

Effect of curvature radius on probabilistic evaluation of seismic horizontally Curves RC Box girder bridges using Monte Carlo simulation under three-dimensional excitations under Near-Field Earthquakes

Ali Naseri¹, Alireza MirzaGoltabar Roshan^{2*}, Hossein Pahlavan³, Gholamreza Ghodrati Amiri⁴

1- Ph.D. Candidate of Structural Engineering, Babol Noshirvani University of Technology, Iran.

2- Associate Professor of Structural Engineering, Babol Noshirvani University of Technology, Iran.

3- Assistant Professor of Earthquake Engineering, Shahrood University of Technology, Iran.

4- Professor of Civil Engineering, Iran University of Science and Technology, Iran.

ABSTRACT

Curved bridges exhibit complicated responses in the course of an earthquake, due to their distinctive geometric status. Thereby in this study, the effect of different curvature radii on the seismic damage probability of curved multi-frame concrete box-girder bridges was investigated and compared to straight bridge. Three-dimensional probabilistic seismic vulnerability of the curved multi-frame concrete box-girder bridges was delved in the near-fault events subjected to three-directional ground motion excitations (considering vertical component of earthquake). Bridge models were analyzed in 5 different radii subjected to 80 near-fault earthquake records and taking into account all demand uncertainties (14 uncertainties inherent of bridge, along with the earthquake uncertainty) as well as capacity uncertainties. Of all the bridges of this class, a total of 10 completely random geometries, representing geometric status of entire statistical population of curved box-girder bridges in California, were selected for each of the six bridge radii using the Latin-Hypercube Sampling technique. Having performed nonlinear dynamic analyses, the fragility curve of each bridge component was plotted, and the curvature effect on the vulnerability of various bridge components was investigated. Thereby, comparing seismic demand with the capacity of components through Monte Carlo simulation strategy, damage probability of the bridge system was estimated.

ARTICLE INFO

Receive Date: 25 November 2019

Revise Date: 03 April 2020

Accept Date: 02 September 2020

Keywords:

RC Box girder bridges,
Effect of curvature radius,
probabilistic seismic
evaluation,
Monte Carlo,
Near field

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2020.209364.2003>.

*Corresponding author: Alireza MirzaGoltabar Roshan

Email address: ar-goltabar@nit.ac.ir

اثر شعاع انحنای بر ارزیابی احتمالاتی لرزه ای پل های قوسی عرشه باکس بتن آرمه با استفاده از شبیه سازی مونت کارلو تحت تحریکات سه جهته زلزله های نزدیک گسل

علی ناصری^۱، علیرضا میرزا گلنبار روشن^۲، حسین پهلوان^۳، غلامرضا قدرتی امیری^۴

۱- دانشجوی دکترا عمران سازه دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل

۲- دانشیار گروه سازه و زلزله دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل

۳- استادیار گروه سازه و زلزله دانشگاه صنعتی شاهرود

۴- استاد تمام گروه عمران دانشگاه علم و صنعت ایران

چکیده

همواره آسیب پذیری پل های قوسی با توجه به شرایط هندسی خاص و رفتار متفاوتی که نسبت به پل های مستقیم در جریان زلزله از خود نشان دادند، از اهمیت ویژه ای برخوردارند. لذا در این مقاله به بررسی تاثیر شعاع انحنای مختلف بر احتمال آسیب پذیری لرزه ای پل های قوسی چندقابی عرشه باکس بتن آرمه و مقایسه آن با پل مستقیم پرداخته شد. میزان آسیب پذیری پلهای قوسی به صورت سه بعدی تحت تحریکات چندگانه (با در نظر گیری مولفه قائم زلزله) رکوردهای نزدیک گسل مورد ارزیابی قرار گرفت. مدل های پل در ۵ شعاع مختلف تحت ۸۰ رکورد زلزله با در نظر گیری کلیه عدم قطعیت های تقاضا (۱۴ عدم قطعیت ذاتی پل به همراه عدم قطعیت زلزله) و همچنین عدم قطعیت های ظرفیت، تحلیل دینامیکی غیرخطی گردید. با استفاده از تکنیک لاتین هایپیرکیوب از میان تمام پلهای این کلاس، ۱۰ هندسی کاملاً تصادفی که نماینده وضعیت هندسی کل جمعیت آماری پلهای عرشه باکس بتن آرمه کالیفرنیا است، برای هر شعاع پل انتخاب گردید. در انتها با انجام تحلیل های دینامیکی غیرخطی، منحنی شکنندگی مولفه های مختلف پل ترسیم گردید و اثر انحنای پل بر آسیب پذیری اجزای مختلف پل مورد بررسی قرار گرفت. سپس با مقایسه تقاضا با ظرفیت اجزای مختلف پل، با استفاده از شبیه سازی مونت کارلو، احتمال خسارت لرزه ای کل سیستم پل تخمین زده شد.

کلمات کلیدی: پل قوسی عرشه باکس بتنی، اثر شعاع انحنای، ارزیابی احتمالاتی لرزه ای، مونت کارلو، نزدیک گسل.

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:			
دریافت	بازنگری	پذیرش	انتشار آنلاین	چاپ	https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2020.209364.2003.
۱۳۹۸/۰۹/۰۴	۱۳۹۹/۰۱/۱۵	۱۳۹۹/۰۶/۱۲	۱۳۹۹/۰۶/۱۲	۱۴۰۰/۰۷/۳۰	doi: 10.22065/jsce.2020.209364.2003.
*نویسنده مسئول: پست الکترونیکی: علیرضا میرزا گلنبار روشن ar-goltabar@nit.ac.ir					

۱- مقدمه

منحنی‌های شکنندگی به عنوان اطلاعات ورودی در سیستم مدیریت بحران و کاهش خطرپذیری به حساب آمده و می‌توانند روش ارزیابی آسیب پذیری قابل اعتمادی جهت هزینه سازی مفید، صحیح و بهینه در بحث مقاوم سازی پل‌ها باشند. از سال ۲۰۰۰ میلادی به بعد مطالعات زیادی برای توسعه منحنی‌های شکنندگی پل‌های بزرگراهی انجام گردید. لیکن این مطالعات اکثراً مربوط به پل‌های مستقیم بوده‌اند. پل‌های قوسی شکل پس از پل‌های مستقیم به عنوان یکی از رایج‌ترین نوع پل‌ها در اکثر شبکه‌های بزرگراهی درون شهری و برون شهری به حساب می‌آیند و به علت شرایط مسیر راه در محل تقاطع با مسیرهای دیگر، رودخانه، دره و ... استفاده از آنها رواج زیادی داشته و دارد (شکل ۱). محققینی از جمله نیلسون [۱]، پدجت [۲]، راماناتان [۳]، ذاکری [۴] و گل تبار و ناصری [۵] مطالعات جامعی بر روی آسیب پذیری و مقاوم سازی پل‌های بتنی چند دهانه پیوسته و چند دهانه ساده در ایالات مرکزی و غربی آمریکا انجام داده‌اند. لیکن مطالعات این افراد بر روی پل‌های مستقیم متمرکز بوده و همگی این محققین تأکید نموده‌اند که اثر انحناء عرشه بایستی در مطالعات آینده بررسی گردد.



شکل ۱- پل‌های قوسی نامنظم با شکل هندسی و انحنای متفاوت

در ادامه به برخی از مطالعات دهه گذشته که بر روی ارزیابی آسیب پذیری پل‌ها صورت گرفته، اشاره می‌گردد.

نیلسون و دسروچز^۱ در سال ۲۰۰۷ منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای را برای پل‌های مستقیم موجود آمریکا تهیه کردند. تا قبل از آن زمان روش‌های تحلیلی موجود برای تهیه منحنی‌های شکنندگی پل‌ها سهم مشارکت مؤلفه‌های مختلف یک پل را در روند تحلیل در نظر نمی‌گرفتند و اکثراً تک مؤلفه‌هایی مانند شکست ستون‌های یک پل را مبناء و معیار شکست پل قرار داده بودند. در تحقیقات ایشان مؤلفه‌های مختلف سازه‌ای پل مانند ستون‌ها، تکیه‌گاه‌ها و کوله‌ها، تماماً در تهیه منحنی شکنندگی کلی سیستم پل لحاظ گردیدند. در واقع، نتیجه تحقیقات ایشان توسعه یک روش برای تهیه منحنی‌های شکنندگی سیستم پل با در نظر گرفتن اثر مؤلفه‌های مختلف و نه یک مؤلفه بوده است. نمونه پل‌های استفاده شده در تحقیق ایشان پل‌های مستقیم^۲ با جزییات متعارف در مناطق مرکزی و جنوب شرق آمریکا بودند. نتیجه مطالعات آنها کشف این حقیقت بود که با در نظر گرفتن یک پل بعنوان یک سازه واحد، آن پل بسیار شکننده‌تر از شکنندگی تک تک مؤلفه‌هایش است [۶].

¹ Nilson & Desroches, 2007

² Straight

تحقیقات انجام شده توسط محسنی و نورتون^۳ در سال ۲۰۱۱ نشان داد که پل های قوسی شکل به علت نامنظمی و پیچیدگی هندسی و رفتار مودال ناشناخته شان در قیاس با پل های مستقیم نیاز به دقت بیشتری در ارزیابی رفتار لرزه ای دارند. توزیع سختی غیر یکنواخت در جهت های مختلف متعامد افقی یک پل می تواند منجر به آسیب پذیر بودن بیشتر برخی از مؤلفه های سازه ای آن پل گردد که این میزان آسیب پذیری به جهت اعمال تحریک زلزله نیز وابسته است. بعلاوه به علت وجود خروج از مرکزیت در وزن روسازه و سربار آن، مؤلفه قائم زلزله نیز می تواند برای آن پل مشکل ساز شود [۷].

سئو و لینزل^۴ در سال ۲۰۱۲ آسیب پذیری لرزه ای پلهای قوسی افقی موجود با عرشه تیر فلزی را در استان های مریلند و نیویورک و پنسیلوانیا آمریکا مورد مطالعه قرار دادند. مطالعه ایشان حکایت از این نتیجه مهم داشت که برای پلهای قوسی شکل مورد مطالعه، تغییر شکل های شعاعی تکیه گاه ها، بحرانی ترین مؤلفه در آسیب پذیری پل می باشند. همچنین به این نتیجه مهم رسیدند که تعداد دهانه های پل، شعاع قوس پل و طول دهانه پل بر روی منحنی های شکنندگی تأثیر بسزایی دارند [۸].

یانگ و همکارانش در سال ۲۰۱۵ [۹] در مقاله به بررسی اثر ضربه قائم بر پاسخ شاهتیر پلهای مستقیم دو دهانه پیوسته تحت مولفه قائم حرکت زمین در نزدیکی گسل ها پرداختند. رفتار دینامیکی پل به عنوان موج پاسخ ناشی از زلزله و واکنش ناشی از ضربه قائم در سراسر طول پل مشهود است. در این مقاله یک رویکرد جدید برای حل کردن پاسخ پل ها تحت اثر نیروهای ضربه قائم بر اساس نیروی داخلی دینامیکی بر روی سطح تماس شاهتیر و تکیه گاه ها ارائه گردید. نتایج عددی نشان می دهد که روش حاضر می تواند نتایج منطقی در برابر موج پاسخ زلزله و موج پاسخ ضربه، از خود نشان دهد. محاسبات نیروی ضربه با استفاده از روش پیشنهادی با کم کردن تعدادی از موده های موج و گام زمانی، همگرایی در پاسخ ها را به وجود می آورد. از دیگر اثرات پاسخ رفتار دینامیکی پل تحت زلزله قائم و در نتیجه ضربات قائم وارد به پل می توان به جدایی عمودی شاهتیر از تکیه گاه های پل در اثر ضربه، اشاره نمود.

پهلوان در سال ۲۰۱۵ به ارزیابی آسیب پذیری لرزه ای پلهای قوسی شکل بتن آرمه به روش احتمالاتی و توسعه منحنی های شکنندگی پرداخت. پلهای مورد بررسی پلهای قوسی با ارتفاع ستون های منظم بودند [۱۰]. در این تحقیق روش های متفاوت بهسازی پلها به صورت احتمالاتی مورد بررسی قرار گرفت. نتیجه این تحقیق اثر روش های مختلف مقاوم سازی بر روی عملکرد لرزه ای پل را مشخص نمود. در این تحقیق اثر مولفه قائم زلزله و نزدیکی گسل در تحلیل ها، مورد بررسی قرار نگرفت.

در این مقاله برای درک بهتر اثر شعاع قوس بر روی آسیب پذیری پلها، پنج شعاع مختلف پل در حالت نزدیک گسل مورد بررسی قرار گرفت. پلها با توجه به عرض عرشه در سه حالت دو، سه و چهار ستونه که به صورت رایج در کالیفرنیا ساخته شده، مدلسازی گردیدند. در مدلسازی ۱۴ عدم قطعیت از جمله حرکت زمین، هندسه و مشخصات متریال در ارزیابی آسیب پذیری پل در نظر گرفته شد.

طبق دستورالعمل Hazus MH [۱۱] منحنی های شکنندگی، خرابی پلها و سازه ها را به چهار حالات ناچیز، متوسط، زیاد و کامل توزیع می کنند، برای هر حالت خرابی در هر جنبش زمین جداگانه ترسیم می گردند و به عنوان ورودی در محاسبه خسارت سازه ای وارد می شوند. این منحنی ها را می توان برای مولفه های مختلف پل به صورت مجزا ترسیم نمود و سپس با استفاده از روش های احتمالاتی منحنی شکنندگی کل سیستم سازه را توسعه داد، سپس تاثیر انحنای ارزیابی آسیب پذیری پلها را محاسبه نمود.

۲- اثرات حوزه نزدیک گسل بر پاسخ پل ها

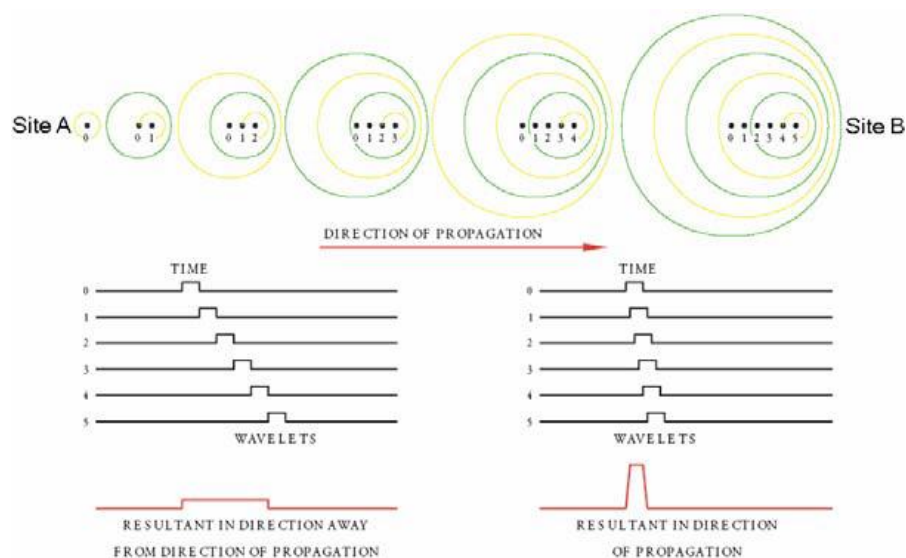
بعد از زلزله ۱۹۶۶ پارکفیلد کالیفرنیا و زلزله ۱۹۷۱ پاکویما سانفرناندو بود که عبارت نزدیک گسل توسط بولت عنوان شد [۱۲]. با اینکه اثرات نزدیک گسل در گذشته شناخته شده بود، اما اهمیت این موضوع در طراحی سازه ها به خوبی درک نشده بود تا اینکه زلزله های مخربی همچون زلزله ۱۹۹۲ لندرز، زلزله ۱۹۹۴ نورث ریج، زلزله ۱۹۹۵ کوبه ژاپن و زلزله ۱۹۹۹ چی چی تایوان به وقوع پیوست و باعث خرابی های بسیاری در سازه های نزدیک گسل گردید [۱۳].

³ Mohseni & Norton 2011

⁴ Seo and Linzell

در محدوده نزدیک گسل معمولاً زمین لرزه ها به سه عامل وابسته هستند. این عوامل شامل مکانیسم شکست، جهت انتشار شکست نسبت به ساختگاه و تغییر مکانهای دائمی ناشی از لغزش گسل می باشد. این پارامترها باعث ایجاد دو اثر به نامهای جهت پذیری شکست^۵ و جابجایی ضربه ای ماندگار زمین^۶ می شود. زمانی که یک گسل شروع به شکسته شدن می کند، شکست از نقطه ای بر روی امتداد گسل ایجاد شده و بسته به محل آغاز گسیختگی به ابتدا، انتها و یا هر دو جهت گسترش می یابد. در این حالت اگر انتشار شکست گسل به سمت ساختگاه باشد و جهت لغزش گسل نیز در جهت ساختگاه باشد، آنگاه جهت پذیری پیشرونده^۷ رخ می دهد. این اثر به دلیل نزدیک بودن سرعت انتشار شکست به سرعت موج برشی در سنگ نزدیک منبع زلزله است. معمولاً در جهت پذیری پیشرونده سرعت شکست کمی کمتر از سرعت موج برشی می باشد. در مکانیسم امتداد لغز، انرژی زلزله در هر شکست در طول گسل مترکم شده و نهایتاً با یک پالس ارتعاشی بزرگ همراه با موج برشی به سمت ساختگاه پیش رفته و به صورت یک مولفه پالسی (شوک) در جهت عمود بر امتداد گسل در آغاز نگاشت ظاهر می شود. این گونه ارتعاش معمولاً دارای یک مدت زمان کوتاه، با یک پالس ویژه با دامنه زیاد و دوره تناوب متوسط تا بلند است. چنانچه ساختگاه در نزدیکی مرکز زمین لرزه باشد (Site A) و انتشار شکست به سمت دور شدن از ساختگاه باشد در این حالت جهت پذیری پس رونده^۸ رخ می دهد. زمین لرزه در حالت جهت پذیری پس رونده دارای مدت زمان بیشتر و دارای پالسهای متعدد با دوره تناوب کوتاه و دامنه کوچک بوده بطوریکه انرژی زلزله در طول مدت ارتعاش پراکنده می شود (شکل ۲) [۱۴].

در زلزله های نزدیک گسل ابتدا موج برشی و سپس شکست به سمت ساختگاه انتشار می یابد و این مسئله باعث می شود در ابتدای نگاشت یک موج پالسی شکل افقی با دامنه زیاد در ابتدای نگاشت های ناشی از جهت پذیری پیشرونده در جهت عمود بر امتداد گسل دیده می شود.



شکل ۲: اثرات ناشی از جهت شکست گسل برای ساختگاه A و B [۱۵]

۳- صحت سنجی

هدف از این بخش تعیین میزان دقت و صحت سنجی روش های مدل سازی غیر خطی تحلیلی در تعیین پاسخ دینامیکی پل ها است. برای صحت سنجی از نتایج واقعی پل قوسی کالتون (سال ۱۹۶۹) استفاده شده است. طول این پل در حدود ۷۷۴ متر در ۱۶ دهانه بوده و بر روی قابهای تک ستونه واقع شده است. عرشه این پل نیز از نوع بتنی جعبه ای بوده و کوله ها نیز از نوع پیوسته با عرشه هستند.

⁵ Rupture Directivity

⁶ Fling step

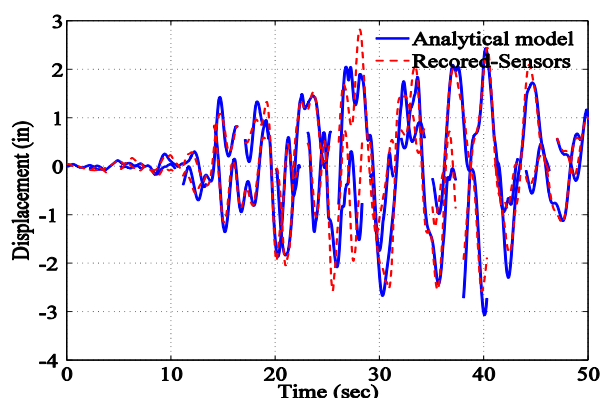
⁷ Forward directivity

⁸ Backward directivity

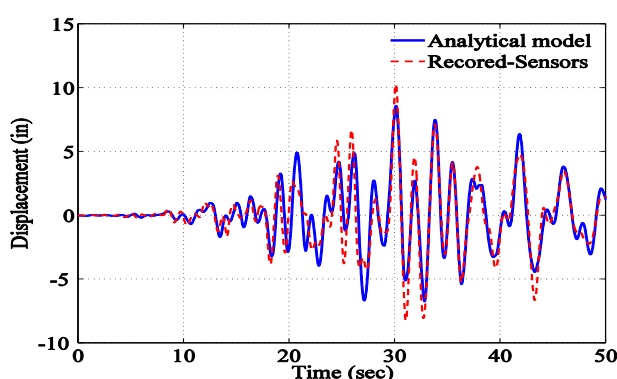
این پل در طول به سه قسمت تقسیم می شود، قسمت اول به طول ۳۱۰ متر و شعاع قوس ۳۶۵ متر، قسمت دوم به طول ۳۸۶ متر و شعاع قوس ۳۹۶ متر و قسمت سوم به طول ۷۷ متر و به صورت مستقیم ساخته شده اند. قسمت میانی پل دارای قوس قائم با شعاع ۲۷۴ متر می باشد. عرشه این پل شامل ۵ درز میانی در طول دهانه ها می باشد و لذا عرشه از ۶ قسمت مجزا از مقطع جعبه ای بتنی پیش تنیده تشکیل شده است که عرشه در محل ستون ها از طریق تکیه گاه های الاستومریک بر روی سر ستون ها قرار داده شده است و لذا اتصال عرشه و ستون ها به صورت پکپارچه نبوده اما در محل کوله ها، عرشه و کوله یکپارچه هستند [۱۶].

ستونها از نوع بتنی و با مقطع هشت ضلعی با ابعاد $۲/۴ \times ۱/۷$ و سر ستون ها دارای عرض $۲/۹$ متر و ارتفاع $۲/۴$ متر می باشند. شالوده ستونها و کوله ها از نوع شمعی می باشد که طول شمع ها در شالوده ستونها از $۶/۵$ تا ۱۵ متر متغیر بوده در حالیکه این مقدار در شالوده کوله ها از ۱۳ متر تا ۲۲ متر در تغییر است. دیوار کوله به ارتفاع تقریبی ۴ متر می باشد که بر روی ۱۶ عدد شمع واقع شده است. این پل یکی از اولین پل های قوسی بوده است که مجهز به دستگاه های ثبت رکود زلزله شده و زلزله ۱۹۹۲ لندرز^۹ را ثبت کرده است [۱۶]. مدلسازی رفتار اعضای پل کالتون مشابه مدلسازی رفتار اعضای پل مورد مطالعه در این مقاله انجام گرفت که در ادامه آورده شده است.

مقایسه پاسخ پل بین نتایج مدل تحلیلی و داده های واقعی ثبت شده توسط سنسورها تحت زلزله ۱۹۹۲ لندرز برای یک سنسور که در نزدیکی درزهای میانی در وسط پل واقع شده، در شکل ۳ و ۴ آورده شده است.



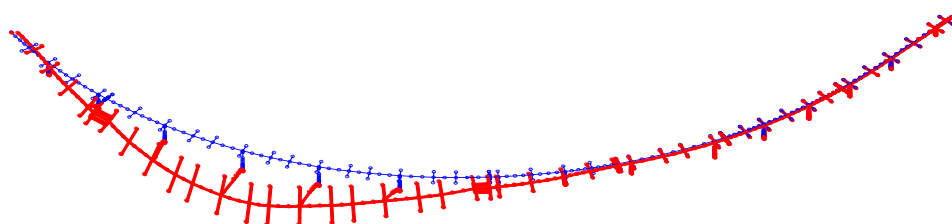
شکل ۳: مقایسه پاسخ واقعی و تحلیلی پل کالتون در جهت عرضی



شکل ۴: مقایسه پاسخ واقعی و تحلیلی پل کالتون در جهت طولی

پریود مد اول پل کالتون برابر با $۱/۶$ ثانیه گردید. شکل مد اول این پل در شکل ۵ نشان داده شده است.

^۹ Landers



شکل ۵: پرپود مد اول پل کالتون

همانطور که از شکل مد پل قوسی کالتون مشخص است، مد اول این پل ترکیبی از تغییر شکل های طولی و عرضی می باشد که نشان دهنده پیچیدگی پاسخ پل های قوسی می باشد.

۴- مدلسازی پل قوسی چند دهانه عرشه باکس بتن آرمه

پلهای قوسی مورد بررسی در دوران میانی سالهای ۱۹۷۱ تا ۱۹۹۰ در کالیفرنیا ساخته شده است. میانه طول کل این نوع از پلها در کالیفرنیا ۱۳۲ متر می باشد. برای ارزیابی اثر انحنای قوس بر روی پلهای عرشه باکس بتن آرمه در میزان آسیب پذیری آنها، پنج پل با شعاع های ۶۶، ۱۳۲، ۲۰۰، ۲۶۵ و ۱۳۲۴ متر که در واقع به ترتیب ۰/۵، ۱، ۱/۵ و ۲ و ۱۰ برابر طول کل پل (۱۳۲ متر) می باشد، در نظر گرفته شد.

تا به حال ارزیابی احتمالاتی آسیب پذیری پلهای قوسی اکثراً تحت تحریکات افقی زلزله بوده و آسیب پذیری آن ها تحت تحریکات قائم زلزله در نزدیکی گسل صورت پذیرفته است. همچنین اکثر تحقیقات گذشته در زمینه آسیب پذیری پل ها صرفاً به صورت قطعی و معین تحت تعداد محدودی رکورد زلزله انجام گردیده و به ارزیابی احتمالاتی خسارت لرزه ای با در نظرگیری کامل عدم قطعیت-های ظرفیت و تقاضا نپرداختند.

پل قوسی و مستقیم مورد مطالعه به صورت سه بعدی در نرم افزار OpenSEES به صورت کاملاً دقیق و مطابق با مقالات معتبر مدلسازی گردید. در ادامه به صورت مختصر نحوه مدلسازی اجزای مهم پل در نرم افزار OpenSEES توضیح داده شده است.

نحوه مدل کردن عرشه پل، تأثیر بسزایی روی پاسخ و رفتار پل در آنالیز دینامیکی دارد. در این پژوهش، با توجه به اینکه انتظار می رود رفتار عرشه وارد مرحله غیر خطی نشود، عرشه پل به صورت خطی مدل شده است [۱ و ۲]. برای مدلسازی عرشه به صورت خطی از المان های خطی تیر-ستون الاستیک^{۱۰} استفاده می گردد.

پایه های پل، مؤلفه های زیرسازه ای هستند که به عنوان تکیه گاه های میانی برای عرشه پل در جهت افقی و قائم عمل می کنند. برای مدل کردن ستونها از المان های غیر الاستیک تیر-ستون غیرخطی بر مبنای جابجایی^{۱۱} استفاده شده است.

با توجه به وجود روش های گوناگون در مدل کردن کوله ها، در این مطالعه، برای مدل کردن کوله های پل از روش پیشنهادی که حاصل کار آویرام^{۱۲} می باشد [۱۷]، استفاده شده است. در این مدل یک سری فنرهای غیرخطی برای مدل کردن رفتار کوله در نظر گرفته شد. برای مدلسازی کوله باید دو بخش شمع و خاک مدلسازی گردد.

برای مدلسازی خاک پشت کوله از مصالح هایپربولیک گپ استفاده شد. این مدل با استفاده از آخرین مطالعات انجام شده، یعنی مدل شبه هذلولی پیشنهادی توسط شمس آبادی و همکارش انجام گردید [۱۸] که در شکل ۶ نشان داده شده است. ایشان با استفاده از نتایج آزمایش های انجام شده بر روی کوله های واقعی از دو مدل عددی (مدل اسپیرال لگاریتمی شبه هذلولی و مدل المان محدود) برای ساخت رابطه ی نیرو-تغییر شکل شبه هذلولی استفاده نمودند که در رابطه (۱) آمده است:

¹⁰ Element Elastic Beam Column

¹¹ Element Disp Beam Column

¹² Aviram

$$F(y) = \frac{ay}{H + by} \times H^n, \left(\frac{y}{H} < C\right) \quad (1)$$

در این رابطه F نیروی جانبی در واحد عرض دیوار و در جابجایی جانبی y است، H ارتفاع کوله، a ، b ، c و n ثابت های رابطه هستند و برای خاک های دانه ای و چسبنده مقادیر متفاوتی دارند. مقادیر عددی این ثابت ها در جدول ۱ ارائه گردیده است. پس از محاسبه F_{ult} مقدار K نیز به سادگی محاسبه می شود.

جدول ۱. پارامترهای محاسبه ظرفیت خاک با رابطه شمس آبادی [۱۸]

نوع خاک	a	b	c	n
دانه ای	۴۱۰/۶	۱/۸۶۷	۰/۰۵	۱/۵۶
چسبنده	۲۴۹/۱	۰/۸۴۰۵	۰/۱	۱/۰۵

برای مدل کردن شمع ها، از مدل سه خطی چوی، استفاده شده است. شمع ها و خاک در جهت طولی حالت مقاوم به صورت دو فنر موازی عمل می کنند، از این رو مقادیر نیروها در نمودار نیرو-تغییر شکل آن ها در این راستا و در تغییر شکل های یکسان، جمع می شود. در جهت عرضی و نیز در جهت طولی حالت محرک فقط شمع ها عمل می کنند [۱۹]. روابط پیشنهادی این مدل در رابطه ۲ ارائه گردیده است. همچنین مدل سه خطی ارائه شده توسط چوی در شکل ۶ نشان داده شده است.

$$\begin{aligned} K_{eff} &= 7 \frac{KN}{mm} \\ K_1 &= 2.33 K_{eff} \\ K_2 &= 0.43 K_{eff} \\ \Delta_1 &= 8.3 mm \\ \Delta_2 &= 25.4 mm \end{aligned} \quad (2)$$

که در آن K_{eff} مقاومت یک شمع، و K_1 و K_2 پارامترهای موجود در نمودار و Δ_1 و Δ_2 جابجایی های مجاز می باشد. پس از محاسبه ظرفیت باربری شمع ها، مشخصات شمع با استفاده از امان های با طول صفر به مقطع اختصاص داده شد.

بالشتک های الاستومریک نوع رایج تکیه گاه های پل های بتنی هستند. این تکیه گاه ها نیروی افقی را به کمک اصطکاک منتقل می کنند و رفتارشان بستگی زیادی به سختی اولیه دارد. در پل مورد بررسی، از بالشتک الاستومریک در محل کوله و سرستون استفاده شده است.

با افزایش اصطکاک، سختی بالشتک تکیه گاهی به صفر می رسد، بنابراین پاسخ این اعضا را می توان با مصالح الاستیک-پلاستیک کامل مدل نمود. در OpenSEES برای مدل کردن این رفتار، از مصالح Steel01 استفاده شده است. F_y مقاومت نهایی الاستومر و K_{pad} سختی اولیه این مصالح، از رابطه (۳) تعیین می شود که در آن G مدول برشی، A مساحت مقطع (طول در عرض) و h ضخامت بالشتک می باشد. در شکل ۶ رفتار این مصالح نشان داده شده است [۳].

$$K_{pad} = \frac{GA}{h} \quad (3)$$

نیروی نظیر جاری شدن، F_y از ضرب نیروی قائم وارد بر تکیه گاه در ضریب اصطکاک بین الاستومر و بتن (μ) بدست می آید. شارژ^{۱۳} در سال ۱۹۸۱ رابطه (۴) را برای ضریب اصطکاک بین بتن و الاستومر را بر مبنای مشاهدات تجربی ارائه نمود که در آن σ_m تنش نرمال وارد بر بالشتک بر حسب MPa می باشد [۲۰].

$$\mu = 0.05 + \frac{0.4}{\sigma_m} \quad (۴)$$

در اینجا نیز برای مدل سازی از المان های با طول صفر^{۱۴} برای بالشتک های الاستومریک استفاده می شود. لازم به ذکر است که مصالح مذکور در هر دو جهت طولی و عرضی به المان نسبت داده می شود. به عبارت دیگر فرض بر آن است که تکیه گاه ها در هر دو جهت طولی و عرضی عمل می کنند.

کلیدهای برشی غالباً در پل های با دهانه متوسط یا کم و برای تأمین یک تکیه گاه جانبی برای روسازه پل ها مورد استفاده قرار می گیرند. این اعضا بار ثقلی تحمل نمی کنند ولی در هنگام زلزله عکس العمل روسازه را به کوله و سرستون منتقل می کنند. سپس شمع ها و دیواره های کناری کوله و همچنین ستون ها از طریق برش، عکس العمل مزبور را به زمین منتقل می کنند. طراحی این اعضا به گونه ای است که ظرفیت نهایی آن ها از ۷۵ درصد ظرفیت برشی شمع های کوله به اضافه ی یکی از دیوارهای کناری بیشتر نشود. مگالی و همکاران با همکاری کلترنس^{۱۵} آزمایش های میدانی تقریباً گسترده ای برای هر دو نوع کلید برشی انجام داده و برای هر یک مدل های تحلیلی جداگانه ای ارائه نمودند. در این تحقیق فقط کلیدهای برشی خارجی مورد نظر است. مگالی و همکاران جابجایی بیشینه را برای کلید برشی ثابت و برابر ۱۰ سانتیمتر فرض کردند [۲۱].

در اوپنسیس برای تشخیص رفتار فوق به کلید برشی از مصالح هیستریک استفاده شده است. پارامترهای مربوط به این مصالح به گونه ای تعریف می شود که عملکرد کلیدها فیوز مانند باشد یعنی پس از شکست دیگر مقاومتی متحمل نمی شوند. لازم به ذکر است که این مصالح فقط در جهت عرضی اعمال می شود. شکل ۶ رفتار چرخه ای یک کلید برشی خارجی را نشان می دهد که نتیجه مطالعات مگالی و همکارانش است.

برخورد بین عناصر پل (عرشه و دیواره کوله) از جمله مواردی است که ثابت شده است که تأثیر زیادی بر نحوه پاسخ لرزه ای پل ها دارد. بنابراین لحاظ کردن آن ها در مدل تحلیلی ضروری است. یکی از روش های معمول در مدل کردن این اثر استفاده از المان هایی موسوم به المان ضربه است که تنها در هنگام بسته شدن درز فعال می شوند. مدل تحلیلی المان ضربه در شکل ۶ نشان داده شده است.

رماناناتان مقادیر پارامترهای المان ضربه را برای عرض ۱ متر به دست آورده است [۳] که این مقادیر با توجه به فاصله نقاط گرهی کوله اصلاح شده اند (رابطه (۵)).

$$\begin{aligned} K_1 &= 587.3466 \text{ KN} / \text{mm} / \text{m} \\ K_2 &= 202.0954 = 4 \text{ KN} / \text{mm} / \text{m} \\ \delta_m &= 25.4 \text{ mm} \\ \delta_y &= 0.1 \times \delta_m = 2.54 \text{ mm} \end{aligned} \quad (۵)$$

در جدول ۲ نحوه مدل سازی هر یک از اجزای مختلف پل به همراه مرجع آن به طور خلاصه بیان گردیده است. در شکل ۶ نمای از پل قوسی مورد مطالعه به همراه رفتار غیر خطی اجرای مختلف آن نشان داده شده است.

همانطور که پیشتر بیان گردید در این تحقیق اثر عدم قطعیت های مولفه های مختلف پل لحاظ گردیده است. به این صورت که باتوجه به تحقیقات معتبر گذشته توزیع مناسب به همراه پارامترهای مورد نیاز هر یک از مولفه های مختلف پل استخراج و در مدل سازی پل ها در نرم افزار OpenSEES لحاظ گردید. در جدول ۳ متغیرهای تصادفی و توزیع های موجود در مولفه های مختلف پل آورده شده است.

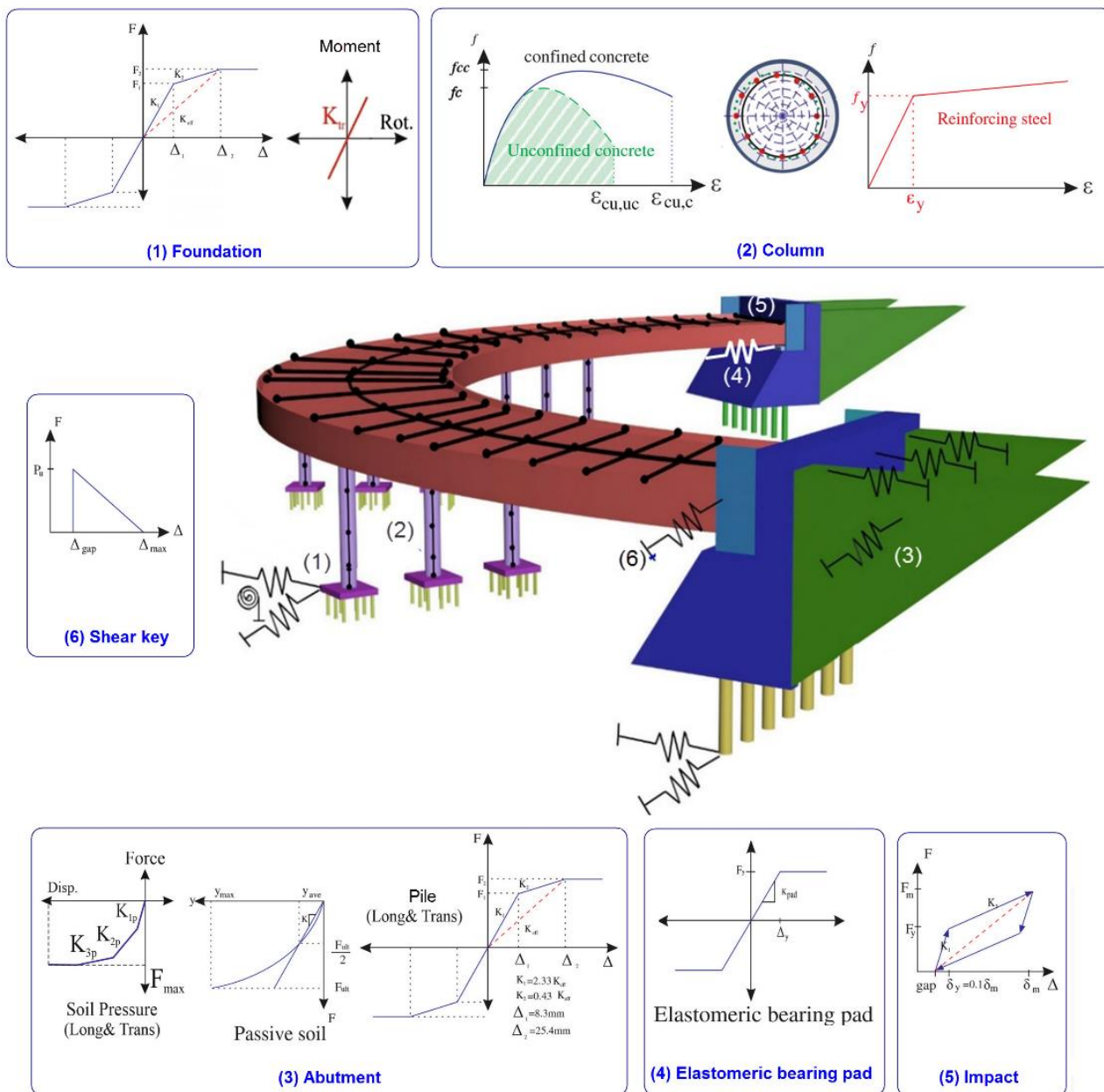
¹³ Scharge

¹⁴ zero Length

¹⁵ Caltrans: california transportation

جدول ۲: نوع المان اجزای مختلف پل در نرم افزار OpenSEES

Bridge component or material	Modeled element type and behavior	References
Deck	Elastic beam-column element with calculated section properties	Nielson (2005) [1]
Column	Element Disp Beam Column with fiber section	Nielson (2005) [1]
Elastomeric bearings	Elastic-perfectly-plastic behavior with steel 01 material applied to zero length element	Nielson (2005) [1]
Impact	Bilinear behavior applied to zero length element	Muthukumar and DesRoches (2006) [22]
Piles	Uniaxial material hysteretic with trilinear behavior	Choi (2002) [19]
Abutment	Hyperbolic gap material with parabolic soil behavior which applied to zero length element	Shamsabadi et al. (2008) [18] and Choi (2002) [19]
Shear key	Uniaxial hysteretic behavior applied to zero length element	Megally et al. (2001) [21]
Concrete	Concrete 07 material with monotonic stress-strain characteristic	Chang and Mander (1994) [23]
Reinforcing steel bars	Steel 02 material with isotropic strain hardening behavior	Menegotto and Pinto (1973) [24]



شکل ۶. نمایی از مدل‌سازی سه بعدی پل به همراه رفتار غیر خطی المانها

جدول ۳: متغیرهای تصادفی و توزیع های موجود در مولفه های مختلف پل

Modeling parameter	Probability distribution	Distribution parameter		Units	References
		1	2		
Steel yield strength	Lognormal	$\lambda=29$	$\zeta=0.08$	MPa	Ellingwood and Hwang (1985) [25]
Concrete unconfined strength	Normal	$\mu=34.5$	$\sigma=4.3$	MPa	Choi (2002) [19]
Elastomeric bearing shear modulus	Uniform	$l=551$	$u=1.723$	MPa	Ramanathan (2012) [3]
Coefficient of friction MF t2fn1	Lognormal	$\lambda=0$	$\zeta=0.1$	----	Mander et al. (1996) [26] and Dutta (1999) [27]
Piles rotational stiffness	-----	0	0	----	CALTRANS (2007) [28]
Piles translational stiffness	Lognormal	$\lambda=7.06$	$\zeta=0.3$	kN/mm/pile	CALTRANS (2007) [28]
Abutment passive initial stiffness ^a	Uniform	$l=14.5$	$u=29$	kN/mm/m	Shamsabadi et al. (2008) [18]
Damping	Normal	$\mu=0.045$	$\sigma=0.0125$	----	Fang et al. (1999) [29] and Bavisetty et al. (2000) [30]
Abutment gap	Uniform	$l=38.1$	$u=152$	mm	Based upon inventory review
Mass	Uniform	$l=1.1$	$u=1.4$	----	Ramanathan (2012) [3]
Loading direction	Uniform	$l=0$	$u=2\pi$	rad	Ramanathan (2012) [3]
Percentage of longitudinal column bars	Uniform	1%	3.7%	----	Ramanathan (2012) [3]
Gap between deck and Abutment	Uniform	0	10	cm	Ramanathan (2012) [3]
Gap between deck and shear key in transverse direction	Uniform	0	4	cm	Ramanathan (2012) [3]

^a Variables are per unit width of the abutment backwall.

۵- عدم قطعیت های هندسی و زلزله

با توجه به اینکه این کلاس از پلها در کالیفرنیا به لحاظ طول و عرض عرشه و ارتفاع ستونها وضعیت های متفاوتی دارند. از بین تمام انواع این پلها با استفاده از تکنیک لاتین هایپرکیوب (^{۱۶}LHS) [۳۱] ۱۰ نمونه کاملاً تصادفی هندسه پل بر مبنای پایگاه اطلاعاتی NBI [۳۲] برای پنج تیپ پل با شعاع های ۶۶، ۱۳۲، ۲۰۰، ۲۶۵ و ۱۳۲۴ انتخاب شدند که مشخصات آن در جدول ۴ آورده شده است. این پلها

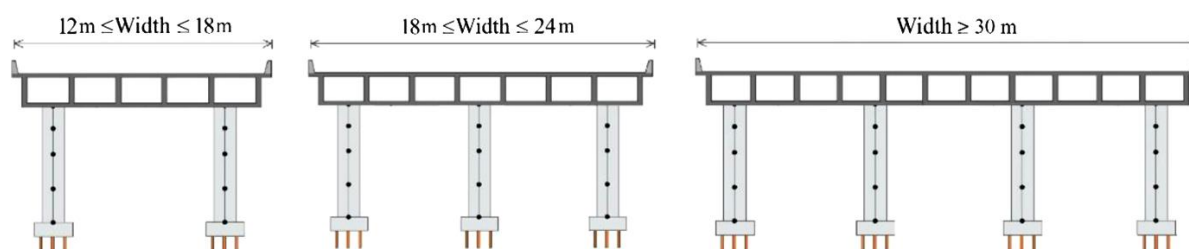
¹⁶ Latin-Hypercube Sampling

باتوجه به اطلاعات آماری ارائه شده از پل‌های کالیفرنیا از جمله میانه، میانگین و انحراف معیار و همچنین توزیع تجمعی برای طول دهانه، عرض عرشه و ارتفاع ستون‌های پل‌های کالیفرنیا که توسط نیلسون [۱]، راماناتان [۳] و ذاکری [۳۳] ارائه شده بود استخراج گردید. برای نمونه طبق مطالعه راماناتان [۳] مقادیر میانگین، میانه و انحراف معیار ارتفاع ستون پل‌های کالیفرنیا عرشه باکس بتن آرمه پیوسته به ترتیب برابر با ۵/۴، ۵/۱ و ۱/۱ متر و همین مقادیر برای طول دهانه پل‌های کالیفرنیا به ترتیب برابر با ۳۳/۱، ۳۳/۴ و ۱۲/۳ می باشند. به این صورت که این ۱۰ مورد نماینده وضعیت هندسی کل جامعه آماری پل‌های قوسی شکل عرشه جعبه‌ای کالیفرنیا خواهند بود.

جدول ۴: مشخصات هندسی ده نمونه پل قوسی باکس بتن آرمه در نظر گرفته شده با استفاده از تکنیک لاتین هایپرکیوب

Bridge number	Number of spans	Number of columns	Span length (m)	Deck width (m)	Column height (m)
1	4	3	34.28	26.71	4.96
2	4	4	27.47	30.56	6.67
3	4	2	44.01	13.54	3.88
4	4	4	23.97	36.5	5.46
5	4	3	38.4	21.53	4.79
6	4	2	30.77	12.23	6.33
7	4	3	54.93	19.57	4.42
8	4	2	17.16	14.89	5.84
9	4	3	33.36	23.84	5.13
10	4	2	26.63	17.86	7.21

عدم قطعیت هندسی پل با تولید مدل‌های پل با شعاع‌ها، طول دهانه‌ها، ارتفاع ستون‌ها و عرض عرشه‌های متفاوت در نظر گرفته شدند. باتوجه به مشخصات پل‌های کالیفرنیا و تحقیقات گسترده صورت گرفته توسط راماناتان ۲۰۱۲ تعداد ستون‌های در هر بنت^{۱۷} با توجه به عرض عرشه متفاوت است. با توجه به شکل ۷ عرض عرشه ۱۲ تا ۱۸ متر در هر بنت دو ستون، عرض عرشه ۱۸ تا ۲۴ متر در هر بنت ۳ ستون و عرض عرشه ۳۰ تا ۴۰ متر در هر بنت ۴ ستون مورد نیاز است.



شکل ۷: تعداد ستون‌ها در هر بنت با توجه به عرض عرشه

¹⁷ bent

بر طبق مطالعات نیلسون و همکارش [۳۴] حداقل ۸۰ رکورد برای در نظر گرفتن عدم قطعیت زلزله در آسیب پذیری احتمالاتی سازه‌ها مورد نیاز است.

در این مطالعه از ۸۰ رکورد زلزله نزدیک گسل بیکر در سال ۲۰۱۱ [۳۵] استفاده شده است. هر یک از این رکوردهای زلزله بدون مقیاس و در حالت واقعی به صورت رندم به پلهای در نظر گرفته شده با استفاده از تکنیک لاتین هایپرکیوب (جدول ۴) اعمال می‌شود.

۶- مدل‌های نیاز لرزه ای احتمالاتی و ظرفیت حالت حدی اجزای مختلف پل

به منظور بیان کمی آسیب پذیری اجزای مختلف سازه ای بر حسب میزان خطر زلزله می‌توان در مورد هر نوع از سازه‌ها حساس به جابجایی نسبی و یا حساس به شتاب، احتمال وقوع یا فراگذشت از یک میزان خسارت خاص را بر حسب یک ویژگی معرف زلزله نظیر PGA, PGV, PGD بیان نمود. بر طبق مطالعات نیلسون و همکارش [۳۶ و ۳۷] و پدجت [۲] حداکثر شتاب زلزله (PGA) به عنوان پارامتر موثر در تقاضای لرزه‌ای سازه‌ها می‌باشد.

برای ارزیابی احتمالاتی آسیب پذیری پلها و توسعه منحنی‌های شکنندگی در این تحقیق از PGA استفاده شده است. پاسخ‌های مؤلفه ای که در این مطالعه در نظر گرفته شده اند شامل انحنا ستونها، جابجایی نشیمن کوله، جابجایی درز آب بندی، جابجایی تکیه گاه‌های الاستومریک، جابجایی عرشه، جابجایی و چرخش شالوده، جابجایی مقاوم کوله، جابجایی محرک کوله، جابجایی عرضی کوله، جابجایی کلید برشی می‌باشد.

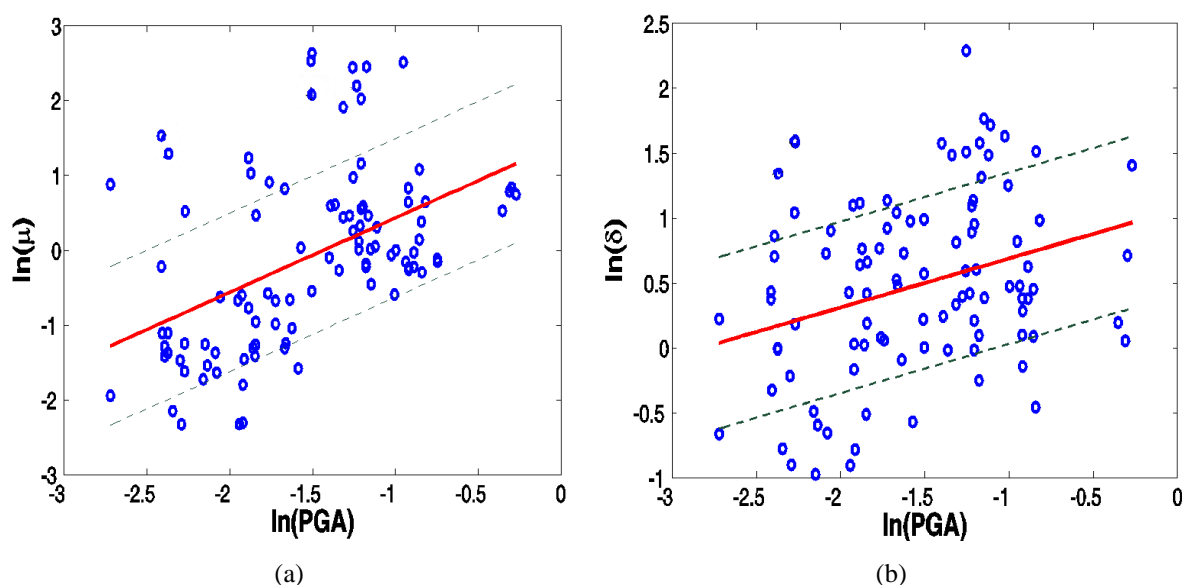
مدل‌های نیاز لرزه ای اغلب به عنوان مدل‌های احتمالاتی به پاسخ سازه وابسته می‌باشد که در یک مقیاس دلخواه شدت زلزله قابل بیان است. بر اساس مدل پیشنهادی کرنل^{۱۸} و همکارانش [۳۸] ارتباط بین نیاز لرزه ای و شدت لرزه ای (IM) به صورت لگاریتمی به صورت رابطه (۶) قابل بیان است.

$$\ln(S_d) = \ln(a) + b \ln(IM) \quad (6)$$

که a و b ضرایب آنالیز رگرسیون و IM معیار شدت است.

برای هر یک از پلها ۸۰ تحلیل دینامیکی غیرخطی صورت گرفت که در شکل ۸ حداکثر تقاضای لرزه ای ستونها و کوله‌های پل به شعاع ۱۳۲ متر را نشان می‌دهد. هر یک از این نقاط نشان دهنده یک تحلیل می‌باشد که به فرم لگاریتمی نمایش داده شده است. سپس رگرسیون خطی حاصل از این نقاط ترسیم می‌گردد و در نتیجه با داشتن معادله خط می‌توان S_d را محاسبه نمود.

¹⁸ Cornell



شکل ۸: مدل احتمالاتی نیاز لرزه ای در یک نمونه پل قوسی با شعاع ۳۲ متر. (a) ستون و (b) کوله

برای ارزیابی احتمالاتی آسیب پذیری لرزه ای پلها و محاسبه منحنی شکنندگی از رابطه (۷) استفاده می گردد این رابطه با فرض $\mu_{Ln} = \ln \mu$ می باشد [۳۹] که در مقالات و تزه های معتبری از جمله نیلسون [۱] ۲۰۰۵، پدجت [۲] ۲۰۰۷، راماناتان [۳] ۲۰۱۲ و ذاکری [۴] ۲۰۱۳، پهلوان [۱۰] ۲۰۱۵ و عمرانیان [۴۰] ۲۰۱۸ و حتی در آیین نامه HAZUS [۱۱]، برای پلها ارائه گردید است.

$$P_f = \Phi \left[\frac{\ln \left(\frac{S_d}{S_c} \right)}{\sqrt{\beta_d^2 + \beta_c^2}} \right] \quad (7)$$

که $F()$ تابع توزیع تجمعی استاندارد نرمال، P_f احتمال خرابی، C و D به ترتیب ظرفیت^{۱۹} و تقاضا^{۲۰} و S_c و S_d به ترتیب میانه شکنندگی تقاضا و ظرفیت است که با توجه به حالت خرابی تعیین می گردد. β_c و β_d به ترتیب انحراف معیار استاندارد لگاریتمی تقاضا و ظرفیت می باشند.

با داشتن ظرفیت هر یک از اجزای پل و مقایسه آن با مقدار تقاضا و استفاده از روابط شکنندگی می توان آسیب پذیری اجزای مختلف پل و همچنین آسیب پذیری کل سیستم پل را محاسبه نمود. با توجه به مطالعات راماناتان [۳] به همراه هر یک از حالت حدی خرابی برای آنالیز شکنندگی عدم قطعیتی باید در نظر گرفته شود که ایشان به طور محافظه کارانه انحراف معیار لگاریتم نرمال ۰/۳۵ را برای کلیه اجزای پل در تمام حالات خرابی پیشنهاد دادند.

بر طبق تحقیقات اخیر از جمله مطالعات راماناتان [۳] و ذاکری و همکارانش [۳۳] در مورد تجزیه و تحلیل شکنندگی پل، اجزای تشکیل دهنده سیستم پل بر اساس پایداری و عملکرد آن در زلزله به اجزای اولیه و ثانویه تقسیم می شوند.

ستون و افتادگی عرشه^{۲۱} به عنوان اجزای اولیه محسوب می شوند زیرا خرابی زیاد یا کامل این اجزا ممکن است منجر به ناپایداری پل شود در حالی که فونداسیون، کلید برشی^{۲۲}، بالشتک^{۲۳}، درز آب بند^{۲۴}، کوله و عرشه به عنوان اجزای ثانویه در نظر گرفته می

¹⁹ capacity

²⁰ demand

²¹ deck unseating

²² ShearKey

²³ bearing

²⁴ joint seal

شوند زیرا که خرابی آنها به طور قابل توجهی بر پایداری پل تاثیر نمی گذارد. مقادیر میانه و پراکندگی^{۲۵} توزیع لوگ نرمال ظرفیت هر یک از اجزای مختلف پل در چهار حالت خرابی (ناچیز، متوسط، زیاد و کامل) از رفرنس های معتبر گرفته شده و به طور خلاصه در جدول ۵ آورده شده است.

جدول ۵. حد مجاز ظرفیت هر یک از اجزای مختلف پل در چهار حالت خرابی

Component Type	Component name	DC_1		DC_2		DC_3		DC_4		Reference
		S_c	β_c	S_c	β_c	S_c	β_c	S_c	β_c	
Primary	Column	1	0.35	2	0.35	3.5	0.35	5	0.35	Ramanathan 2012 [3]
Primary	Deck unseating (mm)	25	0.35	75	0.35	150	0.35	225	0.35	Fung et al. 1971 [41]
Secondary	Abut-passive (mm)	75	0.35	250	0.35	N/A	0.35	N/A	0.35	Choi 2002 [19]
Secondary	Abut-active (mm)	38	0.35	100	0.35	N/A	0.35	N/A	0.35	Choi 2002 [19]
Secondary	Abut-transverse (mm)	25	0.35	100	0.35	N/A	0.35	N/A	0.35	Choi 2002 [19]
Secondary	Bearings-longitudinal (mm)	25	0.35	100	0.35	N/A	0.35	N/A	0.35	Ramanathan 2012 [3]
Secondary	Bearings-transverse (mm)	25	0.35	100	0.35	N/A	0.35	N/A	0.35	Ramanathan 2012 [3]
Secondary	Deck displacement (mm)	100	0.35	300	0.35	N/A	0.35	N/A	0.35	Caltrans 2007 [28]
Secondary	Joint seal (mm)	15	0.35	N/A	0.35	N/A	0.35	N/A	0.35	Ramanathan 2012 [3]
Secondary	Foundation translation (mm)	25	0.35	100	0.35	N/A	0.35	N/A	0.35	Ramanathan 2012 [3]
Secondary	Foundation rotation (rad)	1.5	0.35	6	0.35	N/A	0.35	N/A	0.35	Ramanathan 2012 [3]
Secondary	Shear key (mm)	40	0.35	125	0.35	N/A	0.35	N/A	0.35	Megally 2001 [21]

با فرض توزیع لوگ نرمال، نیاز و ظرفیت هر کدام با دو پارامتر میانه و پراکندگی بیان می شوند. مقادیر میانه و پراکندگی نیاز بر اساس رگرسیون گیری بر روی مجموعه پاسخ های ثبت شده برای اعضاء پل و از نتایج تحلیل های دینامیکی غیرخطی انجام شده در نرم

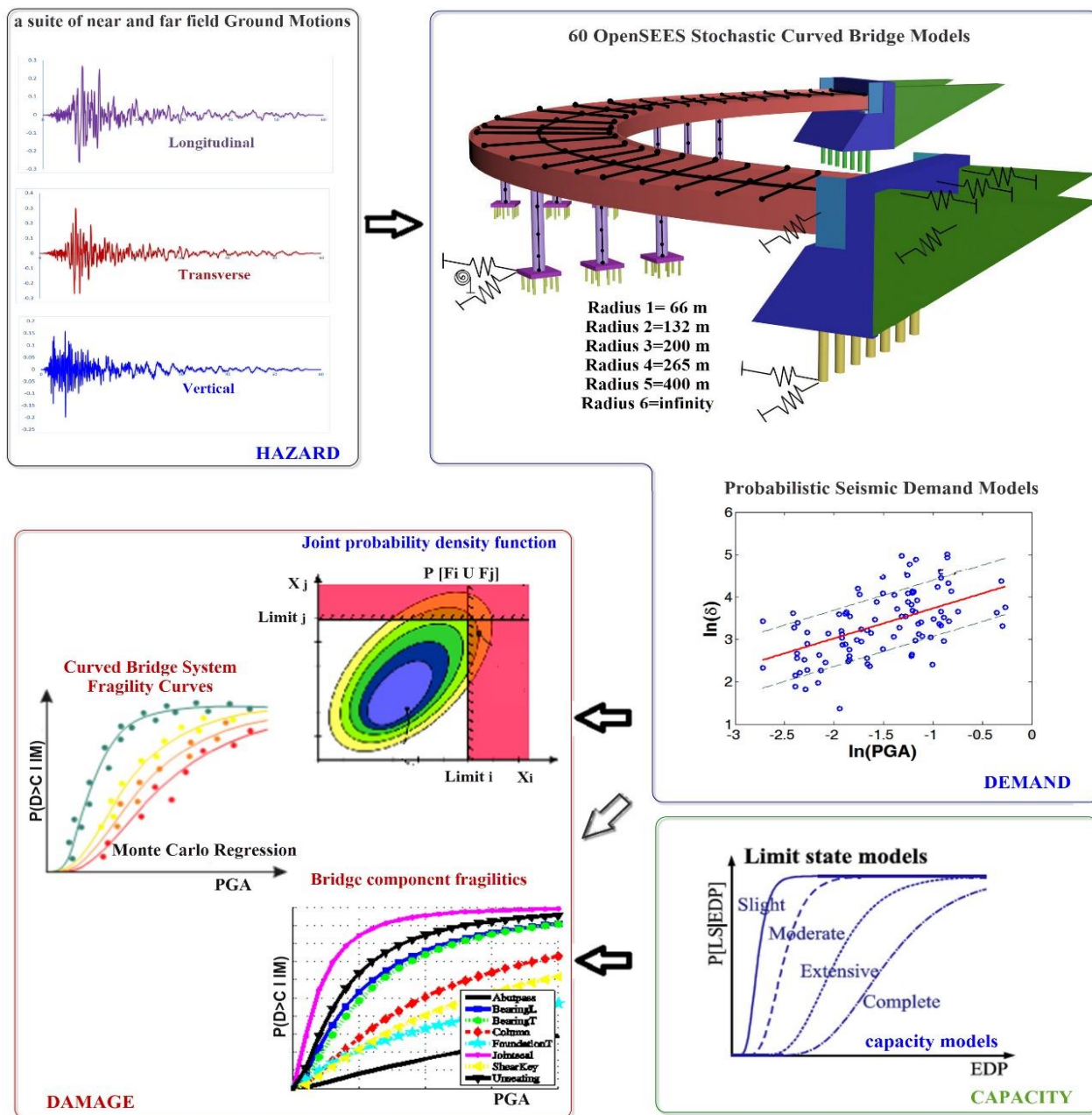
²⁵ dispersion

افزار اوپنسیس محاسبه می‌شوند. مقادیر میانه و پراکندگی ظرفیت نیز بر اساس مطالعات آزمایشگاهی و مشاهدات زلزله‌های گذشته برای اعضای مختلف پل تهیه و ارایه گردیدند.

بر خلاف مطالعات شکنندگی قبلی انجام شده توسط نیلسون [۱] و یا پدجت [۲] که در آنها اعضاء مختلف یک پل از نظر اهمیت یکسان فرض شده بودند و مشارکت آنها در محاسبه شکنندگی لرزه‌ای سیستم پل یکسان در نظر گرفته شده بود، در این مطالعه اعضاء مختلف پل بر اساس شرایط تعمیر و ملاحظات ترافیکی در دو سطح اولیه و ثانویه تقسیم بندی شده‌اند.

روشهای متفاوتی جهت نحوه ایجاد منحنی‌های شکنندگی سیستم پل ارائه شده است. در این مطالعه شکنندگی سیستم پل بر اساس مدل نیاز لرزه‌ای احتمالاتی مشترک^{۲۶} با تشخیص این که نیاز در اعضاء مختلف دارای همبستگی است، قابل تعیین است. اگر معرف بردار نیازها باشد و X_i در n عضو از سیستم پل واقع شده باشد، در این صورت بردار $Y = \ln(X)$ معرف بردار نیازهای اعضاء در فضای لگاریتمی می‌باشد. مدل نیاز لرزه‌ای احتمالاتی مشترک در فضای لگاریتمی با ایجاد ماتریس میانه، μ_Y و ماتریس کواریانس، O_Y تولید می‌شود. ماتریس کواریانس در حقیقت ضرایب همبستگی بین $\ln(X_i)$ را لحاظ می‌کند. ضرایب همبستگی بین نیاز اعضاء از نتایج تحلیل تاریخچه زمانی و ماتریس کواریانس ایجاد شده قابل دستیابی هستند. روش شبیه‌سازی مونت کارلو برای مقایسه نیاز لرزه‌ای و ظرفیت‌های عضو جهت محاسبه احتمال خرابی سیستم پل مورد استفاده قرار می‌گیرد. قابل ذکر است که در محاسبات شکنندگی سیستم پل، همبستگی بین سطوح آسیب مختلف یک عضو به صورت ۱۰۰٪ فرض می‌گردد. با ایجاد نمونه‌های شبیه‌سازی شده فراوان از مقادیر مختلف نیاز و ظرفیت‌های اعضاء مختلف (در این مطالعه 10^6) احتمال تجاوز نیاز از ظرفیت هر عضو برای شدت زلزله مشخص محاسبه می‌گردد. این پروسه برای شدت‌های مختلف زلزله نیز تکرار می‌گردد. با انجام رگرسیون گیری بر روی کلیه داده‌ها، مقادیر میانه و پراکندگی شکنندگی سیستم پل محاسبه می‌گردند. برای سطح آسیب مشخص سیستم پل، یک سیستم سری جهت ایجاد منحنی‌های شکنندگی فرض می‌گردد. محاسبات مربوط به محاسبه شکنندگی لرزه‌ای سیستم پلهای مورد مطالعه با این روش در نرم افزار MATLAB کد نویسی شده و نمودارهای شکنندگی سیستم پلهای ترسیم گردید. شکل ۹ نحوه ترسیم منحنی شکنندگی را به صورت شماتیک نشان می‌دهد.

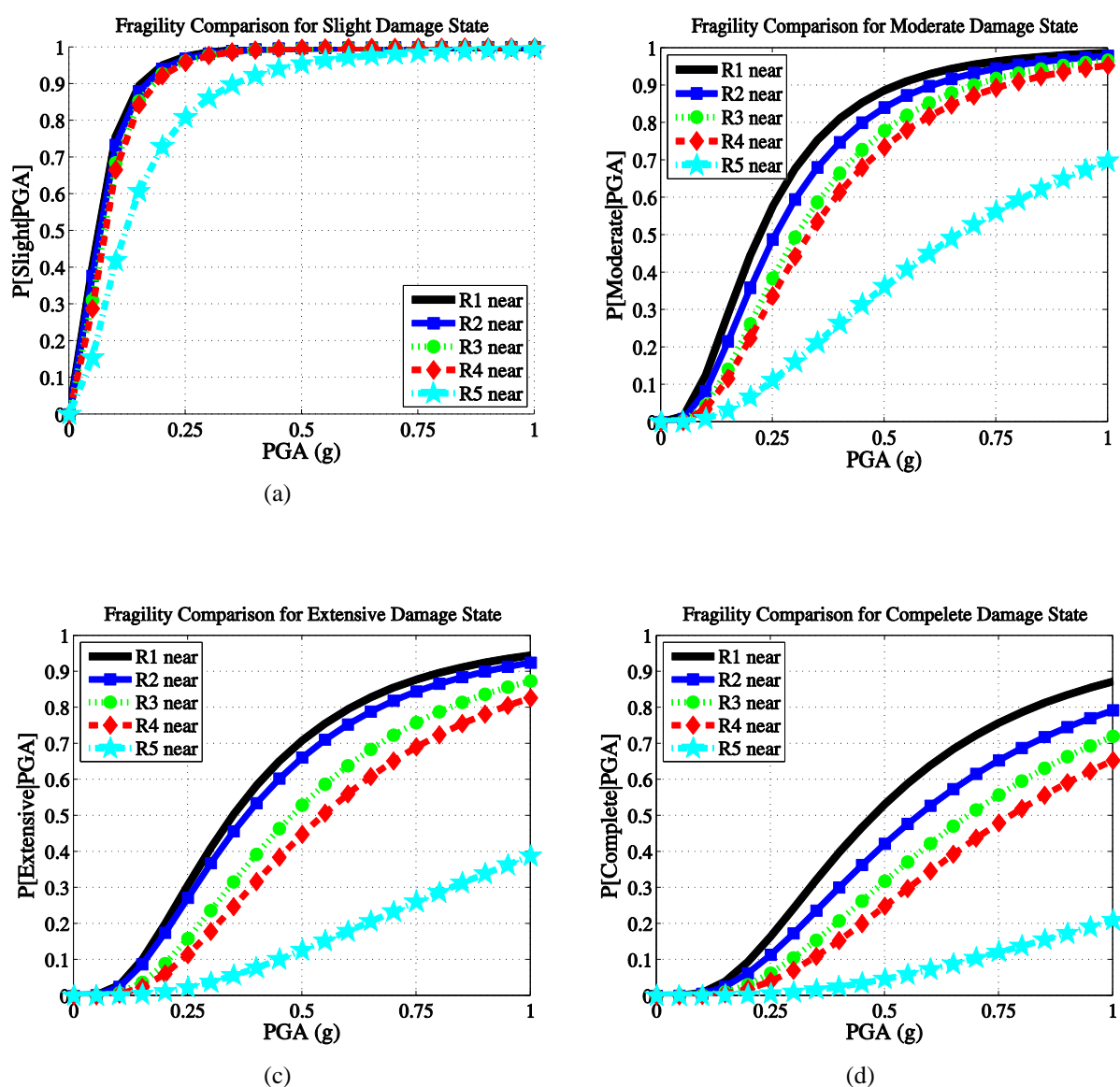
²⁶ Joint probabilistic seismic demand model



شکل ۹: مراحل ترسیم منحنی شکنندگی

۷- ترسیم منحنی های شکنندگی پل های مورد مطالعه

برای بررسی عمیق تر اثر شعاع قوس پل بر روی آسیب پذیری سیستم پلها، ۵ شعاع مختلف پل در حالت نزدیک گسل در نظر گرفته شد. شکل ۱۰ منحنی شکنندگی سیستم پل ها را در شعاع های مختلف نشان می دهد.



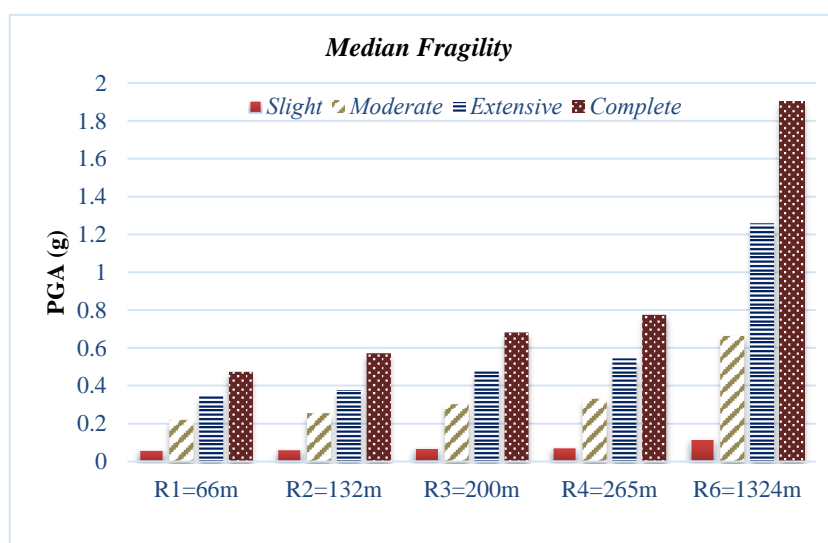
شکل ۱۱: منحنی شکنندگی ۵ پل قوسی مورد بررسی در چهار حالت خرابی در حالت نزدیک گسل

در جدول ۶ و شکل ۱۲ مقادیر میانه شکنندگی سیستم پل در حالت نزدیک گسل در ۴ حالت خرابی مقایسه گردیده است. با مقایسه میانه شکنندگی برای سیستم پل با شعاع های مختلف (۶۶، ۱۳۲، ۲۰۰، ۲۶۵ و ۱۳۲۴ متر) در حالت نزدیک گسل با در نظر گیری مولفه قائم زلزله می توان دریافت که شعاع قوس یک پارامتر مهم در ارزیابی احتمالاتی آسیب پذیری اینگونه پلها می باشد. برای نمونه میانه شکنندگی در خرابی کامل در حالت نزدیک گسل از $g/1.9$ برای پل مستقیم، تا $g/4.74$ برای پل با قوس تند (به شعاع ۶۶ متر) تغییر میکند، همین روند را می توان در سایر حالت های خرابی مشاهده نمود.

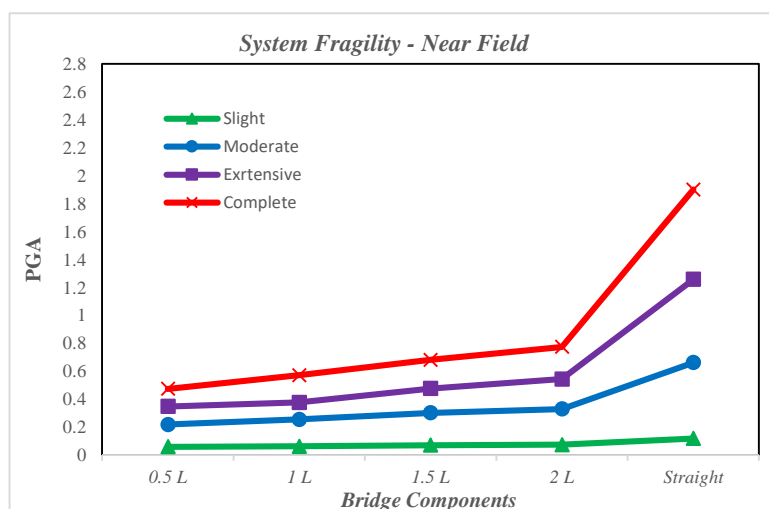
روند تغییرات میانه شکنندگی سیستم پل در شعاع های مختلف در حالت نزدیک گسل به صورت شکل ۱۳ می باشد. همانطور که مشاهده می گردد با افزایش شعاع، میانه شکنندگی افزایش می یابد به این معنی که آسیب پذیری سیستم پل کاهش می یابد. در حالت خرابی زیاد و کامل در حالت مستقیم شیب افزایش میانه شکنندگی به شدت افزایش می یابد و آسیب پذیری پل کاهش شدیدی را نشان می دهد.

جدول ۶: مقادیر میانه شکنندگی سیستم پل در حالت نزدیک گسل در ۴ حالت خرابی

Radius	Slight		Moderate		Extensive		Complete	
	med	dis	med	dis	med	dis	med	dis
R1=66m	0.060	0.730	0.219	0.683	0.348	0.659	0.474	0.656
R2=132m	0.063	0.739	0.255	0.674	0.377	0.678	0.572	0.685
R3=200m	0.071	0.712	0.303	0.652	0.477	0.646	0.682	0.655
R4=265m	0.074	0.700	0.330	0.660	0.544	0.646	0.775	0.646
R5=1324m	0.119	0.850	0.662	0.798	1.258	0.805	1.901	0.794



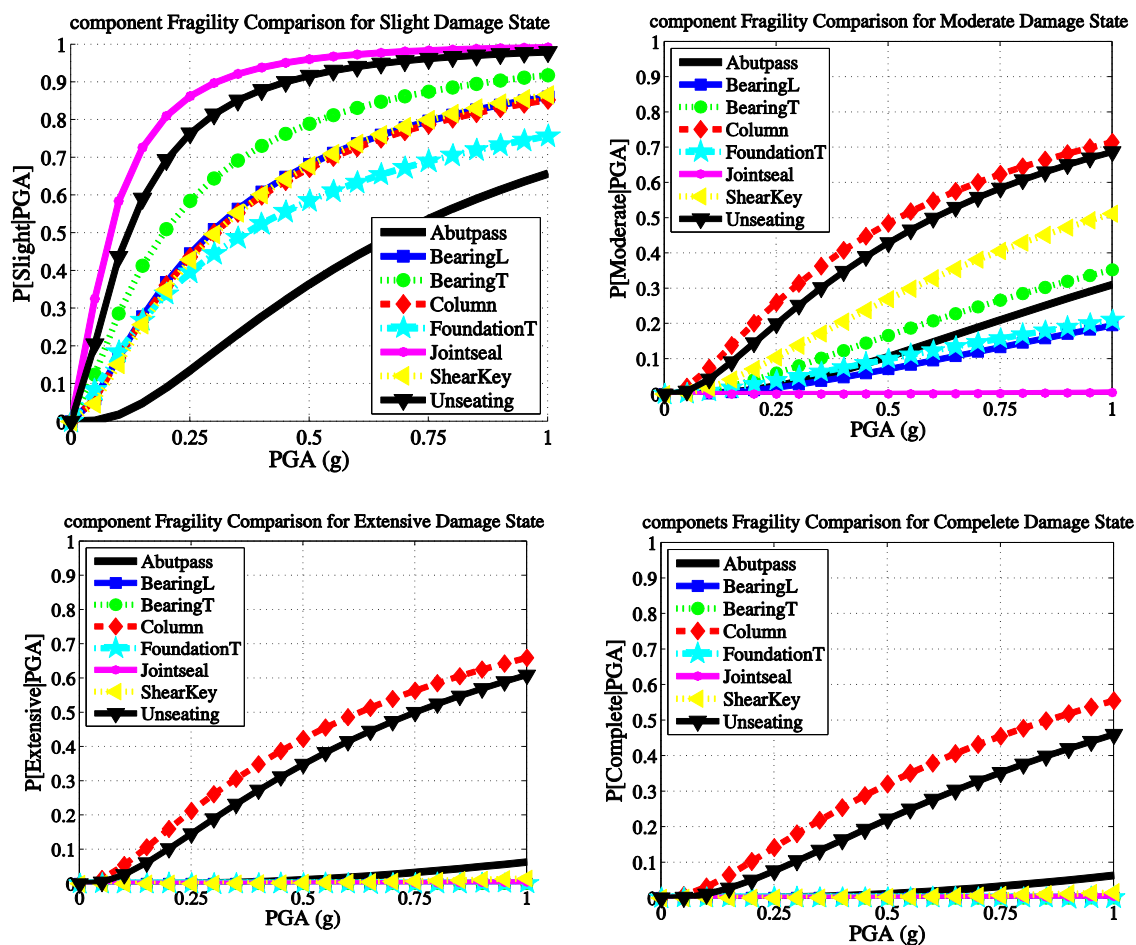
شکل ۱۲: نمودار میانه شکنندگی سیستم پل در حالت نزدیک گسل در ۴ حالت خرابی در ۵ شعاع پل



شکل ۱۳: روند تغییرات میانه شکنندگی سیستم پل در شعاع های مختلف در حالت نزدیک گسل

با توجه به شکل‌ها می‌توان مشاهده کرد که مقادیر میانه شکنندگی سیستم پل در حالت خرابی زیاد برای پل مستقیم برابر با g و $1/25$ و برای پل با شعاع 66 متر $0.35/g$ می‌باشد. این مقدار در حالت خرابی کامل برای پل مستقیم برابر با g و $1/9$ و برای پل با شعاع 66 متر برابر با $0.47/g$ می‌گردد، که تقریباً میانه شکنندگی در پل مستقیم 4 برابر افزایش یافته که به معنای کاهش آسیب پذیری پل با افزایش شعاع پل می‌باشد.

به دلیل تعداد زیاد منحنی‌ها، در شکل ۱۴ تنها منحنی‌های شکنندگی برخی از اجزای مهم پل با شعاع 200 متر نشان داده شده است. همانطور که از شکل ۱۴ مشاهده می‌گردد در سطح آسیب جزئی، درز آب بند^{۲۷} پل آسیب پذیرترین عضو می‌باشد و پس از آن افتادگی عرشه بیشترین احتمال خرابی را دارد. در این سطح آسب مولفه جابجایی مقاوم کوله کمترین احتمال خرابی را دارد.

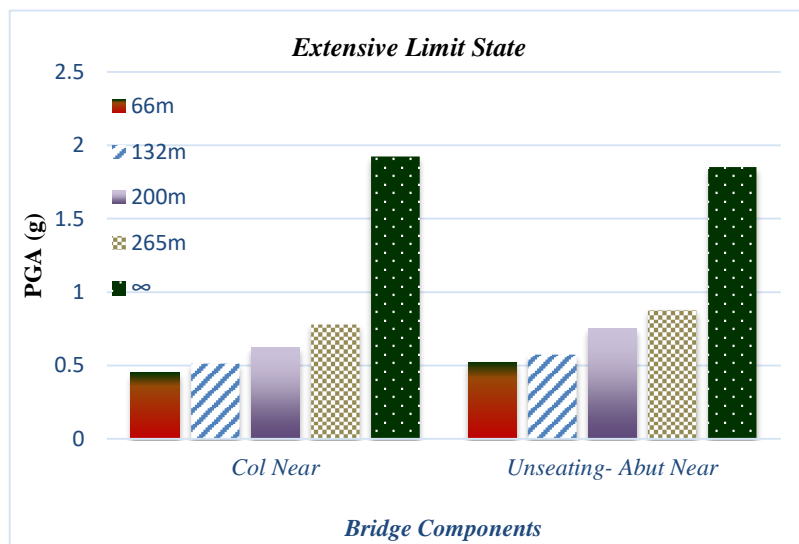


شکل ۱۴: منحنی شکنندگی اجزای مختلف پل با شعاع 200 متر در چهار سطح آسیب

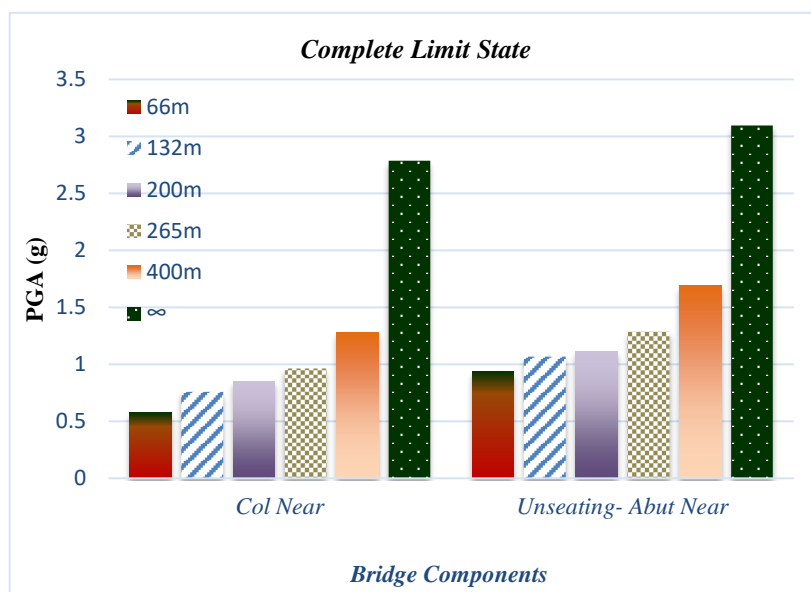
باتوجه به زلزله‌های گذشته، ستونها و افتادگی عرشه در کوله‌ها بیشترین حالت خرابی گزارش شده است [۳، ۳۳، ۴۱]. در این تحقیق نیز بیشترین خرابی در سطوح آسیب متوسط، زیاد و کامل، شکست مولفه ستون و پس از آن افتادگی عرشه از روی کوله می‌باشد. به همین دلیل مقادیر میانه شکنندگی این دو مولفه در حالت خرابی زیاد و کامل در شکل ۱۵ و ۱۶ با یکدیگر مقایسه گردید. همانطور که مشاهده می‌گردد، مقدار انحناء عرشه پل قوسی در میزان شکنندگی این دو مولفه تاثیر چشمگیری دارد. با کاهش شعاع انحناء عرشه پل قوسی بتن آرمه، در سطوح آسیب زیاد و کامل، احتمال وقوع شکست ستون و افتادگی عرشه از روی کوله بیشتر می‌شود. چرا که به علت

²⁷ Joint Seal

کوپلینگ (اندرکنش) پاسخ لرزه ای پل در جهت های طولی و عرضی آن و افزایش مقادیر تقاضاء، جابجایی عرضی عرشه در پلهای قوسی با شعاع کمتر بیشتر خواهد بود.



شکل ۱۵: میانه شکنندگی ستون و افتادگی عرشه از کوله در سطح خرابی زیاد



شکل ۱۶: میانه شکنندگی ستون و افتادگی عرشه از کوله در سطح خرابی کامل

همانطور در شکل ۱۵ و ۱۶ مشاهده گردید در سطوح گسیختگی زیاد و کامل، ستونهای پل قوسی آسیب پذیرترین مولفه پل می باشند. به همین دلیل است که در اکثر آیین نامه های آسیب پذیری لرزه ای پلهای دنیا از جمله HAZUS شکست ستون بعنوان تنها معیار گسیختگی پل تعیین می شود. لیکن مشاهده گردید که این فرض صحیح نیست و مشارکت مولفه های مختلف یک پل در ارزیابی لرزه ای احتمالاتی آن پل منجر به شکنندگی بیشتر خواهد شد. به عنوان نمونه میانه شکنندگی ستون پل قوسی به شعاع ۱۳۲ متر در حالت خرابی کامل برابر است با $0.75g$ در حالی که میانه شکنندگی سیستم پل برابر با $0.57g$ می باشد که اثبات کننده این قضیه است که در

یک ارزیابی لرزه ای احتمالاتی صحیح علاوه بر ستون مشارکت تمام اعضای پل بایستی لحاظ گردد. در جدول ۷ و ۸ مقادیر میانه شکنندگی سیستم پل با مولفه ستون پل در حالت خرابی زیاد و کامل مقایسه گردید.

جدول ۷: مقایسه مقادیر میانه شکنندگی سیستم پل با مولفه ستون پل در حالت خرابی زیاد

Median Fragility - Extensive						
Component	66m	132m	200m	265m	∞	Average
Column	0.45	0.51	0.62	0.78	1.92	
System	0.35	0.38	0.48	0.54	1.26	
Ratio Column/System	1.30	1.36	1.31	1.43	1.53	1.38

جدول ۸: مقایسه مقادیر میانه شکنندگی سیستم پل با مولفه ستون پل در حالت خرابی کامل

Median Fragility - Complete						
Component	66m	132m	200m	265m	∞	Average
Column	0.57	0.76	0.85	0.96	2.79	
System	0.47	0.57	0.68	0.78	1.90	
Ratio Column/System	1.21	1.33	1.25	1.24	1.47	1.30

همانطور که در جدول ۷ و ۸ مشاهده می گردد میانه شکنندگی مولفه ستون پل تقریباً ۱/۲ تا ۱/۴ برابر میانه شکنندگی سیستم پل می باشد، که نشان دهنده این است که برای تصمیم گیری صحیح از آسیب پذیری پل باید سایر مولفه های پل نیز به صورت سری در آنالیز شکنندگی پل در نظر گرفت.

۸- نتیجه گیری

باتوجه به رفتار پیچیده پلهای قوسی در زلزله در این تحقیق با مدلسازی ۵ شعاع مختلف پل قوسی عرشه باکس بتن آرمه، اثر شعاع قوس بر آسیب پذیری اینگونه پل ها مورد ارزیابی قرار گرفت. کلیه پلهای مورد مطالعه چند قابی بوده و داری چهار دهانه می باشند. پلها به صورت سه بعدی بوده و به صورت کاملاً احتمالاتی و با لحاظ کلیه عدم قطعیت تقاضا (۱۴ عدم قطعیت) مولفه های مختلف پل و عدم قطعیت های ظرفیت، مدلسازی گردید. پلها در نرم افزار اوپنسیس تحت ۸۰ رکورد زلزله نزدیک گسل تحلیل دینامیکی غیر خطی شدند. باتوجه به تعداد زیاد پلهای کالیفرنیا برای عمومیت بخشیدن نتایج تحلیل ها از بین تمام انواع این تیپ پلها با استفاده از تکنیک لاتین هایبرکیوب ۱۰ نمونه کاملاً تصادفی هندسه پل برای هر یک از ۵ شعاع پل انتخاب شدند که این ۱۰ مورد نماینده وضعیت هندسی کل جامعه آماری پلهای قوسی شکل عرشه باکس بتن آرمه کالیفرنیا خواهند بود. سپس با انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی منحنی شکنندگی هر یک از مولفه های پل ترسیم گردید و اثر شعاع قوس پل بر آسیب پذیری اجزای مختلف پل مورد بررسی قرار گرفت، با استفاده از روش شبیه سازی مونت کارلو و مقایسه نیاز لرزه ای و ظرفیتهای اجزا احتمال خرابی سیستم پل محاسبه گردید.

۱- نتایج منحنی های شکنندگی اجزای مختلف پلها نشان داد که در حالت خرابی ناچیز درز آب بند در کوله بیشترین آسیب پذیری را دارد. در حالی که در سایر سطوح آسیب پذیری، ستونها و سپس افتادگی عرشه از کوله بیشترین آسیب پذیری را در پلهای قوسی و مستقیم دارد. در این سطح آسیب مولفه جابجایی مقاوم کوله کمترین احتمال خرابی را دارد.

۲- مقایسه مقادیر میانه شکنندگی سیستم پلها برای شعاع های مختلف نشان می دهد که اثر انحنای در پل های قوسی یکی از پارامترهای مهمی می باشد که در آسیب پذیری لرزه ای اینگونه پلها نقش به سزایی دارند. در این پل ها با افزایش شعاع آسیب پذیری پل کاهش می یابد. با توجه به نتایج شکل ها می توان مشاهده کرد که مقادیر میانه شکنندگی سیستم پل در حالت خرابی زیاد برای پل مستقیم

برابر با g ۱/۲۵ و برای پل با شعاع ۶۶ متر g ۰/۳۵ می باشد. این مقدار در حالت خرابی کامل برای پل مستقیم برابر با g ۱/۹ و برای پل به شعاع ۶۶ متر برابر با g ۰/۴۷ می گردد، که تقریباً میانه شکنندگی در پل مستقیم ۴ برابر افزایش یافته که به معنای کاهش آسیب پذیری پل با افزایش شعاع پل می باشد.

۳- با مقایسه میانه شکنندگی سیستم پل و مولفه ستون در پنج شعاع مختلف می توان دریافت که مولفه ستون نمی تواند به تنهایی بیانگر آسیب پذیری کل سیستم پل باشد. نتایج نشان داد که میانه شکنندگی مولفه ستون پل تقریباً ۱/۲ تا ۱/۴ برابر میانه شکنندگی سیستم پل می باشد، که نشان دهنده این است که برای تصمیم گیری صحیح از آسیب پذیری پل باید علاوه بر ستون، سایر مولف‌های پل نیز به صورت سری در آنالیز شکنندگی پل در نظر گرفت.

سپاسگزاری

این تحقیق با استفاده از پژوهانه اعطایی دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل با شماره BNUT/370680/97 انجام گرفته است. نویسندگان مقاله از این حمایت مالی کمال سپاسگزاری را دارند.

فهرست مراجع

- [1] Nielson, B., "Analytical Fragility Curves for Highway Bridges in Moderate Seismic Zones," PhD thesis, Georgia Institute of Technology, (2005).
- [2] Padgett J.E. "Seismic vulnerability assessment of retrofitted bridges using probabilistic methods." Ph.D. thesis, Georgia Institute of Technology, Atlanta, (2007) .
- [3] Ramanathan, K., DesRoches, R., & Padgett, J. E., "A comparison of pre-and post-seismic design considerations in moderate seismic zones through the fragility assessment of multispan bridge classes". Engineering Structures, 45, 559-573, (2012).
- [4] Zakeri, B., "Seismic Vulnerability Assessment of Retrofitted Skewed Concrete Bridges Using Probabilistic Methods", PhD thesis, Iran University of Science and Technology School of Civil Engineering, (2013).
- [5] Mirza Goltabar Roshan, A., Naseri, A., Mahmoodi Pati, Y., "Probabilistic evaluation of seismic vulnerability of multi-span bridges in north of Iran", Journal of Structural and Construction Engineering, 5(1), pp. 36-54. doi: 10.22065/jsce.2017.68948.1009, (2018).
- [6] Nielson B.G. and DesRoches R. "Analytical seismic fragility curves for typical bridges in the Central and Southeastern United States." Journal of Earthquake Spectra, 23(3), 615-633, (2007).
- [7] Mohseni, M., & Norton, T. R., "Seismic damage assessment of curved bridges using fragility analysis." Proceeding of 11th International Conference on Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering-ICASP11, Zurich, Switzerland.
- [8] Seo J., Linzell D.G. (2012). "Horizontally curved steel bridge seismic vulnerability assessment." Journal of Engineering Structures, 34, 21-32, (2011).
- [9] Yang, H., & Yin, X., "Transient responses of girder bridges with vertical poundings under near-fault vertical earthquake. Earthquake Engineering & Structural Dynamics", 44(15), 2637-2657, (2015)..
- [10] Pahlavan, H., Zakeri, B., Amiri, G. G., & Shaijanfar, M., "Probabilistic vulnerability assessment of horizontally curved multiframe RC box-girder highway bridges". Journal of Performance of Constructed Facilities, 30(3), 04015038, (2015).
- [11] HAZUS-MH [Computer software]. Washington, DC, Federal Emergency Management Agency.
- [12] Bruce A. Bolt., "Seismic input motions for nonlinear structural analysis", Journal of Earthquake Technology, Paper No.448, (2004).
- [13] K.Galal, A.Ghobarah, "Effect of near-fault earthquakes on North American nuclear design spectra", Nuclear Engineering and Design, Elsevier, (2006).
- [14] Jonathan P. Stewart, Shyh-Jeng Chiou, Jonathan D. Bray, Robert W. Graves, Paul G. Somerville, and Norman A. Abrahamson, "Ground Motion Evaluation Procedures for Performance-Based Design", A report on research conducted under grant no. EEC-9701568 from the National Science Foundation, PEER, September, (2001).
- [15] Farzad Naeim, "THE SEISMIC DESIGN HANDBOOK, 2nd Edition", Published by Kluwer Academic Publishers, (2001).

- [16] Pahlavan, H., Naseri, A., Rafiei, S., Bagheri, H., 'Seismic Vulnerability Assessment of Horizontally Curved Multi frame RC Box Girder Bridges Considering the Effect of Column Heights and Span Numbers', Amirkabir Journal of Civil Engineering, 50(3), pp. 529-542. doi: 10.22060/ceej.2017.12135.5130, (2018).
- [17] Aviram A., Mackie K. and Stojadinovic B., "Guidelines for Nonlinear Analysis of Bridge Structures in California", Technical Report, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, (2008).
- [18] Shamsabadi, A & Yan, L., "Closed-form force-displacement backbone curves for bridge abutment-backfill systems", In Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics IV pp. 1-10, (2008).
- [19] Choi, E., "Seismic analysis and retrofit of mid-America bridges." Ph.D. thesis, Georgia Institute of Technology, Atlanta, (2002).
- [20] Scharge, L., "Anchoring of Bearings by Friction, Joint Sealing and Bearing Systems for Concrete Structures", World Congress on Joints and Bearings, Vol. 1, American Concrete Institute, Niagara Falls, NY, (1981).
- [21] Megally S.H, Silva P.F. and Seible F., "Seismic response of sacrificial shear keys in bridge abutments", Report No. SSRP-2001/23, Department of Structural Engineering, University of California, San Diego, (2001).
- [22] Muthukumar, S., & DesRoches, R., "A Hertz contact model with non-linear damping for pounding simulation". Earthquake engineering & structural dynamics, 35(7), pp. 811-828, (2006).
- [23] Chang, G., & Mander, J. B., "Seismic energy based fatigue damage analysis of bridge columns: part 1-evaluation of seismic capacity", (1994).
- [24]. Menegotto, M., "Method of analysis for cyclically loaded RC plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under combined normal force and bending". In Proc. of IABSE symposium on resistance and ultimate deformability of structures acted on by well defined repeated loads (pp. 15-22), (1973).
- [25] Ellingwood, B., & Hwang, H., "Probabilistic descriptions of resistance of safety-related structures in nuclear plants." Nuclear Engineering and Design, 88(2), pp. 169-178, (1985).
- [26] Mander, J. B., Kim, D. K., Chen, S. S., and Premus, G. J., "Response of steel bridge bearings to the reversed cyclic loading". Rep. No. NCEER 96-0014, NCEER, (1996).
- [27] Dutta, A., "Energy based seismic analysis and design of highway bridges", Ph.D. thesis, State Univ. of New York, Buffalo, (1999).
- [28] CALTRANS., "Reinforced concrete bridge capacity assessment training manual", Structure Maintenance and Investigations Rep., Sacramento, CA, (2007).
- [29] Fang, J., Li, Q., Jeary, A., & Liu, D., "Damping of tall buildings: Its evaluation and probabilistic characteristics". The Structural Design of Tall Buildings, 8(2), pp. 145-153, (1999).
- [30] Bavisetty, R., Vinayagamorthy, M., and Duan, L., "Dynamic analysis", Bridge engineering handbook. W.-F. Chen and L. Duan, eds., CRC Press, Boca Raton, FL, (2000).
- [31] Ayyub, B. M., & Lai, K. L., "Structural reliability assessment using latin hypercube sampling", In Structural Safety and Reliability (pp. 1177-1184). ASCE, (1989).
- [32] NBI (National Bridge Inventory), "National Bridge inventory data.", U.S. Dept. of Transportation, Federal Highway Administration, Washington, DC, (2010).
- [33] Zakeri, B., Padgett, J. E., & Ghodrati Amiri, G., "Fragility assessment for seismically retrofitted skewed reinforced concrete box girder bridges.", Journal of Performance of Constructed Facilities, 29(2), p 04014043, (2015).
- [34] Nielson, B. G., & Mackie, K. R., "Tracking uncertainties from component level to system level fragility analyses through simulation.", In Proc., 10th Technical Council on Lifeline Earthquake Engineering (TCLEE) Int. Conf. on Structural Safety and Reliability. Reston, VA: ASCE, (2009).
- [35] Baker, J. W., Lin, T., Shahi, S. K., & Jayaram, N. (2011). New ground motion selection procedures and selected motions for the PEER transportation research program. Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Berkeley, CA, PEER Report (2011/3).
- [36] Nielson, B. G., and DesRoches, R., "Analytical seismic fragility curves for typical bridges in the central and southeastern United States.", Earthquake Spectra, 23(3), 615-633, (2007a).
- [37] Nielson, B. G., and DesRoches, R., "Seismic fragility methodology for highway bridges using a component level approach.", Earthquake engineering & structural dynamics, 36(6), 823-839, (2007b).
- [38] Cornell, C. A., Jalayer, F., Hamburger, R. O., & Foutch, D. A., "Probabilistic basis for 2000 SAC federal emergency management agency steel moment frame guidelines." Journal of structural engineering, 128(4), pp. 526-533, (2002).
- [39] Ranganathan, R. "Reliability analysis and design of structures". Tata McGraw-Hill, (1990).
- [40] Omranian, E., Abdelnaby, A. E., & Abdollahzadeh, G. "Seismic vulnerability assessment of RC skew bridges subjected to mainshock-aftershock sequences". Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 114, 186-197 (2018).

[41] Fung, G., LeBeau, R., Klein, E., Belvedere, J., & Goldschmidt, A., "Field investigation of bridge damage in the San Fernando earthquake.", Bridge Department, Division of Highways, California Department of Transportation, Sacramento, California. Preliminary Report, (1971).