

CERTIFICATE

5th. International Congress on CIVIL ENGINEERING, ARCHITECTURE & URBAN DEVELOPMENT

پنجمین کنگره سالانه بین المللی عمران، معماری و توسعه شهری

۱۳۹۶ ماه دی ۵ الی ۲۸ دی ۲۰۱۷

Imam Khomeini International Congresses Center IRAN-TEHRAN
SHAHID BEHESHTI UNIVERSITY OF MEDICAL SCIENCES

Verification Code : PP-BDFH

System Address : www.5icsau.com/verify



شماره مجوز نمایه در پایگاه استنادی
علوم جهان اسلام ۶۴۰۶ - ۹۶۱۷۰
شماره مجوز کنکره از وزارت علوم
۷۲۶۴۰۳۸

بتواند، بدین میهن به جسته و هدایت فاقد اندیار است

گواهینامه پذیرش، چاپ و ارائه مقاله

سرکار خانم / جناب آقای نگار مختارنژاد، هاشم شریعتمدار

بدینوسیله گواهی می گردد مقاله جنابعالی تحت عنوان:

تولید مدل احتمالاتی تقاضای لرزه‌ای برای سدهای بتی وزنی و برسی تأثیر انتخاب زلزله‌ها بر آن: مطالعه موردی سد Koyna

با توجه به نظر کمیته داوری پنجمین کنگره سالانه بین المللی عمران، معماری و توسعه شهری جهت چاپ در مجموعه مقالات کنگره مورد پذیرش قرار گرفته و در این کنگره که در تاریخ ۵ الی ۷ دی ۱۳۹۶ در دانشگاه علوم پزشکی شهید بهشتی تهران با مجوز رسمی برگزاری از وزارت علوم، تحقیقات و فناوری به شماره ۷۲۶۴۰۳۸ و نیز با نمایه و مجوز پایگاه استنادی علوم جهان اسلام (ISC) به شماره ۹۶۱۷۰-۶۴۰۶ برگزار شد ارائه گردیده است. موفقیت روزافزون شما را در عرصه های دانش و پژوهش از درگاه احدثیت مسئلت می نماییم.

با تقدیم احترام
مهندس فرهاد علیزاده افشار
دیر کنگره

با تقدیم احترام
دکتر افراهم کیوانی
دیر علمی کنگره

تولید مدل احتمالاتی تقاضای لرزاها برای سدهای بتنی وزنی و بررسی تأثیر انتخاب زلزله‌ها بر آن: مطالعه موردی سد Koyna

نگار مختارنژاد^۱، هاشم شریعتمدار^{۲*}

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد مهندسی زلزله دانشگاه فردوسی مشهد، (negar.mokhtarnejad9292@gmail.com)

۲- دانشیار دانشگاه فردوسی مشهد، آدرس پست الکترونیکی (shariatmadar@um.ac.ir)

چکیده

در این پژوهش به استخراج یک مدل احتمالاتی تقاضای لرزاها که خروجی آن منحنی‌های شکنندگی می‌باشند، پرداخته شده است. این مدل احتمال رسیدن یا فراتر رفتن تقاضای سیستم سازه‌ای از حالت خرابی مشخصی برای یک شدت معین از زلزله را بیان می‌کند. سیستم سازه‌ای موردمطالعه سد وزنی Koyna واقع در هندوستان است که به همراه مخزن و با فرض پی صلب مدل‌سازی شده است. ابتدا ۴۰ زلزله انتخاب و شتاب‌نگاشت طبیعی آن‌ها به سازه اعمال شده است. تحلیل‌های تاریخچه زمانی دینامیکی انجام شده و حداکثر پاسخ سازه در هر زلزله استخراج و منحنی کلود با استفاده از این داده‌ها رسم شده است. با اختصاص توزیع لگ‌نرمال به نتایج، منحنی‌های شکنندگی استخراج شده‌اند. سپس زلزله‌ها بر اساس میانگین ریشه دوم شتاب در شتاب‌نگاشتهای زلزله‌های انتخابی طبیعی به دو مجموعه مجزا تقسیم و تحلیل شکنندگی روی آنها انجام شده است. مقایسه این دو منحنی با منحنی اولیه که دقیق‌تر بوده، نشان می‌دهد برای استفاده از روش کلود در تولید منحنی‌های شکنندگی، بایستی زلزله‌ها با شدت‌های مختلف و متنوع‌تری انتخاب شوند. درواقع بازه پارامتر شدت زلزله (IM) باید مقادیر گوناگونی را شامل شود.

واژه‌های کلیدی: منحنی شکنندگی، تحلیل کلود، سد بتنی وزنی، میانگین ریشه دوم شتاب، مدل احتمالاتی تقاضای لرزاها

۱- مقدمه

سدها جزو زیرساخت‌های اساسی یک کشور می‌باشند. از این‌رو از اهمیت بسیار بالایی برخوردارند. همچنین عوامل متعددی از جمله هندسه سد، شرایط مخزن، فشار برکنش وارد به بدنه سد و نوع رکوردهای زلزله، همگر روی رفتار لرزاها سد تأثیرگذارند؛ بنابراین علاوه بر انجام تحلیل‌های غیرخطی تاریخچه زمانی، تحلیل‌های احتمالاتی نیز ضروری است. به این منظور برای بررسی آسیب‌پذیری لرزاها سازه‌ها، در سال‌های اخیر مفهوم مهندسی زلزله با رویکرد عملکردی (PBEE^۱) شکل گرفت [۱]. پیاده‌سازی PBEE به کمک منحنی‌های شکنندگی به عنوان ابزاری توانمند انجام می‌شود. منحنی شکنندگی احتمال شرطی مربوط به اینکه سیستم سازه‌ای از یک حالت خرابی (DS) یا از مقدار مشخص پارامتر تقاضای مهندسی (EDP) در یک شدت خاص از زلزله (IM) فراتر رود را مشخص می‌کند. حالت خرابی سازه تحت شدت‌های مختلف زلزله با انجام تحلیل‌های غیرخطی تعیین می‌شود.

¹ Performance-based Earthquake Engineering

خرسچی روش PBEE، مدل احتمالاتی تقاضای لرزه‌ای ($PSDM^1$) نامیده می‌شود. این مدل یک رابطه احتمال شرطی است که احتمال اینکه مقدار یک شاخص خرابی (DI) مربوط به سازه (در این پژوهش سد و مخزن) یا اجزای سازه‌ای در یک سطح معین IM ، معادل حالت حدی (LS) خاصی قرار گیرند (رابطه ۱) را در اختیار قرار می‌دهد.

$$P[DI \geq LS|IM] \quad (1)$$

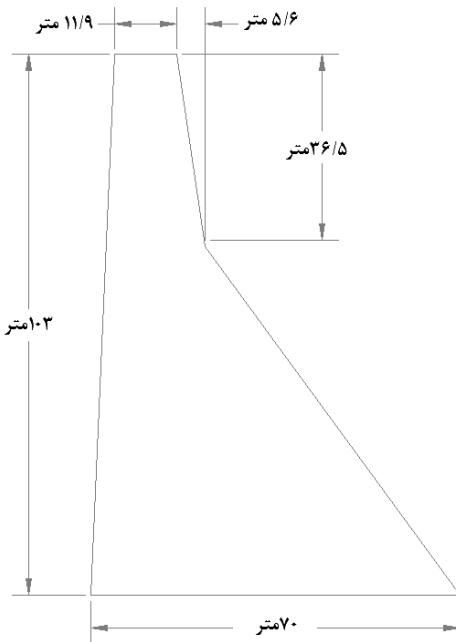
تاکنون PBEE برای سازه‌های مختلفی از جمله سازه‌های فولادی خمی، دیوارهای برشی بتن‌آرمه و پل‌ها مورد استفاده قرار گرفته است. در زمینه شکنندگی سدهای بتنی Tekie Ellingwood و Bluestone برای اولین بار در سال ۲۰۰۱ منحنی‌های شکنندگی را برای سد وزنی Adams² برای شرایط بحرانی هیدرولوژیکی تولید کردند [۲]. دو سال پس از آن برای همان سد منحنی‌های شکنندگی را این بار برای بارهای لرزه‌ای به دست آورده که در آن لغزش و همزمان ترک‌خوردگی کششی در سطح مشترک سد و پی را به عنوان مدهای خرابی در تحلیل‌ها قراردادند [۳]. Lin و Adams برای سدهای بتنی و خاکی کانادا پژوهش جامعی به منظور تولید منحنی‌های شکنندگی آن‌ها انجام دادند. آنها با توجه به شباهت روش‌های طراحی و ساخت، آیین‌نامه‌ها و شرایط ناحیه‌ای غرب کانادا به کالیفرنیا برای حالات حدی خرابی از اطلاعات گزارش ATC-13 که در واقع برای ساختمان‌های کالیفرنیا بود، استفاده کردند [۴]. عالم باقی و قائمیان ارزیابی خسارت سد قوسی بتنی ماروپوینت را با استفاده روش^۲ IDA با در نظر گرفتن دو سختی متفاوت برای فونداسیون انعطاف‌پذیر از طریق استخراج منحنی‌های شکنندگی برای ۱۲ زلزله متفاوت انجام دادند [۵]. Pan و همکاران با در نظر گفتن بازشده‌گی درزهای انقباضی سد، ترک‌خوردگی سد و با شبیه‌سازی میرایی تشبعی به کمک روش IDA عملکرد لرزه‌ای یک سد قوسی بلند در چین را مورد ارزیابی قراردادند [۶]. حریری اردبیلی برای اولین بار به کمک روش کلود تحلیل احتمالاتی تقاضای لرزه‌ای را برای سد وزنی Pine Flat انجام داد [۷]. او در همان سال منحنی‌های شکست سد وزنی Pine Flat را در تحلیلی جامع و با استفاده از تحلیل IDA و با بررسی تأثیر اعمال مؤلفه قائم زلزله روی نتایج شکنندگی به دست آورد [۸]. کخدائیان و همکاران در تحلیل شکنندگی که روی سد دو قوسی دز انجام دادند، سه IM مختلف شامل، شتاب طیفی، بیشینه شتاب زمین و بیشینه سرعت زمین را بررسی و بیشینه شتاب زمین را به عنوان بهترین گزینه جهت انتخاب IM شناسایی کردند [۹]. زمانی و همکاران تحلیل شکنندگی سد قوسی امیرکبیر را با فرض مدل پخشی ثابت برای بتن بدنه سد و با استفاده روش IDA برای چهار سطح عملکردی مختلف را تعیین کردند [۱۰].

۲- مطالعه موردي

سد بتنی Koyna کی از بزرگ‌ترین سدهای بتنی وزنی هندستان است. این سد دارای ارتفاع 103 متر و عرض 70 متر می‌باشد که روی رودخانه Koyna واقع شده است. برای مدل‌سازی سد از بزرگ‌ترین مونولیت غیر سریز سد استفاده شده است و تحلیل‌ها به صورت تنش صفحه‌ای دوبعدی انجام شده‌اند. در شکل ۱ مقطع بلندترین مونولیت سد نمایش داده شده است.

¹Probabilistic Seismic Demand Model

²Incremental Dynamic Analysis



شکل ۱: مقطع بلندترین مونولیت سد koyna

در سال ۱۹۶۷ میلادی زلزله Koyna با بزرگای ۶.۶ ریشتر در حوالی سد رخ داد که منجر به ایجاد ترکهای سطحی قابل تعمیر در بدنه سد شدند. با این حال نمی‌توان گفت در زلزله‌های احتمالی بعدی هم سد دچار آسیب جدی نمی‌شود، زیرا طبیعت زلزله دارای پیچیدگی و عدم قطعیت‌های بی‌شماری بوده که پیش‌بینی رفتار سازه‌ها هنگام مواجه با آن را به کاری دشوار تبدیل می‌کند.

۳- مدل‌سازی سیستم سد و مخزن

۳-۱- مشخصات مکانیکی مصالح

فونداسیون به صورت صلب مدل شده است. طول مخزن ۵ برابر طول سد، ارتفاع آن ۹۱/۷ متر و آب به صورت تراکم ناپذیر در نظر گرفته شده است. مشخصات مکانیکی سیستم در جدول ۱ نشان داده شده است.

جدول ۱: مشخصات مکانیکی مصالح سیستم سد و مخزن

۳۱/۶	مدول الاستیسیته بتن (GPa)
۰/۰۳	ضریب میرایی
۰/۲	ضریب پوآسون
۲۴	حداکثر تنفس فشاری بتن (MPa)
۲/۴	حداکثر تنفس کششی بتن (MPa)
۲۶۳۰	چگالی بتن (Kg/m ³)
۱۰۰۰	چگالی آب (Kg/m ³)

بارهای وارد به سازه به ترتیب بار ثقلی، فشار هیدرودینامیک نیز اعمال شده که در ادامه به نحوه اعمال آن پرداخته شده است. به انتهای مخزن شرایط مرزی انتقالی اختصاص داده شده تا امواج فشاری ایجاد شده تحت زلزله هنگام برخورد با انتهای مخزن برگشت نکرده و امکان استهلاک این امواج وجود داشته باشد. در سطح آب، فشار برابر صفر در نظر گرفته شده است.

رفتار غیرخطی بتن با استفاده از مدل خرابی پلاستیک مدل شده است [11]. این مدل یک مکانیزم خرابی همگن و پیوسته است که در آن خرابی کششی توده بتن در هر نقطه توسط کرنش‌های عمود به آن نقطه مشخص می‌شود و دو مکانیزم اصلی شکست در آن، ترک‌خوردگی کششی و خرد شدن بتن تحت فشار است. در واقع در این مدل اثر آسیب‌های به وجود آمده نیز در رفتار غیرخطی بتن در نظر گرفته می‌شود. همین امر آن را به مدل توانمندی تبدیل می‌کند که برای مدل سازی رفتار غیرخطی بتن انتخاب شده است.

۲-۳- مدل سازی میرایی مصالح

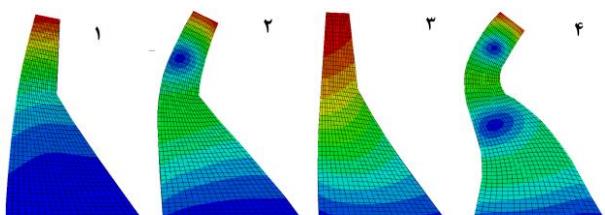
میرایی مصالح بر روی پاسخ سازه تحت تحريكات زلزله اثرگذار است. موسسه USBR آمریکا در سال ۱۹۷۷ به طور کلی برای سدهای بتنی، ضریب میرایی ۳ درصد را پیشنهاد داده است. میرایی مصالح سد با استفاده از روش میرایی رایلی شبیه‌سازی شده است. در این روش ضرایب نسبی جرم و سختی طوری تنظیم می‌شود که نسبت میرایی بحرانی در مدهای غالب تقریباً یکسان باشد. ماتریس میرایی [C] به صورت زیر است:

$$[C] = a_m[M] + a_k[K] \quad (2)$$

که در آن $[K]$ ماتریس سختی خطی، $[M]$ ماتریس جرم سازه و a_m ضریب نسبی جرم و a_k ضریب نسبی سختی رایلی هستند. همچنین رابطه زیر میان ضریب میرایی و فرکانس طبیعی مدد i ام برقرار است:

$$\xi_i = \frac{1}{2\omega_i} a_m + \frac{\omega_i}{2} a_k \quad (3)$$

چهار مود اول به عنوان مدهای غالب در نظر گرفته شده و تحلیل مдал برای سد انجام شده است. شکل چهار مود اول در شکل ۲ نشان داده شده است.



شکل ۲: اشکال مودی سد Koyna برای مود اول تا چهارم

Chakrabarti و Chopra در سال ۱۹۷۳ فرکانس‌های طبیعی برای چهار مود اول این سد را به دست آوردند. مقادیر فرکانس‌های به دست آمده از تحلیل مدار سد و مقادیر به دست آمده توسط چوپرا در جدول ۲ قرار داده شده‌اند که به‌طور قابل قبولی به هم نزدیک می‌باشند.

جدول ۲: مقاسیه فرکانس‌های طبیعی سد Koyna برای چهار مود اول

فرکانس طبیعی (rad/s)		
(۱۹۷۳) Chakrabarti و Chopra	تحلیل مدار سد	مد
۱۹/۲۷	۱۹/۸۷	۱
۵۱/۵۰	۵۰/۴۷	۲
۶۷/۵۶	۶۸/۶۱	۳
۹۹/۷۳	۹۸/۵۳	۴

با مشخص شدن فرکانس‌های طبیعی و فرض ضریب میرایی ۰/۳٪، ضرایب نسبی جرم و سختی قابل تعیین‌اند.

۳-۳- اندرکنش سد مخزن

در این پژوهش برای اعمال نیروهای هیدرودینامیکی از روش جرم افزوده استفاده شده است. این روش اولین بار توسط وسترگارد در سال ۱۹۳۳ ارائه شد [۱۲]. وسترگارد در تحلیلی که بر روی یک سد بتنی وزنی دو بعدی انجام داد، نشان داد که فشار هیدرودینامیکی اعمال شده بر وجه عمودی بالا دست سد در هنگام وقوع زلزله در صورتی که سایر قسمت‌های مخزن بدون حرکت باقی بماند معادل نیروی اینرسی یک حجم اضافی مشخص از آب در پشت سد بوده که همراه با سد به سمت عقب و جلو حرکت می‌کند، [۱۳].

مطابق این روش، فشار هیدرودینامیکی وارد بر بدنه سد در نقطه / از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$p = \frac{7}{8} \rho A_l a_l \sqrt{H_0 h} \quad (4)$$

در رابطه بالا ρ چگالی آب، H_0 ارتفاع مخزن، h ارتفاع آب بالای نقطه l ، a_l شتاب و A_l مساحت مربوط به نقطه l است، بنابراین جرم افزوده در نقطه l به صورت زیر است:

$$m_l = \frac{7}{8} \rho A_l \sqrt{H_0 h} \quad (5)$$

۴- مدل احتمالاتی تقاضای لرزه‌ای

۴-۱- تحلیل کلود

تحلیل کلود روشی عددی است که طی آن، ابتدا یک مجموعه رکورد زلزله طبیعی و مقیاس نشده به سازه اعمال می‌شود و سازه تحت تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی قرار می‌گیرد. سپس پاسخ خاصی از سازه ثبت شده و با استفاده از آن به یک سری نقاط DI در برابر IM دست یافته که این نتایج، نمودار کلود نامیده می‌شوند. منظور از DI ^۱ شاخص خرابی بوده که

^۱ Damage Index

شایطی که سازه در هر لحظه در آن قرار دارد به کمک این شاخص سنجیده می‌شود.¹ IM نیز پارامتر نشان‌دهنده شدت زلزله است که برای این پژوهش بیشینه شتاب زلزله به عنوان IM و نسبت طول ترک خورده به طول کل به عنوان شاخص خرابی در نظر گرفته شده است.

در گام بعدی روی نمودار لگاریتمی کلود رگرسیون خطی انجام می‌شود تا ضرایب رگرسیون به دست آیند. روابط مربوط به آن به صورت زیر می‌باشد:

$$DI = a \cdot (IM)^b \quad (6)$$

$$\ln(DI) = b \cdot \ln(IM) + \ln(a) \quad (7)$$

در روابط فوق $\ln(a)$ و b ضرایب خطی رگرسیون می‌باشند. با داشتن ضرایب رگرسیون و با فرض ثابت بودن واریانس برای تمام IM ها، انحراف استاندارد DI برای یک IM معین به صورت زیر است:

$$\xi_{DI|IM} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N [\ln(DI_i) - \ln(a(IM_i)^b)]^2}{N-2}} \quad (8)$$

در رابطه بالا N تعداد زوج نقاط DI_IM است که معادل تعداد زلزله‌های اعمالی به سازه است. در این پژوهش از ۴۰ زلزله بدون اثر پالس مانند استفاده شده است. در گام بعد با اختصاص توزیع لگ نرمال به مجموعه DI تا برای یک IM معین،تابع شکنندگی که نشانگر احتمال تجاوز DI از یک مقدار حدی مشخص² (LS) برای یک IM معین، به صورت زیر می‌باشد:

$$P(DI \geq LS|IM) = 1 - \int_0^{LS} \frac{1}{\sqrt{2\pi} \cdot \xi_{DI|IM} \cdot DI} \cdot e^{-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln(DI) - \ln(a(IM)^b)}{\xi_{DI|IM}} \right)^2} \cdot d(DI) \quad (9)$$

در صورتی که پارامتر DI دارای توزیع لگ نرمال باشد، می‌توان نتیجه گرفت که $\ln(DI)$ دارای توزیع نرمال است. به این صورت، احتمال اینکه DI در یک IM مشخص از حد LS فراتر رود یا برابر آن گردد را به کمک توزیع تجمعی نرمال استاندارد می‌توان به شکل زیر محاسبه کرد:

$$P(DI \geq LS|IM) = 1 - \phi\left(\frac{\ln(LS) - \ln(a(IM)^b)}{\xi_{DI|IM}}\right) \quad (10)$$

¹ Intensity Measure

² Limit State

۴-۲- شاخص خرابی

در این پژوهش نسبت طول ترک خورده به طول کل به عنوان شاخص خرابی به منظور تولید منحنی های شکنندگی در نظر گرفته شده است. حالات خرابی مختلف سازه بر اساس این شاخص خرابی تعریف شده و مقادیر حدی در جدول ۳ نمایش داده شده اند.

جدول ۳: حالات خرابی سیستم

بازه DI	حالت خرابی (DS)	نماد
$\overline{DI} = 0.00$	سالم	DS1
$0.00 < \overline{DI} \leq 0.10$	جزئی	DS2
$0.10 < \overline{DI} \leq 0.30$	متوسط	DS3
$0.30 < \overline{DI} \leq 0.60$	شدید	DS4
$0.60 < \overline{DI} \leq 0.99$	آستانه فروپاشی	DS5
$\overline{DI} = 1.00$	فروپاشی	DS6

این حالات خرابی ترکیبی از شبیه سازی های عددی، آزمایش های تجربی و مشاهدات میدانی و همچنین بر اساس آیین نامه های ساختمانی و قضاوت مهندسی به دست آمده اند. برای تولید منحنی های شکنندگی چهار حالت حدی در نظر گرفته شده است. مقادیر معادل آنها در جدول ۴ نمایش داده شده است:

جدول ۴: حالات حدی و مقادیر حدی مطابق شاخص خرابی نسبت طول ترک خورده به طول کل

حالت حدی (LS)	نماد
$\overline{DI}=0.1$	LS1
$\overline{DI}=0.3$	LS2
$\overline{DI}=0.6$	LS3
$\overline{DI}=0.99$	LS4

۳-۳- تحلیل های دینامیکی

تعداد ۴۰ زلزله بدون اثر پالس مانند از پایگاه داده های زمین لرزه دانشگاه برکلی (PEER^۱) استخراج شده است. مشخصات آنها در جدول ۵ نشان داده شده است.

سازه تحت تک تک این زلزله ها قرار گرفته است. مد خرابی سازه ایجاد ترک های کششی در بدنه سد در ناحیه اتصال سد به فونداسیون در نظر گرفته شده که مقدار طول ترک خورده به طول کل تحت تک تک زلزله ها تعیین شده است.

¹ The Pacific Earthquake Engineering Research Center

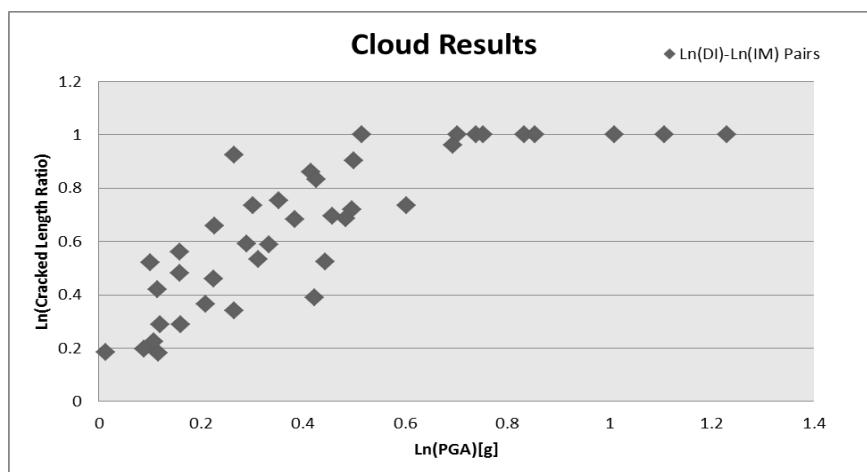
جدول ۵: مشخصات زلزله‌های به کار رفته در تحلیل دینامیکی

No	Earthquake Name	Station Name	Year	PGA (g)
1	Kobe	Shin-Osaka	1995	0.225
2	Kocaeli	Arcelik	1999	0.21
3	Kocaeli	Duzce	1999	0.312
4	Duzce	Bolu	1999	0.739
5	Manjil	Abbar	1990	0.515
6	Hector Mine	Hector	1999	0.265
7	Coalinga	Pleasant Valley	1983	0.602
8	Coyote Lake	Gilroy Array	1979	0.422
9	Imperial Valley	Coachella Canal	1979	0.116
10	Kern County	Taft Lincoln School	1952	0.159
11	Landers	Baker Fire Station	1992	0.108
12	Loma Prieta	Richmond City Hall	1989	0.12
13	Erzican	Erzincan	1992	0.496
14	Gazli	Karakyr	1976	0.702
15	Northridge	Huntington Bch - Waikiki	1994	0.089
16	Kobe	KJMA	1995	0.834
17	Loma Prieta	Gilroy Array	1989	0.415
18	Morgan Hill	Anderson Dam	1984	0.289
19	Victoria Mexico	SAHOP Casa Flores	1980	0.101
20	Whittier Narrows	Canyon Country	1987	0.115
21	San Fernando	San Onofre - So Cal Edison	1971	0.013
22	Oroville	Broadbeck Residence	1975	0.159
23	N. Palm Springs	North Palm Springs	1986	0.693
24	Friuli	Feltre Doje	1976	0.352
25	Whittier Narrows	Santa Fe Springs	1987	0.458
26	Nahanni	Site 1	1985	1.108
27	Northridge	LA Dam	1994	0.426
28	Northridge	LA - Sepulveda VA Hospital	1994	0.753
29	Kobe	Nishi-Akashi	1995	0.483
30	Kocaeli	Yarimca	1999	0.227
31	Chi-Chi	TCU067	1999	0.499
32	Chi-Chi	TCU084	1999	1.009
33	Denali	TAPS Pump Station	2002	0.333
34	Duzce	Lamont 531	1999	0.16
35	Parkfield	Cholame - Shandon Array	1966	0.444
36	San Fernando	Pacoima Dam	1971	1.23
37	Sierra Madre	Cogswell Dam	1991	0.302
38	Superstition Hills	Parachute Test Site	1987	0.384
39	Tabas	Tabas	1978	0.854
40	Umbria Marche	Borgo-Cerreto Torre	1997	0.265

۵- تولید شکنندگی

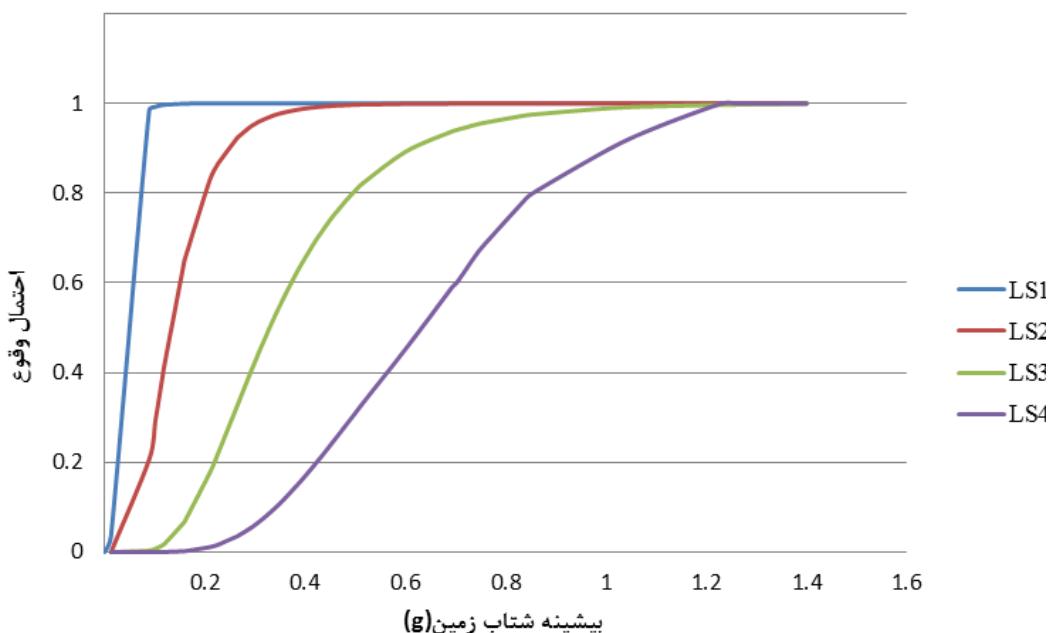
۱- تحلیل رگرسیون خطی

با انجام تحلیل‌های غیرخطی تاریخچه زمانی و پاسخ سازه‌ای داده‌های اولیه جهت تولید نمودار کلود به دست می‌آیند. در هر زلزله شاخص خرابی نسبت طول ترک‌خورده به طول کل مقداری مشخص دارد. از قرار دادن این مقادیر در برابر IM هر زلزله که بنا بر انتخاب در این پژوهش بیشینه شتاب هر زلزله است، ۴۰ زوج نقطه (IM, DI) که در شکل ۳ نشان داده شده، به دست آمده است. شکل ۳ منحنی کلود استفاده شده می‌شود. با انجام رگرسیون خطی روی نقاط نمودار کلود ضرایب ثابت رگرسیون و با استفاده از رابطه ۸ انحراف استاندارد به دست می‌آیند. نمودار شکنندگی مربوط به ۴۰ زلزله در شکل ۴ نمایش داده شده است.



شکل ۳: منحنی کلود استفاده شده برای استخراج ضرایب ثابت رگرسیون خطی

منحنی شکنندگی



شکل ۴: منحنی‌های شکنندگی در چهار حالت حدی، جزئی، متوسط، شدید و آستانه فروپاشی برای ۴۰ زلزله

۲-۵- بررسی تأثیر رکوردهای انتخابی بر منحنی های شکنندگی

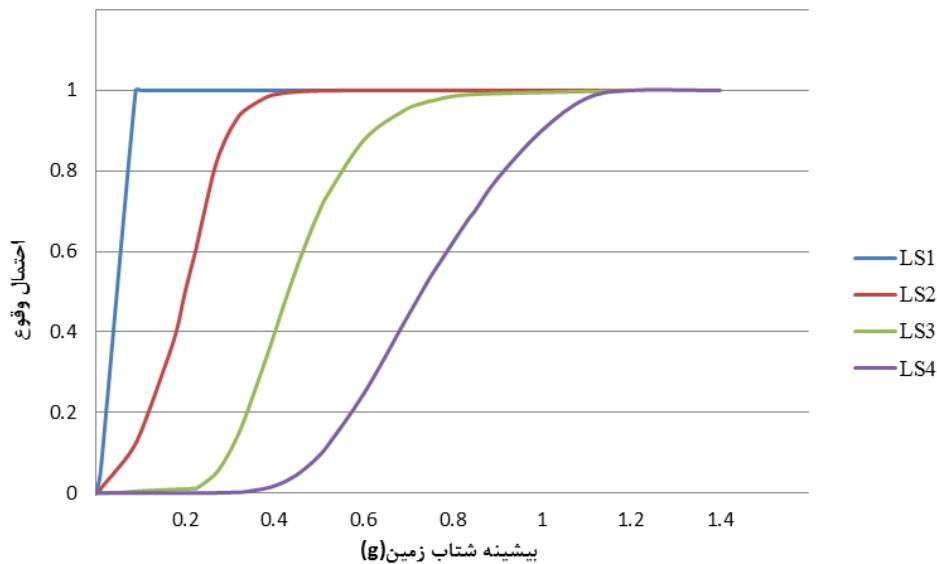
به منظور بررسی تأثیر رکوردهای انتخابی بر نتایج منحنی شکنندگی، رکوردها به دو دسته تقسیم شده‌اند. این تقسیم‌بندی بر اساس اختلاف میانگین ریشه دوم شتاب یا همان a_{RMS}^1 شتاب‌نگاشتهای طبیعی با میانگین a_{RMS} تمام رکوردها انجام شده است. ۲۰ زلزله که کمتر از ۵۱ درصد با میانگین a_{RMS} اختلاف داشته در مجموعه یک و سایر زلزله‌ها در مجموعه دو قرار گرفته‌اند (جدول ۶). منحنی‌های شکنندگی برای هردو مجموعه استخراج و در شکل‌های ۵ و ۶ نشان داده شده‌اند.

جدول ۶: تقسیم‌بندی زلزله‌ها بر اساس اختلاف a_{RMS} هر کدام با مقدار میانگین a_{RMS}

Set1				Set2			
No	Earthquake Name	Acceleration RMS (g)	difference between average(%)	No	Earthquake Name	Acceleration RMS (g)	difference between average(%)
1	Kobe	0.036	51	1	Kocaeli	0.025	117
2	Kocaeli	0.051	6	2	Hector Mine	0.034	60
3	Duzce	0.066	18	3	Coyote Lake	0.034	60
4	Manjil	0.075	28	4	Imperial Valley	0.016	239
5	Coalinga	0.068	20	5	Kern County	0.026	109
6	Erzican	0.075	28	6	Landers	0.018	202
7	Kobe	0.06	9	7	Loma Prieta	0.018	202
8	Loma Prieta	0.042	29	8	Gazli	0.159	66
9	Morgan Hill	0.044	23	9	Northridge	0.014	288
10	N. Palm Springs	0.081	33	10	Victoria Mexico	0.022	147
11	Whittier Narrows	0.047	16	11	Whittier Narrows	0.017	219
12	Northridge	0.066	18	12	San Fernando	0.003	1710
13	Northridge	0.08	32	13	Oroville	0.017	219
14	Kobe	0.073	26	14	Friuli	0.026	109
15	Kocaeli	0.05	9	15	Nahanni	0.157	65
16	Chi-Chi	0.051	6	16	Chi-Chi	0.121	55
17	Denali	0.037	47	17	Duzce	0.026	109
18	Parkfield	0.036	51	18	San Fernando	0.113	52
19	Superstition Hills	0.07	22	19	Sierra Madre	0.027	101
20	Umbria Marche	0.038	43	20	Tabas	0.153	65

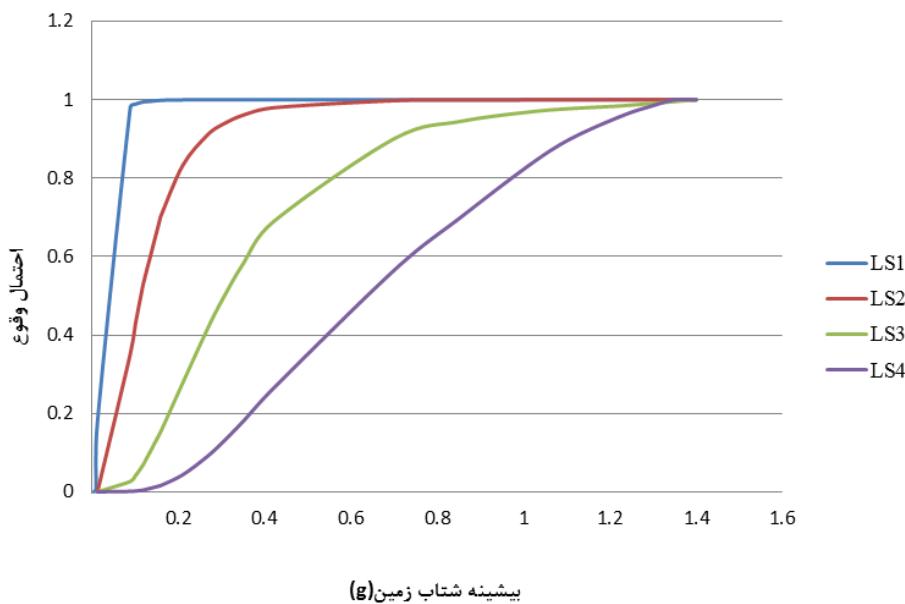
¹ Root Mean Square of Acceleration

منحنی شکنندگی-مجموعه ۱



شکل ۵: منحنی های شکنندگی در چهار حالت حدی، جزئی، متوسط، شدید و آستانه فروپاشی برای مجموعه یک

منحنی شکنندگی-مجموعه ۲



شکل ۶: منحنی های شکنندگی در چهار حالت حدی، جزئی، متوسط، شدید و آستانه فروپاشی برای مجموعه دو

برای نمونه مطابق نمودارهای ۴، ۵ و ۶، احتمال فروپاشی سازه در زلزلهای با بیشینه شتاب $0.6g$ در تحلیل اصلی، $0/47$ در مجموعه ۱، $0/27$ و در مجموعه ۲، $0/48$ است. همچنین احتمال آسیب سازه فراتر از حد خرابی متوسط هنگام وقوع

زلزله‌ای با بیشینه شتاب $g_{\max} = 0.82$ با استفاده از منحنی شکنندگی اصلی $a_{RMS} = 0.82$ ، مطابق منحنی شکنندگی مربوط به مجموعه ۱، 0.83 و برای مطابق منحنی شکنندگی مربوط به مجموعه ۲، 0.81 است.

۶-نتیجه‌گیری

در مطالعه موردی که روی شکنندگی سد Koyna با استفاده از روش کلود انجام شد، تأثیر رکوردهای انتخابی زلزله بر نتایج شکنندگی موردنظری قرار گرفت. ابتدا 40 زلزله که تعداد مناسبی در به کارگیری روش کلود برای تولید منحنی‌های شکنندگی به کار رفت. سطوح آسیب‌پذیری لرزه‌ای سد بتنی Koyna با استفاده از منحنی شکنندگی مشخص شده است؛ بنابراین می‌توان وضعیت آسیب سازه هنگام وقوع زلزله‌های بزرگ را پیش‌بینی کرده و با توجه به آن برای مقابله با تهدیدهای احتمالی تصمیم‌های لازم اتخاذ کرد و اقدامات ضروری انجام گیرد.

در گام بعدی پژوهش، مجموعه اصلی 40 زلزله را با استفاده از معیاری مشخص به دو مجموعه مجزا تقسیم کرده و برای هر مجموعه تحلیل شکنندگی انجام گرفته است. مقایسه نتایج مجموعه یک و دو با نتایج اولیه نشان می‌دهد که نتایج مجموعه 2 مطابقت بسیار زیادی با نتایج اولیه دارد، زیرا زلزله‌های مجموعه 2 دارای شدت‌های متنوعی بوده و زلزله‌ها با شدت‌های مختلف را شامل می‌شود.

بنابراین می‌توان گفت، در روش کلود برای رسیدن به نتایج دقیق‌تر، هنگام انتخاب زلزله‌ها بایستی به این نکته توجه داشت که زلزله‌ها شدت‌های مختلفی داشته باشند. در مجموعه 2 که اختلاف a_{RMS} زلزله‌ها با میانگین، بازه وسیعی از مقادیر را شامل می‌شود نتایج تحلیل شکنندگی به طور قابل توجیه مطابقت بیشتری با نتایج تحلیل شکنندگی اصلی دارد.

مراجع

- [1] K. A. Porter. An Overview of PEER's Performance-Based Earthquake Engineering Methodology, in *Proceedings of ninth international conference on applications of statistics and probability in civil engineering, Pasadena, CA*, 2003.
- [2] B. Ellingwood, P. B. Tekie. Fragility Analysis of Concrete Gravity Dams. *Journal of Infrastructure Systems*; 7(2): 41–48, 2001.
- [3] P. B. Tekie, B. R. Ellingwood. Seismic fragility assessment of concrete gravity dams. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*; 32(14): 2221–2240, 2003.
- [4] L. Lin, J. Adams. Seismic Vulnerability and Prioritization Ranking of Dams in Canada, in *The 14 World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China*, 2008.
- [5] M. Alembagheri, M. Ghaemian. Damage assessment of a concrete arch dam through nonlinear incremental dynamic analysis. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*; 44: 127–137, 2013.
- [6] J. Pan, Y. Xu, F. Jin. Seismic performance assessment of arch dams using incremental nonlinear dynamic analysis. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*; 19(3): 305–326, 2015.
- [7] M. A. Hariri-Ardebil, V. E. Saouma. Probabilistic seismic demand model and optimal intensity measure for concrete dams. *Structural Safety*; 59: 67–85, 2016.
- [8] M. A. Hariri-Ardebili and V. E. Saouma, “Collapse Fragility Curves for Concrete Dams: Comprehensive Study,” *Journal of Structural Engineering , ASCE*; 142(10): 4016075, 2016.
- [9] V. Kadkhodayan, S. Meisam Aghajanzadeh, H. Mirzabozorg. Seismic Assessment of Arch Dams Using Fragility Curves. *Civil Engineering Journal*; 1(2) 14–20, 2015.
- [10] زمانی، ح.، مرادلو، ج.، ناصرسادی، ک. بررسی آسیب پذیری لرزه ای سدهای بتنی قوسی با استفاده از منحنی های شکنندگی، هفتمین کنگره ملی مهندسی عمران، دانشکده مهندسی شهری نیکبخت، زاهدان، ۱۳۹۲.
- [11] J. Lee, G. L. Fenves. A plastic-damage concrete model for earthquake analysis of dams. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*; 27(9): 937–956, 1998.
- [12] H. M. Westergaard. Water pressures on dams during earthquakes. *Trans. ASCE*; 98: 418–432, 1933.
- [13] E. Mirzaei, S. Vahdani, R. Mirghaderi. Seismic Analysis of Double Curved Arch Dams Based Performance, in *Proceedings of the World Congress on Engineering and Computer Science, San Francisco, USA*, 2010.