف	شناسه	نام زلزله	تاریخ	ایستگاه	مولفه	Ms	فاصله از گسل
1.	01n	Chi-Chi, TAIWAN	1999/09/20	TCU046	N	7.6	14.34
2.	01e	Chi-Chi, TAIWAN	1999/09/20	TCU046	W	7.6	14.34
3.	02n	Chi-Chi, TAIWAN	1999/09/20	CHY006	N	7.6	14.93
4.	02e	Chi-Chi, TAIWAN	1999/09/20	CHY006	E	7.6	14.93
5.	03n	Chi-Chi, TAIWAN	1999/09/20	CHY035	N	7.6	18.12
6.	03e	Chi-Chi, TAIWAN	1999/09/20	CHY035	W	7.6	18.12
7.	04n	Coalinga	1983/07/22	1651 Transmitter Hill	270	5.7	9.2
8.	04e	Coalinga	1983/07/22	1651 Transmitter Hill	360	5.7	9.2
9.	05n	Coyote Lake	1979/08/06	57383 Gilroy Array #6	230	5.6	3.1
10.	05e	Coyote Lake	1979/08/06	57383 Gilroy Array #6	320	5.6	3.1
11.	06n	Kocaeli, Turkey	1999/08/17	Gebze	270	7.8	17.0
12.	06e	Kocaeli, Turkey	1999/08/17	Gebze	000	7.8	17.0
13.	07n	Landers	1992/06/28	24 Lucerne	270	7.4	1.1
14.	07e	Landers	1992/06/28	24 Lucerne	000	7.4	1.1
15.	08n	Mammoth Lakes	1980/05/25	54214 long Valley dam (U/L Abut)	90	6.1	15.5
16.	08e	Mammoth Lakes	1980/05/25	54214 long Valley dam (U/L Abut)	000	6.1	15.5
17.	09n	Morgan Hill	1984/04/24	57217 Coyote lake Dam (SW Abut)	285	6.1	0.1
18.	09e	Morgan Hill	1984/04/24	57217 Coyote lake Dam (SW Abut)	195	6.1	0.1
19.	10n	Morgan Hill	1984/04/24	57383 Gilroy Array #6	90	6.1	11.8
20.	10e	Morgan Hill	1984/04/24	57383 Gilroy Array #6	000	6.1	11.8
21.	11n	Northridge	1994/01/17	24207 Pacoima Dam (D/S)	265	6.7	8.0
22.	11e	Northridge	1994/01/17	24207 Pacoima Dam (D/S)	175	6.7	8.0
23.	12n	Northridge	1994/01/17	24207 Pacoima Dam (U/L)	104	6.7	8.0
24.	12e	Northridge	1994/01/17	24207 Pacoima Dam (U/L)	194	6.7	8.0
25.	13n	San Fernando	1971/02/09	279 Pacoima Dam	254	6.6	2.8
26.	13e	San Fernando	1971/02/09	279 Pacoima Dam	164	6.6	2.8

معیارهای مختلف شدت زمین‌لرزه در سه گروه مبتنی بر واقعه[1]، مبتنی بر زمین‌لرزه[2] و مبتنی بر سازه[3] طبقه‌بندی می‌گردند (یزدانی و عالم باقری[4]، ۲۰۱۷). در این پژوهش، شدت آریاس[5] (IA) که در گروه مبتنی بر زمین‌لرزه قرار می‌گیرد، به عنوان IM انتخاب گردیده‌است. شدت آریاس (انرژی شتابنگاشت) انرژی تجمعی جذب شده به وسیله‌ی وزن واحد یک مجموعه‌ی بینهایت از نوسانگرهای[6] یک درجه آزادی که فرکانس‌های اصلی آن‌ها به طور یکنواخت از صفر تا بینهایت توزیع شده‌است را در پایان یک زلزله توصیف می‌نماید (تراواسارو[7] و همکاران، ۲۰۰۳). برای یک مؤلفه‌ی تکی حرکت در یک جهت داده شده، شدت آریاس به صورت رابطه (۶) بیان می‌شود (کاین و میشل[8]، ۱۹۹۷):

$$I_{xx}(\nu) = \frac{\arccos\nu}{g\sqrt{1-\nu^2}} \int_0^{t_0} a_x^2(t)\,dt \qquad (۶)$$

در رابطه (۶)، $I_{xx}(\nu)$ شدت وابسته به میرایی ویسکوز[9] اندازه‌گیری شده در جهت x در پاسخ به حرکات گذرا در جهت x، ν نسبت میرایی نوسانگرها، t_0 مدت زمین‌لرزه، g شتاب جاذبه زمین و $a_x(t)$ تاریخچه‌زمانی شتاب می‌باشند. ضریب میرایی($\frac{\arccos\nu}{g\sqrt{1-\nu^2}}$) به مقدار زیادی به تغییرات در نسبت‌های میرایی سازه‌ایِ نوسانگرها غیرحساس است (کاین و میشل، ۱۹۹۷). اگرچه ویژگی‌های میرایی سازه‌ای و

[1]Event-based
[2]Earthquake-based
[3]Structure-based
[4] Yazdani and Alembagheri
[5]Arias Intensity (IA)
[6]Oscillator
[7]Travasarou
[8]Kayen and Mitchell
[9]Viscose

[Downloaded from journal.hydropower.org.ir on 2026-11-17]

میرایی خاک متفاوت هستند، ویژگی‌های میرایی یک لایه خاک روانگرا نشده‌ی موجود به طور قابل توجهی بر شدت آریاس محاسبه شده، تأثیر نمی‌گذارد (کاین و میشل، ۱۹۹۷). برای موردی که نسبت میرایی به صفر نزدیک است ($\frac{\arccos(0)}{g\sqrt{1-(0)^2}} = \frac{\pi}{2g}$)، رابطه‌ی (۶) به شکل رابطه (۷) کاهش داده می‌شود (کاین و میشل، ۱۹۹۷):

$$I_{xx}(0) = \frac{\pi}{2g}\int_0^{t_0} a_x^2(t)\,dt \qquad (۷)$$

شدت آریاس با واحدهای دیمانسیونی طول/زمان بیان می‌شود (کاین و میشل، ۱۹۹۷). در این تحقیق، از سه پارامتر انرژی اتلاف شده به دلیل شکست (DFE)، انرژی اتلاف شده به دلیل شکست در حرکت تاج سد در جهت پایین‌دست (DFE D/S) و انرژی اتلاف شده به دلیل شکست در حرکت تاج سد در جهت بالادست (DFE U/S) به عنوان اندازه خرابی (DM) سازه استفاده گردیده‌است. لازم به ذکر است که آنچه در اینجا به عنوان حرکت تاج سد در جهت بالادست و یا پایین‌دست یاد می‌شود، به معنای موقعیت تاج سد می‌باشد.

جهت مقیاس نمودن شتابنگاشت‌ها به طور کلی دو الگوریتم گام به گام[۱] و جستجو و انباشت وجود دارند (وامواتسیکوس و کرنل، (۲۰۰۲) و (۲۰۰۴)) که در این تحقیق از الگوریتم پیشرفته جستجو و انباشت استفاده شده‌است.

تعریف حالات خرابی[۲]

خسارت فیزیکی معمولاً از طریق حالت خرابی (DS) بیان می‌گردد. حالت خرابی به تلاش لازم جهت تعمیر اجزاء سیستم به منظور بازگرداندن آن به حالت اولیه اطلاق می‌گردد (حریری اردبیلی و ساوموا، ۲۰۱۴). حریری اردبیلی و ساوموا (۲۰۱۴) براساس رویکرد توصیه شده توسط انجمن طراحی لرزه‌ای بتن مسلح (انگ[۳]، ۱۹۸۸)، شش حالت خرابی سالم[۴]، اندک[۵]، متوسط[۶]، شدید[۷]، نزدیک گسیختگی[۸] و انهدام[۹] را برای سدهای وزنی بتنی پیشنهاد نمودند. آن‌ها به هر یک از این حالات خرابی، یک بازه‌ی مشخص از شاخص خرابی پیشنهادی خود را، بر مبنای نظرات کارشناسی خویش که تجربیات گسترده‌ای در مطالعات آزمایشگاهی و تحلیلی دارند، اختصاص دادند که نتایج آن در جدول (۳) نشان داده شده‌است.

جدول (۳): تعریف حالات خرابی و شاخص خرابی پیشنهادی در سدهای وزنی بتنی (حریری اردبیلی و ساوموا، ۲۰۱۴)

Symbol	Damage state	Damage index range
DS1	Intact	$\overline{\overline{DI}} = 0.00$
DS2	Slight	$0.00 < \overline{\overline{DI}} \le 0.10$
DS3	Moderate	$0.10 < \overline{\overline{DI}} \le 0.30$
DS4	Severe	$0.30 < \overline{\overline{DI}} \le 0.60$
DS5	Near Collapse	$0.60 < \overline{\overline{DI}} \le 0.99$
DS6	Collapse	$\overline{\overline{DI}} = 1.00$

بر اساس رویکرد توصیه شده توسط انجمن طراحی لرزه‌ای بتن مسلح (انگ، ۱۹۸۸) و پیشنهاد حریری اردبیلی و ساوموا (۲۰۱۴)، حالات خرابی در پژوهش حاضر مطابق با جدول (۳) تعریف گردیده‌اند.

تعریف شاخص خرابی

هر پاسخ سازه‌ای که بتواند به عنوان یک نشانگر خرابی استفاده شود، می تواند به عنوان متغیر خرابی[۱۰] (DV) در نظر گرفته شود. از طرف دیگر، شاخص خرابی یک کمیت است که از صفر شروع می شود (در غیاب هر گونه خرابی) و زمانی که شکست یا واژگونی اتفاق می‌افتد به یک می‌رسد. یک شاخص خرابی می‌تواند ترکیبی از یک یا چند متغیر خرابی باشد. به طور کلی رابطه‌ی شاخص خرابی به صورت رابطه‌ی (۸) تعریف می‌گردد (حریری اردبیلی و ساوموا، ۲۰۱۴):

$$DI = f(DV) \qquad (۸)$$

که در آن، DI، شاخص خرابی و DV، متغیر خرابی می‌باشد.

طبقه بندی شاخص‌های خرابی

[1] Stepping algorithm
[2] Damage States (DI)
[3] Ang
[4] Intact
[5] Slight
[6] Moderate
[7] Severe
[8] Near Collapse
[9] Collapse
[10] Damage Variable

[Downloaded from journal.hydropower.org.ir on 2026-11-17]

شاخص‌های خرابی را می‌توان به صورت‌های مختلف طبقه‌بندی نمود. در زیر به چند نمونه طبقه‌بندی شاخص‌های خرابی پرداخته می‌شود:

- موضعی در برابر کلی: شاخص خرابی موضعی یک نشانگر خرابی در یک المان، عضو یا بخش محدودی از سازه است، در حالیکه شاخص خرابی کلی، حالت خرابی را در کل دربر می‌گیرد. شاخص خرابی کلی می‌تواند به وسیله مجموع وزنی[1] شاخص‌های خرابی موضعی محاسبه شود.
- تک متغیره[2] در برابر چند متغیره: شاخص خرابی می‌تواند از یک متغیر یا ترکیبی از چندین متغیر محاسبه شود. معمولاً شاخص خرابی ترکیبی، پارامترهای مختلف را در نظر می‌گیرد و نشانگر جامع‌تری از فرآیند خرابی را تأمین می‌نماید.
- تجمعی در برابر غیرتجمعی: یک شاخص خرابی تجمعی قادر به در بر گرفتن تجمع (انباشت) خرابی در طی تحلیل گذرا است، در حالیکه یک شاخص خرابی غیرتجمعی، فقط حالت پایانی را دربر می‌گیرد.
- قطعی[3] در برابر تصادفی[4]: از آنجا که همه مواد ناهمگن هستند، شاخص خرابی ممکن است این ناهمگنی را از طریق عبارات تصادفی یا قطعی دربر گرفته یا اینکه لحاظ ننماید.
- شاخص خرابی در برابر طیف خرابی: طیف خرابی تغییرات شاخص خرابی در برابر زمان تناوب[5] سازه‌ای را برای یک مجموعه سیستم‌های یک درجه آزادی که در معرض رکورد زمین‌لرزه قرار گرفته‌اند را نشان می‌دهد (بزرگ نیا و برترو، ۲۰۰۳).
- سازه‌ای[6] در برابر اقتصادی[7]: شاخص خرابی سازه‌ای، خرابی را از نقطه‌نظر پارامترهای سازه‌ای در نظر می‌گیرد. از طرف دیگر، یک شاخص خرابی اقتصادی مفاهیم هزینه مانند نسبت هزینه تعمیر به هزینه جایگزینی متناظر را معرفی می‌نماید.

شاخص خرابی بکار گرفته شده در تحقیق حاضر

در این تحقیق، از شاخص خرابی پیشنهاد شده توسط عالم‌باقری و قائمیان (۲۰۱۳) استفاده شده‌است. شاخص خرابی مذکور مبتنی بر انرژی اتلاف شده به‌دلیل شکست بوده و به صورت رابطه (۹) تعریف می‌گردد (عالم باقری و قائمیان، ۲۰۱۳):

$$DI_E = \max(DI_E^+ \ , \ DI_E^-) \qquad (۹)$$

$$DI_E^+ = \begin{cases} \dfrac{(EF)_{max}^+}{(EF)_u^+} & \text{if} \quad (EF)_{max}^+ < (EF)_u^+ \\ 1 & \text{if} \quad (EF)_{max}^+ \geq (EF)_u^+ \end{cases}$$

$$DI_E^- = \begin{cases} \dfrac{(EF)_{max}^-}{(EF)_u^-} & \text{if} \quad (EF)_{max}^- < (EF)_u^- \\ 1 & \text{if} \quad (EF)_{max}^- \geq (EF)_u^- \end{cases}$$

در رابطه‌ی (۹) EF_{max}، حداکثر انرژی اتلاف شده به دلیل شکست، EF_u، انرژی اتلاف شده به دلیل شکست در حالت نهایی و اندیس‌های $+$ و $-$ نیز به ترتیب نشان‌دهنده‌ی حرکت سد در جهات D/S و U/S می‌باشند. این شاخص، یک شاخص خرابی کلی و تجمعی می‌باشد. شاخص‌های خرابی تجمعی می‌توانند تأثیر تجمعی تحریک لرزه‌ای در خرابی‌های سازه‌ای را در نظر بگیرند و به همین دلیل، بهتر می‌توانند فرآیند آسیب در سازه را نشان دهند (عالم باقری و قائمیان، ۲۰۱۳). بین شاخص‌های خرابی مبتنی بر جابجایی و مبتنی بر انرژی، به نظر می‌رسد که شاخص‌های خرابی مبتنی بر انرژی قابل قبول‌تر هستند، زیرا آن‌ها تجمعی بوده و براساس انتشار خرابی در بدنه‌ی سد می‌باشند. در این تحقیق، علاوه بر انرژی اتلاف شده به دلیل شکست در حرکت تاج سد در جهات پایین‌دست و بالادست، DFE نیز محاسبه شده‌است. انرژی اتلاف شده به دلیل شکست (DFE)، رفتار کلی سازه را نشان داده و فارغ از جهت حرکت تاج سد می‌باشد. لذا در این قسمت برای محاسبه‌ی شاخص خرابی انرژی (DI_E)، از DFE استفاده می‌گردد. بنابراین رابطه‌ی (۹) به صورت رابطه (۱۰) تبدیل می‌شود:

[1] weighted summation
[2] Single-variable
[3] Deterministic
[4] Stochastic
[5] Period
[6] Structural
[7] Economical

[Downloaded from journal.hydropower.org.ir on 2026-11-17]

$$DI_E = \begin{cases} \dfrac{(DFE)_{max}}{(DEF)_u} & \text{if} \quad (DFE)_{max} < (DFE)_u \\ 1 & \text{if} \quad (DFE)_{max} \geq (DFE)_u \end{cases} \qquad (۱۰)$$

نتایج و بحث

با توجه به انجام این مطالعه با ۲۶ رکورد زمین لرزه، ۲۶ منحنی IDA تکی برای هر DM تولید شده‌است. در این تحقیق سه DM انتخاب گردیده‌اند. سه DM منتخب به ترتیب DFE، DFE D/S و DFE U/S می‌باشند. هم‌چنین منحنی‌های IDA تکی برای پارامتر شدت آریاس (IA) به عنوان معیار شدت، ترسیم گردیده‌اند. در گام بعدی با استفاده از یک شاخص خرابی مبتنی بر انرژی (انرژی اتلاف شده به دلیل شکست)، به ارزیابی کمّی لرزه‌ای سد وزنی بتنی پاین‌فلت پرداخته شده‌است. این شاخص خرابی کلی، تجمعی و بر اساس انتشار خرابی در بدنه سد بوده و یکی از پارامترهای مرتبط با ظرفیت سازه، یعنی انرژی اتلاف شده به دلیل شکست را دربر داشته است. پس از توصیف این شاخص خرابی، ارزیابی کمّی سد وزنی پاین‌فلت صورت گرفته‌است. بدین منظور شاخص خرابی انرژی در سطوح مختلف اندازه شدت (IA)، برای هر رکورد زمین‌لرزه محاسبه و سپس حالت خرابی مربوطه تعیین گردیده‌است. سپس تغییرات شاخص خرابی انرژی در برابر IA ترسیم و بر اساس منحنی میانه[1]، بازه‌های مبتنی بر اندازه شدت هر سطح عملکرد مشخص گردیده‌اند. هم چنین با استفاده از منحنیهای IDA پارامتر انرژی اتلاف شده به دلیل شکست (DFE)، حدود هر سطح عملکرد بر اساس DFE نیز تعیین شده‌اند که در ادامه نتایج مذکور مورد بحث و بررسی قرار می‌گیرند.

نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی افزایشی

در این پژوهش، جهت مقیاس نمودن شتابنگاشت‌ها از الگوریتم جستجو و انباشت استفاده شده‌است. الگوریتم مذکور به طور کلی شامل سه مرحله جستجو[2]، براکت[3] و انباشت[4] می‌باشد (وامواتسیکوس و کرنل، (۲۰۰۲) و (۲۰۰۴)). در اینجا کاربر فقط لازم است دقت مطلوب برای ظرفیت و تقاضا را تعیین کرده، حداکثر تعداد قابل قبول تحلیل‌های دینامیکی را انتخاب کرده و پس از اتمام تحلیل‌ها نتایج بدست می‌آیند. به عنوان نمونه، جزئیات کامل محاسبه‌ی نتایج در سطوح IM با استفاده از الگوریتم جستجو و انباشت در مورد رکورد (08e) در جدول (۲) ارائه می‌شود. به منظور بیان سطح مقیاس، نیاز به انتخاب موقتی و مقدماتی IM است. در اینجا شدت آریاس (IA) برگزیده شده که البته آن نیز محدودیتی را در کل روش به‌وجود نمی‌آورد. الگوریتم با گام مقدماتی ۰/۱m/s، گام افزاشی ۰/۰۵ m/s واجرای اولین تحلیل الاستیک در ۰/۰۰۵m/s شروع شده‌است. دقت ۱۰٪ روی ظرفیت کلی فروریزش تعیین می‌گردد و انتظار وقوع ناپایداری عددی در روند تحلیل غیرخطی در این مرحله وجود دارد. در این لحظه است که EBE به میزان بیش از حدی افزایش می‌یابد. پس از مشخص شدن موارد فوق، پیش‌بینی می‌شود که پانزده مرحله برای رسیدن به سطح مورد نظر لازم می‌باشد. سرانجام دقت تقاضا، در نظر گرفته می‌شود، بدین معنی که حداکثر اختلاف بین مقادیر IM متوالی برای اینکه بهترین مقدار قابل حصول آن به وسیله‌ی صرف همه‌ی پانزده تحلیل بدست آید، تعیین می‌گردد. با استفاده از تنظیمات فوق، مجموعه‌ای از تحلیل‌ها بدست می‌آید که در جدول (۴) نشان داده شده‌است.

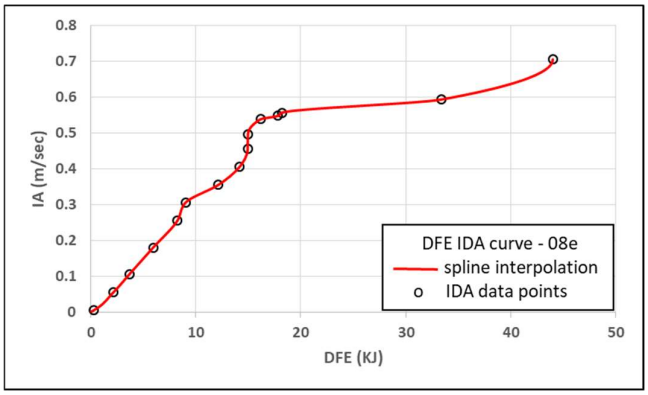
با رسم نقاط داده‌ی به دست آمده در مختصات DM بر حسب IM مطابق شکل (۴)، کل منحنی IDA با استفاده از درون‌یابی اسپلاین[5] بین آن‌ها بدون نیاز به تحلیل‌های اضافی قابل تقریب است. از آنجا که شکل منحنی‌های IDA توصیف کننده‌ی رفتار سازه در برابر تغییرات شدت نیرو است، در ادامه منحنی مربوط به زلزله کوآچلی[6] (06n) مورد بررسی قرار می‌گیرد. در شکل (۵) منحنی IDA تکی ترسیم شده، آورده شده‌است.

[1] Median curve
[2] Hunt
[3] Bracket
[4] Fill
[5] Spline interpolation
[6] Kocaeli

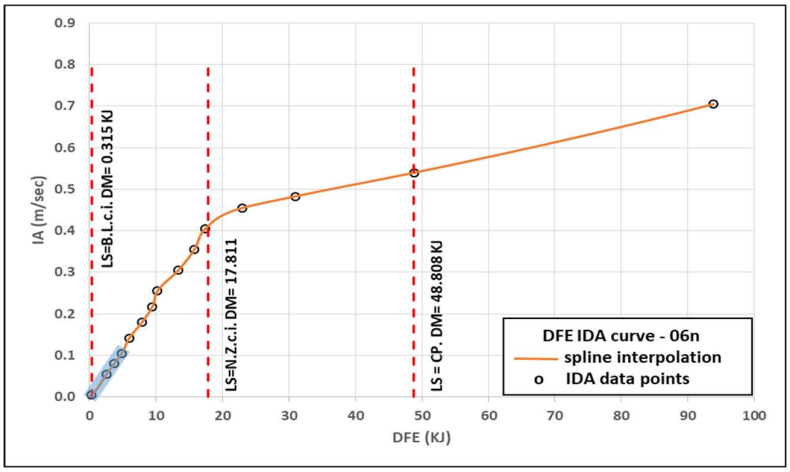
[Downloaded from journal.hydropower.org.ir on 2026-11-17]

جدول (۴): محاسبات نحوه‌ی مقیاس رکورد 08e

شماره	محاسبات	IA($\frac{m}{s}$)	DFE (kJ)	EBE (%)
۱	-----	۰/۰۰۵	۰/۳۱۵	۴
۲	۰/۰+۰۰۵/۱	۰/۱۰۵	۳/۶۸۷	۴
۳	۰/۰+۱۰۵/۱+۱×۰/۰۵	۰/۲۵۵	۸/۲۶۵	۵
۴	۰/۰+۲۵۵/۲+۱×۰/۰۵	۰/۴۵۵	۱۴/۹۵۶	۵
۵	۰/۰+۴۵۵/۳+۱×۰/۰۵	۰/۷۰۵	۴۴/۰۰۹	۱۰۴
۶	۰/۴۵۵+(۰/۰−۷۰۵/۴۵۵)/۳	۰/۵۳۸	۱۶/۱۹۵	۴
۷	۰/۵۳۸+(۰/۰−۷۰۵/۵۳۸)/۳	۰/۵۹۳	۳۳/۴۰۱	۲۱۴
۸	۰/۵۳۸+(۰/۰−۵۹۳/۵۳۸)/۳	۰/۵۵۶	۱۸/۲۰۷	۴
۹	(۰/۰+۵۵۶/۵۳۸)/۲	۰/۵۴۷	۱۷/۸۱۵	۴
۱۰	(۰/۰+۵۳۸/۴۵۵)/۲	۰/۴۹۶	۱۴/۹۸۵	۵
۱۱	(۰/۰+۴۵۵/۳۵۵)/۲	۰/۴۰۵	۱۴/۱۸۴	۴
۱۲	(۰/۰+۴۵۵/۲۵۵)/۲	۰/۳۵۵	۱۲/۱۷۷	۵
۱۳	(۰/۰+۳۵۵/۲۵۵)/۲	۰/۳۰۵	۹/۰۳۶	۴
۱۴	(۰/۰+۲۵۵/۱۰۵)/۲	۰/۱۸	۵/۹۶۹	۵
۱۵	(۰/۰+۱۰۵/۰۰۵)/۲	۰/۰۵۵	۲/۱۷۹	۴



شکل (۴): منحنی IDA تکی مربوط به رکورد (08e)



شکل (۵): منحنی IDA تکی مربوط به زلزله کوآچلی

[Downloaded from journal.hydropower.org.ir on 2026-11-17]

در شکل (۵)، سه خط عمودی منقطع ترسیم شده‌اند که مشخص کننده‌ی دو سطح خرابی و یک حالت حدی در رفتار لرزه‌ای سد مورد مطالعه می‌باشند. این سه خط به ترتیب، شروع ترک‌خوردگی در تراز پایه[1] (BLCi)، شروع ترک‌خوردگی در محدوده‌ی بالای سد[2] (NZci) و هم‌چنین حالت حدی آستانه‌ی فروریزش[3] (CP) را نشان می‌دهند. مقادیر مربوط به این خطوط، برابر مقدار میانه‌ی مجموعه‌ی پاسخ‌های سازه، در مقیاس‌های مختلف رکورد مربوطه می‌باشند (عالم باقری و قائمیان، ۲۰۱۳) و (ستوده و همکاران، ۲۰۱۸). بخش ابتدایی منحنی نیز که با یک خط پر نشان داده شده‌است، بیانگر قسمت خطی (شیب ثابت) نمودار بوده که نقطه‌ی انتهایی آن حد تسلیم (Yielding) سازه را نشان می‌دهد. سطوح خرابی و حالات حدی ذکر شده به صورت زیر تعریف می‌گردند:

- شروع ترک‌خوردگی در تراز پایه (BLci): به وضعیتی اطلاق می‌گردد که اولین المان در تراز پایه ترک می‌خورد. جهت اطلاع از این سطح خرابی، بررسی تاریخچه‌ی ترک‌خوردگی بدنه‌ی سد مورد نیاز است (ستوده و همکاران، ۲۰۱۸) و (شریفی و ستوده، ۲۰۲۳).
- تسلیم (Yielding): نقطه انتهایی بخش خطی ابتدای منحنی IDA می‌باشد (شریفی و ستوده، ۲۰۲۳).
- شروع ترک خوردگی در محدوده‌ی بالای سد (NZci): به وضعیتی اطلاق می‌گردد که اولین المان در محدوده‌ی بالای سد ترک می‌خورد. جهت اطلاع از این سطح خرابی، بررسی تاریخچه‌ی ترک خوردگی بدنه‌ی سد مورد نیاز است (ستوده و همکاران، ۲۰۱۸) و (شریفی و ستوده، ۲۰۲۳).
- آستانه‌ی فروریزش (CP): در این حالت یک مسیر ترک کامل[4] به نحوی که کل عرض مقطع سد را در بر بگیرد تشکیل شده و یا خطای موازنه‌ی انرژی از ۵٪ فراتر رفته‌است (قاسمی گوابر و همکاران، ۲۰۱۷)، (ستوده و همکاران، ۲۰۱۸) و (شریفی و ستوده، ۲۰۲۳).

پروفیل‌های ترک متناظر با تحلیل‌های انجام شده جهت تحصیل منحنی IDA زلزله کوآچلی در شکل (۶) نشان داده شده‌اند. این پروفیل‌های ترک در هر تحلیل، در زمان پایان تحلیل ترسیم گردیده و به ترتیب افزایش سطح IM از چپ به راست و بالا به پایین مرتب شده‌اند.

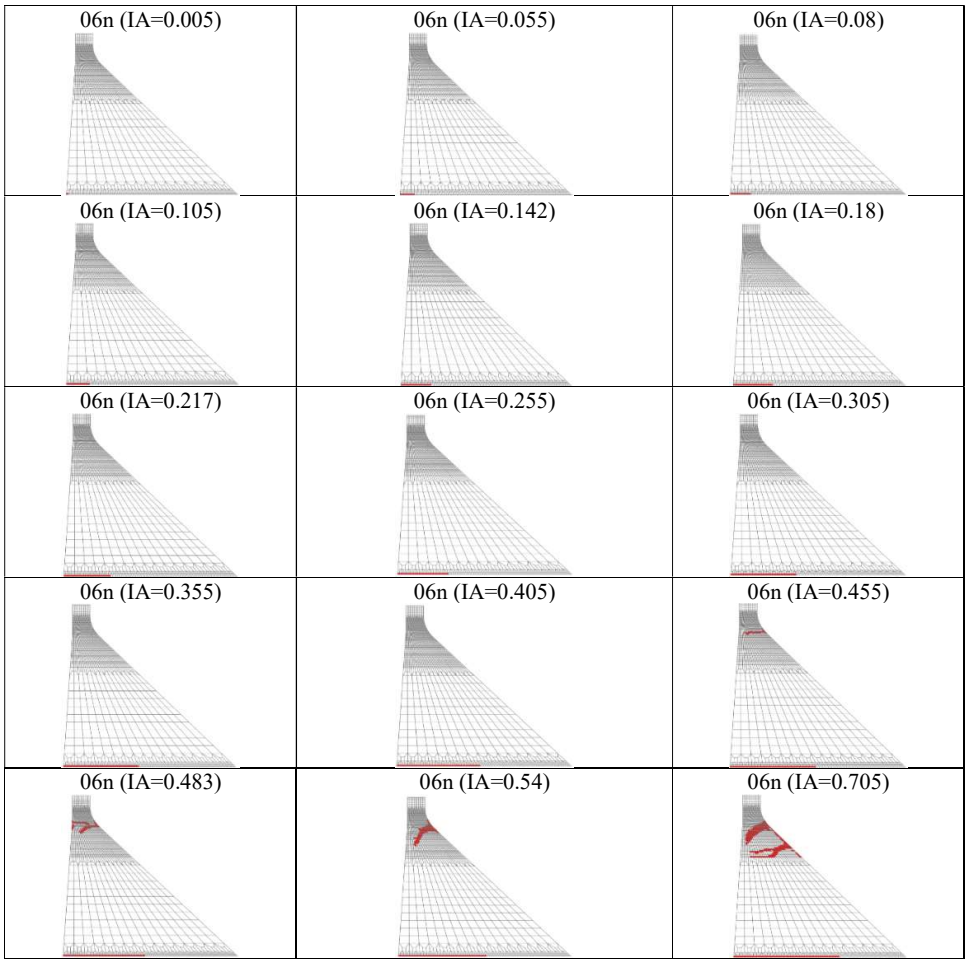
منحنی‌های IDA سه DM مختلف شامل DFE، DFE D/S و DFE U/S به طور همزمان برای زلزله کوآچلی در شکل (۷) ترسیم شده‌اند.

پس از ترسیم منحنی‌های IDA تکی، می‌بایستی آن‌ها تجمیع شوند. روش‌های تجمیع[5] منحنی‌های IDA تکی به دو دسته‌ی اصلی روش های پارامتریک[6] و روش‌های غیرپارامتریک[7] تقسیم می‌شوند (عالم باقری و قائمیان، ۲۰۱۳) و (بهشتی اول، ۲۰۱۹). نقطه ضعف روش‌های پارامتریک، عدم دقت کافی آن‌ها می‌باشد. در روش‌های غیرپارامتریک، اساساً از هموار کننده‌های منحنی‌های پراکنده[8] مانند میانگین متحرک[9]، میانه متحرک[10] یا هموارسازی اسپلاین[11] استفاده می‌گردد (هستی و تیبشیرانی[12]، ۱۹۹۰). در گروه روش‌های غیرپارامتریک، صدک‌های مقطعی[13] انعطاف پذیرترین و قابل‌اعتمادترین روش می‌باشند (وامواتسیکوس و کرنل، ۲۰۰۴). دراین روش، با استفاده از درونیابی منحنی‌های IDA تکی، خطوط واصل مقادیر DM در سطوح دلخواه IM ایجاد می‌گردد؛ به طوری که هر خط واصل، شامل ۲۶ مقدار DM (در پژوهش حاضر) بوده که هر کدام برای یک رکورد است. به وسیله‌ی خلاصه کردن مقادیر DM برای هر خط واصل در صدک‌های ۱۶٪، ۵۰٪ و ۸۴٪، مقادیر صدک DM هر IM مشخص بدست می‌آید که به ترتیب برای هر صدک درونیابی می‌شوند تا منحنی‌های IDA صدک‌های ۱۶٪، ۵۰٪ (میانه) و ۸۴٪

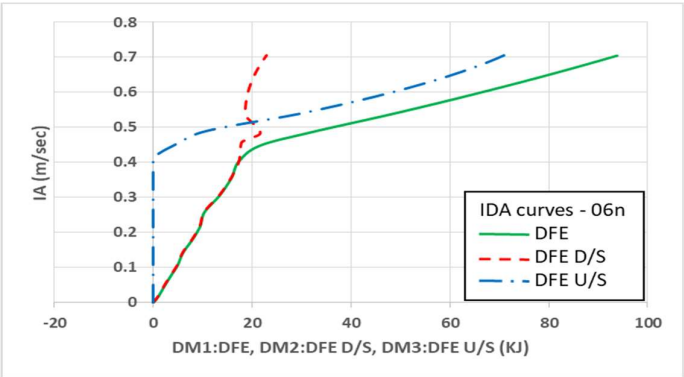
[1] Base Level crack initiation (Blci)
[2] Neck Zone crack initiation (NZci)
[3] Collapse Prevention (CP)
[4] Full crack path
[5] Summarization
[6] Parametric Methods
[7] Non-parametric Methods
[8] Scatter – plot smoothers
[9] Running mean
[10] Running median
[11] Smoothing spline
[12] Hastie and Tibshirani
[13] Cross- sectional fractiles

[Downloaded from journal.hydropower.org.ir on 2026-11-17]

تولید شوند. در اشکال (۸) الی (۱۰) منحنی‌های IDA تکی
مربوط به ۲۶ رکورد نشان داده شده‌است.



شکل (۶): پروفیل‌های ترک در بدنه‌ی سد به ترتیب افزایش IM، مربوط به رکورد کوآچلی (06n)



شکل (۷): منحنی IDA تکی مربوط به زلزله کوآچلی

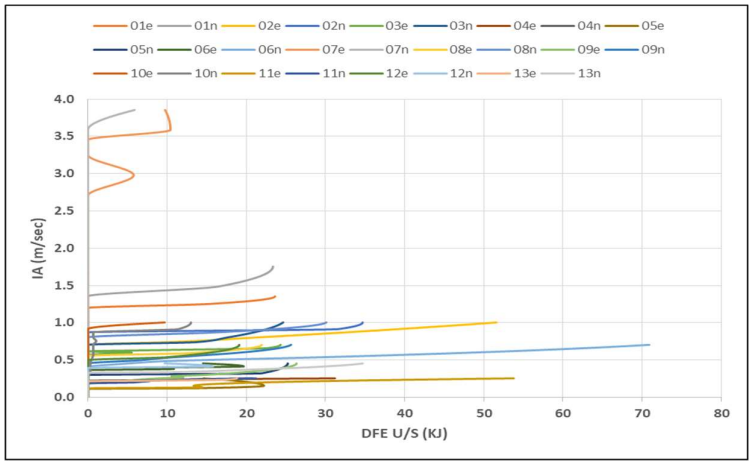
همان‌طور که در اشکال (۸) الی (۱۰) مشاهده می‌گردد، در برخی از منحنی‌های IDA، چندین سیکل نرم‌شدگی/سخت‌شدگی[1] پی‌درپی ایجاد گردیده که باعث وقوع شکل رفت و برگشتی[2] در آن‌ها شده‌است. این سیکل‌های نرم‌شدگی/سخت‌شدگی معمولاً به واسطه‌ی تغییر الگوی خرابی سازه اتفاق می‌افتند (ستوده و همکاران،

[1]Softening/Hardening Cycle

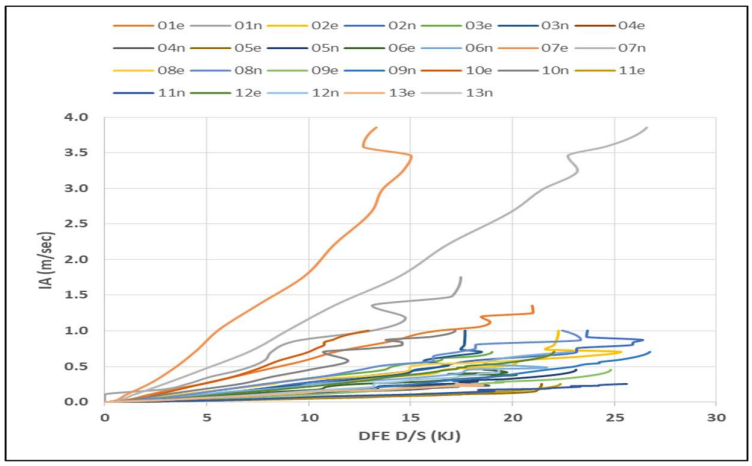
[2]Twisting pattern

[Downloaded from journal.hydropower.org.ir on 2026-11-17]

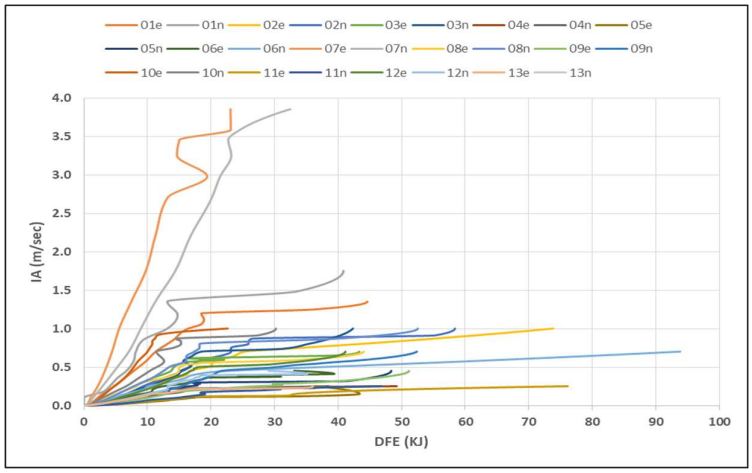
۲۰۱۸). به عنوان نمونه، با توجه به شکل (۷) (منحنی‌های IDA تکی مربوط به زلزله کوآچلی (06n)) در منحنی IDA مربوط به DFE D/S در محدوده‌ی IA=0.455m/sec تا IA=0.54m/sec یک سیکل نرم‌شدگی/سخت‌شدگی خفیف مشاهده می‌گردد. با بررسی پروفیل‌های ترک مربوط به رکورد مذکور (شکل (۶)) در این محدوده، می‌توان دریافت که الگوی خرابی سازه یک بار در IA=0.483m/sec و بار دیگر در IA=0.54m/sec تغییر کرده که این موضوع باعث ایجاد شکل رفت و برگشتی در منحنی IDA مربوطه شده است.



شکل (۸): ۲۶ منحنی IDA تکی مربوط به DFE U/S



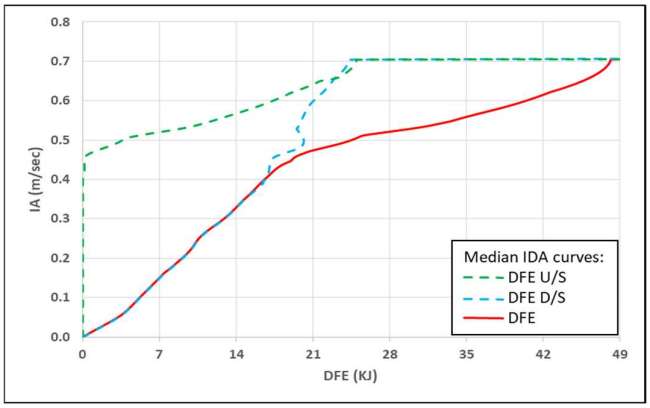
شکل (۹): ۲۶ منحنی IDA تکی مربوط به DFE D/S



شکل (۱۰): ۲۶ منحنی IDA تکی مربوط به DFE

[Downloaded from journal.hydropower.org.ir on 2026-11-17]

بکارگیری منحنی میانه، به عنوان منحنی نماینده در بسیاری از منابع گزارش شده است (واموا‌تسیکوس و کرنل، ۲۰۰۴). لذا در این مطالعه، منحنی میانه به عنوان منحنی نماینده انتخاب می‌گردد. در شکل (۱۱)، سه منحنی IDA میانه مربوط به DFE U/S، DFE D/S و DFE به طور همزمان نشان داده شده‌است.



شکل (۱۱): نمایش همزمان منحنی‌های IDA میانه

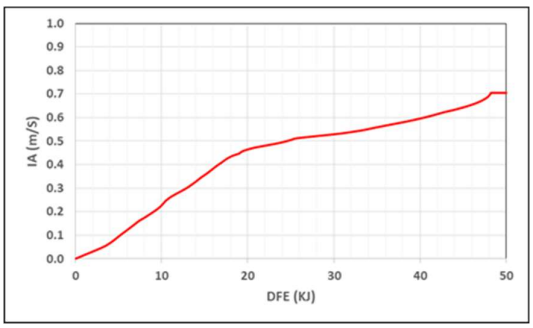
تعیین حالات حدی و سطوح خرابی

ظرفیت‌های حالات حدی می‌توانند به سادگی به چند مقدار مرکزی (به عنوان مثال میانه) و یک معیار پراکندگی تجمیع شوند (واموا‌تسیکوس و کرنل، ۲۰۰۴). همان طور که در بخش قبل ذکر گردید، در پژوهش حاضر، منحنی میانه به عنوان منحنی نماینده در نظر گرفته شده است. بنابراین، مقادیر صدک ۵۰٪ برای DM ($DM^{C}_{50\%}$) و IM ($IM^{C}_{50\%}$)، برای هر حالت حدی از روی منحنی های IDA تکی مربوطه محاسبه گردیده که نتایج آن در جدول (۵) نشان داده شده‌است.

جدول (۵): ظرفیت‌های تجمیع شده برای هر حالت حدی

LSs	DFE D/S (KJ)	$I_A(\frac{m}{s})$	DFE U/S (KJ)	$I_A(\frac{m}{s})$	DFE(KJ)	$I_A(\frac{m}{s})$
	DM	IM	DM	IM	DM	IM
BLci	0.315	0.005	---	----	0.315	0.005
Yielding	5.378	0.105	----	----	5.378	0.105
NZci	16.944	0.417	0.157	0.417	17.26	0.417
CP	19.731	0.538	10.454	0.538	32.047	0.538

پژوهش حاضر با استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی (IDA) و با اعمال الگوریتم جستجو و انباشت (hunt & fill) انجام شده‌است. با توجه به متدولوژی IDA، هنگامی‌که منحنی IDA به خط صاف[1] تبدیل می‌شود، سازه، به طور عملی سختی و مقاومت خود را از دست داده و به ناپایداری دینامیکی کلی[2] (GI) رسیده‌است؛ درحالیکه یک افزایش کوچک در سطح IM، افزایش نامحدودی را در DM ایجاد می‌کند (واموا‌تسیکوس و کرنل، ۲۰۰۴). در پژوهش حاضر، نقطه‌ی متناظر با GI، به عنوان حالت حدی فروریزش[3] (C) در نظر گرفته می‌شود. شکل (۱۲) منحنی IDA میانه‌ی مربوط به DFE را نشان می‌دهد.



شکل (۱۲) : منحنی IDA میانه مربوط به DFE

[1]Flat-Line
[2]Global dynamic Instability (GI)
[3]Collapse (C)

[Downloaded from journal.hydropower.org.ir on 2026-11-17]

با توجه به شکل (۱۲)، نقطه متناظر با حالت حدی فروریزش (C)، نقطه (48.2025 KJ , 0.705 m/s) می‌باشد.

با هدف صحت‌سنجی ظرفیت‌های تعیین شده، نتایج بدست آمده برای حالات حدی سد های وزنی بتنی با ارتفاع بین ۱۰۰ تا ۱۵۰ متر که حاصل مطالعه قاسمی‌گوابر[1] و همکاران، ۲۰۱۷ می‌باشد، در جدول (۶) ارائه گردیده‌اند.

جدول (۶): حالات حدی سدهای وزنی بتنی با ارتفاع بین ۱۰۰ تا ۱۵۰ متر (قاسمی‌گوابر و همکاران، ۲۰۱۷)

LSs	E_D (j)
IO	۶۵۲۵
MD	۲۹۰۴۲/۷
HD	۴۴۶۵۱/۳۸

در جدول (۶)، ED انرژی اتلاف شده به دلیل شکست، بر حسب ژول می باشد. IO، حالت حدی قابلیت استفاده بی‌وقفه بوده و سد در این محدوده، رفتاری کاملا خطی دارد (حد تسلیم). MD، حالت حدی خرابی متوسط نامیده شده و متناظر با شروع ترک خوردگی، در محدوده‌ی گردن سد می‌باشد. HD، حالت حدی خرابی زیاد نامیده شده و متناظر با وقوع یک مسیر ترک سرتاسری در محدوده‌ی گردن سد می باشد (قاسمی گوابر و همکاران، ۲۰۱۷). با توجه به جدول (۶) می‌توان چنین اظهار نمود که ظرفیت‌های بدست آمده در پژوهش حاضر، دارای اعتبار کافی می‌باشند.

تعریف سطوح عملکرد در سد های وزنی بتنی

حریری اردبیلی و ساوموا، ۲۰۱۴، شش حالت خرابی را تعریف و بازه‌هایی را برای هر یک از آن‌ها بر مبنای شاخص خرابی پیشنهادی خود ارائه نمودند. حالات خرابی و شاخص خرابی معادل هر یک از آن‌ها در جدول (۳) ارائه شده‌اند.

این حالات خرابی، پیشتر در بخش تعریف حالات خرابی مطرح گردیدند. حریری اردبیلی و ساوموا، ۲۰۱۴ براساس رویکرد توصیه شده توسط انجمن طراحی لرزه‌ای بتن مسلح (انگ، ۱۹۸۸)، این حالات خرابی را برای سدهای وزنی بتنی پیشنهاد نموده‌اند. آن‌ها به هر یک از این حالات خرابی، یک بازه‌ی مشخص از شاخص خرابی پیشنهادی خود را، بر مبنای نظرات کارشناسی خویش که تجربیات گسترده‌ای در مطالعات آزمایشگاهی و تحلیلی دارند، اختصاص داده‌اند.

با توجه به تعارف سطوح عملکرد مربوط به ساختمان‌ها (بهشتی اول[2]، ۲۰۱۹)، شش سطح عملکرد برای سدهای وزنی بتنی متناظر با حالات خرابی مندرج در جدول (۳) تعریف می‌گردد:

- سالم[3] (I): هیچ گونه خرابی در سد ایجاد نگردیده‌است.
- خدمت‌رسانی بی‌وقفه[4] (OP): سختی سازه تغییر نکرده و رفتار در حد ارتجاعی و یا نزدیک به آن باقی می‌ماند.
- قابلیت استفاده بی‌وقفه[5] (IO): آسیب قابل اغماض سازه‌ای ایجاد شده‌است.
- ایمنی جانی[6] (LS): احتمال آسیب سازه‌ای، بدون فروریزش وجود دارد.
- آستانه فروریزش (CP): آسیب شدید سازه‌ای ایجاد گردیده و خطر واژگونی جزئی یا کلی وجود دارد.
- انهدام (C).

سطوح عملکرد فوق، با توجه به حالات خرابی و بازه های شاخص خرابی تعریف شده در جدول (۳)، بررسی منحنی‌های IDA و حالات حدی تعیین شده و مقایسه شاخص‌های خرابی محاسبه شده در سطوح مقیاس با پروفیلهای ترک متناظر (مربوط به کلیه رکوردها) تعریف گردیده‌اند.

حدود کمّی این سطوح عملکرد و هم‌چنین حالات خرابی مربوط به هر یک از آن‌ها، در جدول (۷) ارائه گردیده‌است. هم چنین پروفیل‌های ترک و حالات خرابی سد پاین فلت تحت رکورد انتخابی 06n زلزله کوآچلی (به عنوان نمونه) به همراه شاخص خرابی در شکل (۱۳) نشان داده شده‌است.

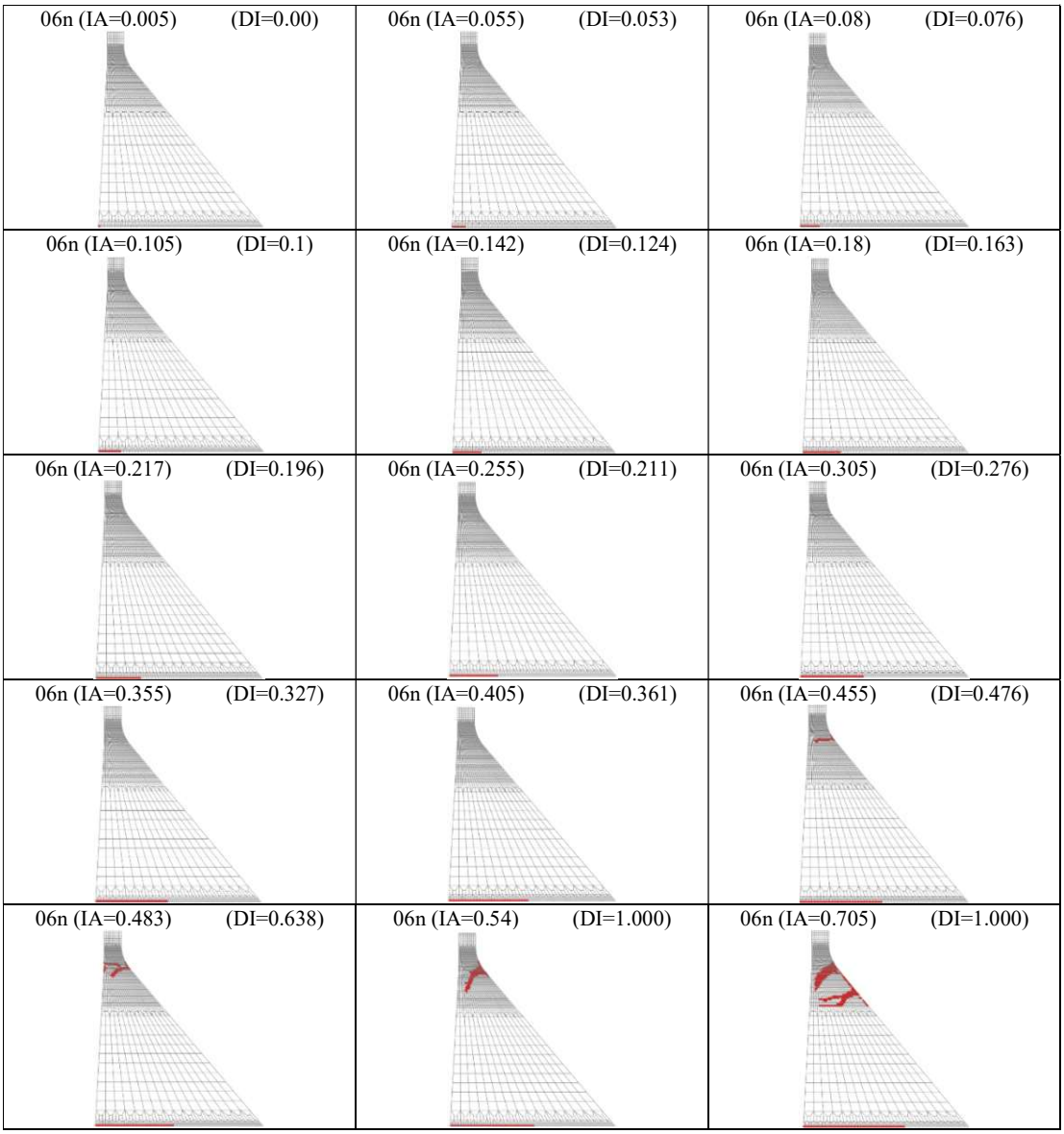
جدول (۷): تعریف سطوح عملکرد در سدهای وزنی بتنی

Level	ID	Performance Level	Damage State	DI Range
1	I	Intact	Intact	DI = 0.00
2	OP	Operation Prevention	Slight	0.00 < DI ≤ 0.10
3	IO	Immediate Occupancy	Moderate	0.10 < DI ≤ 0.30

[1] Ghasemi Gavabar
[2] Beheshti Aval
[3] Intact (I)
[4] Operation prevention (OP)
[5] Immediate Occupancy (IO)
[6] Life Safety (LS)

[Downloaded from journal.hydropower.org.ir on 2026-11-17]

Level	ID	Performance Level	Damage State	DI Range
4	LS	Life Safety	Severe	$0.30 < DI \leq 0.60$
5	CP	Collapse Prevention	Near Collapse	$0.60 < DI \leq 0.99$
6	C	Collapse	Collapse	$0.99 < DI \leq 1.00$

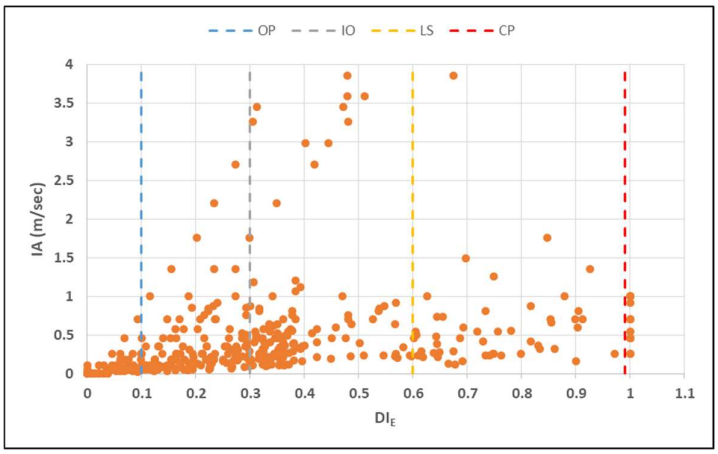


شکل (۱۳): پروفیل های ترک و حالات خرابی سد پاین فلت تحت رکورد انتخابی (06n) زلزله‌ی کوآچلی به همراه شاخص خرابی

ارزیابی کمّی با استفاده از شاخص خرابی انرژی

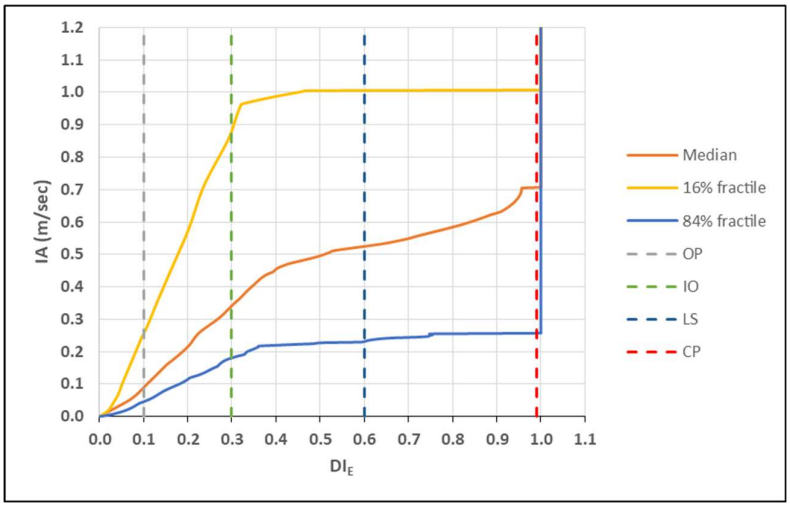
ارزیابی لرزه‌ای سد وزنی بتنی پاین‌فلت به طریق کمّی در این بخش انجام می‌گردد. برای این منظور، شاخص خرابی انرژی در سطوح مختلف اندازه شدت (IM)، برای هر رکود زمین‌لرزه محاسبه گردیده و سپس حالت خرابی مربوطه، تعیین شده‌است. تغییرات شاخص خرابی انرژی در برابر تغییرات IA در شکل (۱۴) نشان داده شده‌است (تعداد ۳۹۰ نقطه).

[Downloaded from journal.hydropower.org.ir on 2026-11-17]



شکل (۱۴): تغییرات شاخص خرابی انرژی در برابر تغییرات IA

همان‌طور که در شکل (۱۴) مشاهده می‌گردد، IA بزرگ‌تر از 2.705 m/s منجر به سطوح عملکرد ایمنی جانی و یا بالاتر از آن می‌گردد. هم‌چنین در هیچ تحلیلی با IA کوچک‌تر از 0.122 m/s، سطح عملکرد آستانه فروریزش رخ نداده‌است. در شکل (۱۵) منحنی‌های میانه و صدک‌های ۱۶٪ و ۸۴٪ مقادیر DI_E در سطوح مختلف I_A نشان داده شده‌است.

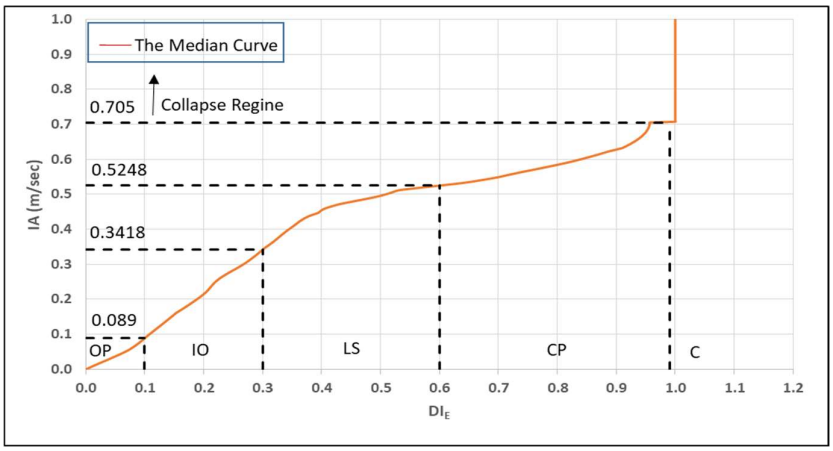


شکل (۱۵) : منحنی‌های نماینده تغییرات شاخص خرابی انرژی در برابر تغییرات IA

براساس منحنی میانه مقدار IA=0.524 m/s، حد شروع سطح عملکرد آستانه فروریزش می‌باشد. این مقدار به مقدار حدی IA=0.538 m/s که مربوط به حد آستانه گسیختگی در سدهای بتنی وزنی می‌باشد و در بخش تعیین حالات حدی و با روش IDA بدست آمده بسیار نزدیک است. مقدار حدی مبتنی بر IM مربوط به شروع سطح عملکرد آستانه فروریزش، بر اساس منحنی صدک ۱۶٪ و صدک ۸۴٪ به ترتیب برابر 1.119 m/s و 0.231m/s می‌باشد. منحنی میانه‌ی تغییرات شاخص خرابی به همراه محدوده‌های مربوط به هر سطح عملکرد در شکل (۱۶) نشان داده شده‌است.

در شکل (۱۶) حدود IM هر سطح عملکرد براساس حدود شاخص خرابی همان سطح عملکرد، مندرج در جدول (۷)، تعیین شده‌است. از شکل (۱۶) به طور مؤثری در ارزیابی کمّی و کیفی لرزه‌ای سد وزنی پاین‌فلت می‌توان استفاده نمود. با استفاده از شکل (۱۶) می‌توان بازه‌های مبتنی بر شاخص خرابی یا اندازه‌ی شدت هر سطح عملکرد را به صورت جدول (۸) بیان نمود.

[Downloaded from journal.hydropower.org.ir on 2026-11-17]



شکل (۱۶): منحنی میانه‌ی تغییرات شاخص خرابی انرژی در برابر تغییرات IA به همراه سطوح عملکرد سد

جدول (۸): حدود سطوح عملکرد مختلف سدهای وزنی بتنی

Level	ID	Performance Level	DI Range	IA range (m/sec)
1	I	Intact	DI = 0.00	0.0000 < IA ≤ 0.0050
2	OP	Operation Prevention	0.00 < DI ≤ 0.10	0.0050 < IA ≤ 0.0890
3	IO	Immediate Occupancy	0.10 < DI ≤ 0.30	0.0890 < IA ≤ 0.3418
4	LS	Life Safety	0.30 < DI ≤ 0.60	0.3418 < IA ≤ 0.5248
5	CP	Collapse Prevention	0.60 < DI ≤ 0.99	0.5248 < IA ≤ 0.7050
6	C	Collapse	0.99 < DI ≤ 1.00	0.705 < IA

براساس شکل (۱۶) در IA کوچکتر از 0.005 m/s، هرگز تراز پایه سد، دچار ترک‌خوردگی نمی‌گردد و وضعیت سازه در حالت سالم قرار دارد. از طرف دیگر، در بخش تعیین حالات حدی با استفاده از تکنیک IDA مقدار حالت حدی تسلیم بر مبنای مقدار IA برابر 0.105 m/s تعیین گردید. معادل حالت حدی تسلیم، سطح عملکرد خدمت‌رسانی بی‌وقفه (OP) می‌باشد که مقدار انتهایی بازه‌ی مربوط به این سطح عملکرد برابر IA=0.089m/s می‌باشد. همان‌طور که مشاهده می‌گردد، این دو مقدار اختلاف چندانی با هم ندارند. با مقایسه‌ی حدود سایر حالات حدی بدست آمده از تحلیل IDA و ارزیابی کمّی نیز، مشاهده می‌گردد که مقادیر بدست آمده از دو رویکرد بسیار به یکدیگر نزدیک می‌باشند. براساس شکل (۱۶)، هر زلزله با IA بزرگتر از 0.705 m/s منجر به انهدام کامل سد خواهدشد.

تعیین سطوح عملکرد بر مبنای انرژی اتلاف شده

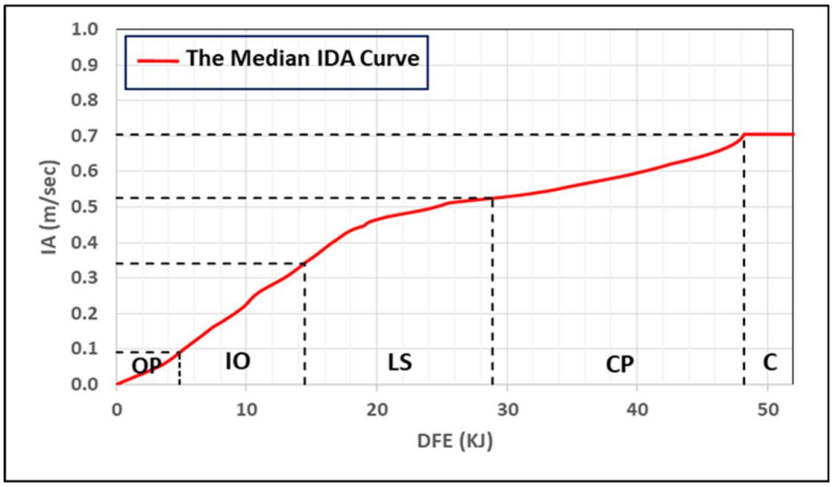
با استفاده از منحنی‌های IDA مربوط به پارامتر انرژی اتلاف شده به دلیل شکست و هم‌چنین بکارگیری حدود بدست آمده از شکل (۱۶) و مندرج در جدول (۸)، بازه‌های سطوح عملکرد تعریف شده برای پارامتر فوق‌الذکر تعیین شده و در جدول (۹) درج گردیده‌اند. در شکل (۱۷) نیز منحنی IDA میانه به همراه محدوده‌های مربوط به هر سطح عملکرد نشان داده شده‌است.

جدول (۹): حدود سطوح عملکرد مختلف سدهای وزنی بتنی براساس پارامتر پاسخ سازه

Level	ID	Performance Level	DI Range	IA range (m/sec)	DFE range (KJ)
1	I	Intact	DI = 0.00	0.0000 < IA ≤ 0.0050	0.00 < DEF ≤ 0.315
2	OP	Operation Prevention	0.00 < DI ≤ 0.10	0.0050 < IA ≤ 0.0890	0.315 < DEF ≤ 4.8203
3	IO	Immediate Occupancy	0.10 < DI ≤ 0.30	0.0890 < IA ≤ 0.3418	4.8203 < DEF ≤ 14.4608
4	LS	Life Safety	0.30 < DI ≤ 0.60	0.3418 < IA ≤ 0.5248	14.4608 < DEF ≤ 28.9215
5	CP	Collapse Prevention	0.60 < DI ≤ 0.99	0.5248 < IA ≤ 0.7050	28.9215 < DEF ≤ 48.2025

[Downloaded from journal.hydropower.org.ir on 2026-11-17]

Level	ID	Performance Level	DI Range	IA range (m/sec)	DFE range (KJ)
6	C	Collapse	$0.99 < DI \leq 1.00$	$0.705 < IA$	$48.2025 < DEF$



شکل (۱۷): منحنی IDA میانه به همراه سطوح عملکرد سد

این حدود به روشی مبتنی بر اندازه‌ی شدت بدست آمده‌اند. به عبارت دیگر، با استفاده از مقادیر IM، مقادیر پارامتر DFE از روی منحنی IDA میانه استخراج گردیده‌اند. از این حدود می‌توان به طور مؤثری در ارزیابی کمّی لرزه‌ای سد وزنی پاین‌فلت استفاده نمود. با استفاده از جدول (۹) و هم‌چنین شکل (۱۷) می‌توان بر اساس مقادیر انرژی اتلاف شده توسط سازه (DFE) و یا به طور مشابه، با توجه به شدت آریاس (IA) رکورد مربوطه یک تخمین اولیه در مورد حالت خرابی و سطح عملکرد سازه سد بدست آورد. به عنوان مثال، اگر شدت آریاس رکورد حوزه‌ی نزدیک اعمالی به سازه، برابر با 0.412m/sec باشد، بدون انجام تحلیل عددی، می‌توان به‌طور تخمینی سطح عملکرد ایمنی جانی (با استفاده از جدول (۹)) و به طبع آن حالت خرابی شدید (با استفاده از جدول (۷)) را برای سد پاین‌فلت پیش‌بینی نمود. با این وجود محاسبه‌ی شاخص خرابی انرژی (DI_E) به منظور ارزیابی لرزه‌ای دقیق اجتناب‌ناپذیر است.

نتیجه‌گیری

در این پژوهش، ارزیابی لرزه‌ای سدهای وزنی بتنی به صورت کمّی با استفاده از شاخص خرابی مبتنی بر انرژی (انرژی اتلاف شده به دلیل شکست) انجام شد. بدین منظور، با انتخاب سد وزنی پاین‌فلت، به عنوان مورد مطالعاتی، تحلیل دینامیکی فزاینده غیر خطی (IDA) با استفاده از الگوریتم جستجو و انباشت (hunt&fill) بر روی سیستم سد-مخزن-فونداسیون صلب، تحت ۲۶ رکورد حوزه نزدیک دارای اثرات پیش‌روندگی، اعمال گردید. در الگوریتم مذکور، هر رکورد در ۱۵ سطح شدت مقیاس گردید که با توجه به ۲۶ رکورد انتخابی، مجموعاً ۳۹۰ تحلیل دینامیکی تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی انجام شد. جهت انتخاب معیار شدت (IM) و معیار خرابی (DM) از پارامترهای مبتنی بر انرژی استفاده شد. در ادامه، حالات حدی (LSs)، سطوح خرابی و ظرفیت دینامیکی کلی سازه، بر اساس پارامترهای مبتنی بر انرژی تعیین گردیدند.

پس از مطالعه‌ی منحنی‌های IDA، حالات خرابی (DSs) سد تعیین گردیده و با استفاده از یک شاخص خرابی مبتنی بر انرژی (DI_E) که کلی و تجمعی می‌باشد، حالات خرابی تعیین شده، کمّی گردیدند. شاخص خرابی مورد استفاده در این مطالعه، برخلاف شاخص‌های خرابی مبتنی بر جابجایی (که توانایی لحاظ انباشت خرابی در سازه را نداشته و فقط حالت پایانی را در نظر می‌گیرند)، تأثیر تجمعی تحریک لرزه‌ای در خرابی‌های سازه را در نظر گرفته و بر اساس انتشار خرابی در کل بدنه‌ی سد بوده است. لذا با دربرگیری خرابی تجمعی، فرآیند آسیب در سازه را بهتر نشان داد. در مرحله بعد، بر اساس سطوح عملکرد تعریف شده برای ساختمان‌ها، سطوح عملکرد سد پاین‌فلت تعریف و حالات خرابی و

[Downloaded from journal.hydropower.org.ir on 2026-11-17]

محدوده‌ی شاخص خرابی هر سطح عملکرد، مشخص شدند. بر این اساس، شش سطح عملکرد سالم، خدمت رسانی بی‌وقفه، قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه، ایمنی جانی، آستانه‌ی فروریزش و انهدام برای سد پاین‌فلت تعریف گردیدند. در سطح عملکرد سالم، هیچ‌گونه خرابی در سد ایجاد نگردیده، IA بین 0.00 و 0.005m/s بوده و DFE در محدوده‌ی 0.00 تا 0.315KJ قرار دارد. در سطح عملکرد خدمت رسانی بی‌وقفه، سختی سازه تغییر نکرده و رفتار، در حد ارتجاعی و یا نزدیک به آن باقی می‌ماند. در این سطح عملکرد IA بین 0.005m/s و 0.089m/s و DFE در بازه‌ی 0.315KJ تا 4.8203KJ قرار می‌گیرد. سطح عملکرد قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه، به وضعیتی اطلاق می‌گردد که آسیب قابل اغماض سازه‌ای ایجاد شده‌است. در سطح عملکرد مذکور، IA بین 0.089m/s و 0.3418m/s بوده و DFE در محدوده‌ی 4.8203KJ و 14.4608KJ قرار دارد. احتمال آسیب سازه‌ای، بدون فروریزش در سطح عملکرد ایمنی جانی وجود دارد. در این سطح عملکرد IA در محدوده‌ی 0.3418m/s و 0.5248m/s بوده و DFE در بازه‌ی 14.4608KJ و 28.9215KJ قرار می‌گیرد. در سطح عملکرد آستانه‌ی فروریزش، آسیب شدید سازه‌ای ایجاد گردیده و خطر واژگونی جزئی یا کلی وجود دارد. برای این سطح عملکرد IA بین 0.5248m/s و 0.705m/s و DFE بین 28.9215KJ و 48.2025KJ محاسبه گردید. بر اساس سطح عملکرد فروریزش، هر زلزله با IA بزرگتر از 0.705m/s و یا به‌طور متناظر DFE بزرگتر از 48.2025KJ منجر به انهدام کامل سد پاین‌فلت خواهدشد.

با توجه به اینکه سطوح عملکرد سازه، بر مبنای شدت آریاس و انرژی اتلاف شده به دلیل شکست تعریف گردیدند، می‌توان قبل از انجام تحلیل سازه و فقط بر اساس شدت آریاس تحریک لرزه‌ای و یا با توجه به مقدار انرژی اتلاف شده به دلیل شکست که از تحلیل عددی حاصل می‌شود، یک تخمین اولیه در مورد حالت خرابی و سطح عملکرد سد پاین‌فلت بدست آورد.

با مقایسه‌ی حدود حالات حدی بدست آمده از تحلیل IDA و ارزیابی کمّی، به وسیله‌ی شاخص خرابی، مشاهده گردید که مقادیر بدست آمده، بسیار به یکدیگر نزدیک بوده و شاخص خرابی انرژی به طور مؤثری سطح خرابی سد را به صورت کمّی تخمین زده و به طور منطقی با توسعه خرابی در بدنه سد افزایش یافته‌است.

مراجع

1- Alembagheri, M. and Ghaemian, M. (2013). Seismic assessment of concrete gravity dams using capacity estimation and damage indexes. Earthquake Engineering and Structural Dynamics; 42: 123-144.
2- Ang, A.H.S., (1988). Seismic damage assessment and basis for damage – Limiting design. Probabilistic Engineering Mechanics; 3: 146-150.
3- Ansari, M.I. and Agarwal P., (2016). Categorization of damage index of concrete gravity dam for the health monitoring after earthquake. Journal of Earthquake Engineering. DOI: 10.1080/13632469.2016.1138167.
4- Banon, H. and Veneziano, D. (1982). Seismic safety of reinforced members and structures. Earthquake Engineering and Structural Dynamics; 10:179–193.
5- Beheshti Aval, S.B., (2019). Seismic rehabilitation of existing buildings theory and application. Tehran: K. N. Toosi University of Technology. (In Persian).
6- Bhattacharjee, SS. and Leger, P. (1993). Seismic Cracking and Energy Dissipation in Concrete Gravity Dams. Earthquake Engineering and Structural Dynamies; 22: 991-1007.
7- Bozorgnia, Y. and Bertero, VV. (2003). Damage spectra: characteristics and applications to seismic risk reduction. Structural Engineering, ASCE; 129:1330–1340.
8- CDA. (2007). Dam safety guidelines. Technical Report, Canadian Dam Association: Edmonton, Alberta, Canada.
9- Dipasquale, E. and Cakmak, AS. (1988). Identification of the serviceability limit state and detection of seismic structural damage. Technical Report NCEER-88-0022, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York: Buffalo NY.
10- FERC-PFMA. (2005). FERC guidance document: potential failure mode analysis, draft version. Technical Report, Federal Emergency Regulatory Committee: USA.
11- Fishman, YA. (2009). Stability of concrete retaining structures and their interface with rock foundations. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences; 46:957–966.
12- Ghaemian, M. (2008). Manual of NSAG-DRI. a computer program for nonlinear seismic analysis of gravity dam–reservoir–foundation interaction.
13- Ghaemian, M. (2017). Method statement and design of roller compacted concrete gravity dams. Tehran: Sharif University of Technology. (In Persian).
14- Ghaemian, M. and Ghobarah, A. (1999). Nonlinear seismic responses of Concrete gravity dams with dam–reservoir interaction. Engineering Structures; 21:306-315.
15- Ghanaat Y. (August 2004). Failure modes approach to safety evaluation of dams, Proceedings of the 13th

[Downloaded from journal.hydropower.org.ir on 2026-11-17]

World Conference on Earthquake Engineering: Vancouver, BC, Canada, paper no. 1115.

16- Ghasemi Gavabar, S. Alembagheri, M. and Esmi, B. (2017). Seismic vulnerability assessment of a set of concrete gravity dams. Long-Term Behavior and Environmentally Friendly Rehabilitation Technologies of Dams (LTBD). DOI: 10.3217/978-3-85125-564-5-101.

17- Ghobarah, H. Abou-Elfath, H. and Biddah, A. (1999). Response-based damage assessment of structures. Earthquake Engineering and Structural Dynamics; 28:79–104.

18- Hariri–Ardebili, M., and Saouma, V., (2014). Ouantitative failure metric for gravity dams. Earthquake Engineering and Structural Dynamics; 16: 719-734.

19- Hastie, T.J. and Tibshirani, R.J. (1990). Generalized Additive Models. Chapman & Hall: New York.

20- Kayen, R.E. and Mitchell, J.K., (1997). Assessment of Liquefaction potential during earthquakes by Arias intensity. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering; 123(12): 1162-1174.

21- Kratzig, WB. Meyer, IF. and Meskouris, K. (1989). Damage evolution in reinforced concrete members under cyclic loading, Proceedings of Fifth International Conference on Structural Safety and Reliability: San Francisco, CA; 795– 804.

22- Newmark, NM. and Rosenblueth, E. (1971). Fundamentals of Earthquake Engineering, Prentice-Hall: Englewood Cliffs, NJ.

23- Park, YJ. and Ang, AHS. (1985). Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete. Journal of Structural Division, ASCE; 111:722–739.

24- Roufaiel, MSL. and Meyer, C. (1981). Analysis of damaged concrete frame buildings. Technical Report NSF-CEE-81-21359-1, Columbia University: New York, NY.

25- Sharan, S. (1986). Modeling of radiation damping in fluids by finite elements. International Journal for Numerical Methods in Engineering; 23: 945-957.

26- Sharifi, S.J. and Sotoudeh, M.A. (2023). Seismic assessment of concrete gravity dams in terms of energy using capacity estimation for near-fault: Case study of Pine Flat dam. Bulletin of Earthquake Science and Engineering. DOI: 10.48303/BESE.2023.545431.1053. (In Persian).

27- Sotoudeh, M.A. Ghaemian, M. and Sarvghad Moghadam, A. (2018). Determination of Limit–States for near–fault Seismic fragility assessment of concrete gravity dams. Scientia Iranica. DOI: 10. 24200/sci. 2018. 20701.

28- Stephens, JE. (1985). A damage function using structural response measurements. Structural Safety; 5:22–39.

29- Toussi, S. and Yao, JTP. (1982). Hysteresis identification of existing structures. Journal of Engineering Mechanics, ASCE; 109:1189–1203.

30- Travasarou, T., Bray, J.D. and Abrahamson, N.A., (2003). Empirical attenuation relationship for Arias intensity. Earthquake Engineering and Structural Dynamics; 32(7): 1133-1155.

31- USACE, (2007) Em 1110-2-6053: Earthquake Design and Evaluation of Concrete Hydraulic Structures. Engineering Manual, Department of the Army, U.S. Army Corps of Enginecrs (USACE): Washington D.C., USA.

32- Vamvatsikos, D. and Cornell, C.A. (2002). Incremental dynamic analysis. Earthquake Engineering and Structural Dynamics; 31: 491-514.

33- Vamvatsikos, D. and Cornell, C.A. (2004). Applied incremental dynamic analysis. Earthquake Spectra; 20(2): 523-553.

34- Wang, C., Hao, H., Zhang, S. and Wang, G., (2018). Influence of Ground Motion Duration on Responses of Concrete Gravity Dams. Journal of Earthquake Engineering. DOI: 10. 1080/13632469. 2018. 1453422.

35- Yazdani, Y. and Alembagheri, M. (2017). Seismic Vulnerabilty of gravity dams in near–fault areas. Soil Dynamics and Earthquake Engineering; 102: 15-24.

36- Zhang, S. Wang, G. Pang, B. and Du, C. (2013). The effects of strong motion duration on the dynamic response and accumulated damage of concrete gravity dams. Soil Dynamics and Earthquake Engineering; 45:112–124.

[Downloaded from journal.hydropower.org.ir on 2026-11-17]

نشریه علمی سد و نیروگاه برق آبی ایران
سال دهم/ شماره سی و پنجم/ پاییز ۱۴۰۲

Journal of Iranian Dam and Hydroelectric Power Plant
10th Year/ No. 35/ December 2023

Quantitative assessment of concrete gravity dams in terms of energy using damage index for near-fault

Seyyed Jamaleddin Sharifi*[1]
Seyyed Mostafa Sharifi[2]

Abstract

Seismic assessment of concrete gravity dams is mainly conducted using capacity estimation of limit states or determination of damage indexes. Within the context of performance-based earthquake engineering (PBEE), damage measure (DM) refers to physically observable DSs, which can be subsequently related to repairs. Hence, the propensity for potential failure modes of concrete dams should be quantified. The main purpose of this article is the quantitative seismic assessment of concrete gravity dams using an energy-based damage index. Therefore, by selecting Pine Flat gravity dam as a case study, incremental dynamic analysis has been performed on the dam-reservoir-rigid foundation system, under near-fault records with forward directivity effects. Then, limit states (LSs), damage levels and total dynamic capacity of the structure were determined by energy-based parameters. After that, damage states (DS) of the dam were determined and using an energy-based damage index (DI_E), the determined damage states were quantified. In the next step, performance levels of the dam were defined and the identified DSs along with corresponding DI_E ranges were assigned to the relevant performance levels. The results showed that mentioned damage index effectively has estimated the damage state of the dam quantitatively and it has increased reasonably with damage propagation in the dam body.

Keywords

Concrete gravity dams, energy-based damage index, incremental dynamic analysis, damage states, performance levels

[1]* Master of Structural Engineering, Civil Engineering Department, Islamic Azad University, Damavand Branch, Tehran, Iran. seyyedjamaleddin.sharifi@yahoo.com
[2] Ph.D. degree student of Earthquake Engineering, Civil Engineering Department, Islamic Azad University, Science and Research Branch, Tehran, Iran. sharifi_mostafa@yahoo.com

Received: 2023/02/13 Accepted: 2023/09/18

[Downloaded from journal.hydropower.org.ir on 2026-11-17]