

ارزیابی احتمالاتی آسیب پذیری لرزه ای پل های چند دهانه در شمال ایران

علیرضا میرزا گل تبار^{۱*}، علی ناصری^۲، یاسر محمودی پاتی^۳

۱- دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل، بابل، ایران
۲- دانشجوی دکتری مهندسی عمران، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل، بابل، ایران
۳- کارشناس ارشد مهندسی عمران، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل، ایران

چکیده

پل ها به عنوان مهم ترین اجزای هر سیستم حمل و نقل شناخته می شوند. بدین خاطر باید پیش از وقوع زلزله در امر ارزیابی آسیب پذیری، اقدامات لازم را مبذول داشت. ارزیابی آسیب پذیری به شکل منحنی های شکنندگی یکی از معمول ترین روش ها برای ارزیابی آسیب پذیری پل هاست. هدف از این مطالعه، استفاده از یک روش تحلیلی برای تولید منحنی های شکنندگی برای پل های جاده ای در استان مازندران می باشد. از آن جا که این منحنی ها برای برنامه ریزی های پیش و پس از زلزله استفاده می شود، به منظور افزایش قابلیت اطمینان آن ها در این مطالعه سعی شده از دقیق ترین روش های تحلیلی (آنالیز تاریخچه زمانی غیرخطی) و معتبرترین فرضیات مدلسازی استفاده شود. با توجه به ویژگی های خاص زلزله های دور از گسل در این تحقیق اثرات این گونه زلزله ها روی پل ها، بررسی شده است. با توجه به هندسه پل ها برای آنالیز دقیق، پل های مورد مطالعه تحت اثر ۱۰۰ جفت رکورد زلزله در جهت متعامد قرار گرفت و منحنی های شکنندگی آن ها ترسیم و مقایسه گردید. با نگاهی کلی به نتایج مشاهده می شود که تغییر قطر ستون های پل چه میزان بر منحنی های شکنندگی تأثیر می گذارند. یکی از ساده سازی های رایج در مدلسازی حذف اثر کوله و پی با گیردار کردن پی کوله و پای ستون در مدلسازی می باشد. می توان مشاهده کرد که با حذف این اثر و مقایسه آن با حالت گیردار نشده، میانه شکنندگی افزایش یافته و در واقع احتمال آسیب پذیری کاهش می یابد. پس از انجام تحلیل تاریخچه زمانی مشاهده شد که با کاهش قطر ستون ها در جهت طولی و عرضی جابجایی نسبی ستون ها (دریفت) افزایش می یابد.

کلمات کلیدی: زلزله های دور از گسل، ارزیابی خسارت لرزه ای، آسیب پذیری پل، منحنی شکنندگی، تحلیل دینامیکی غیر خطی.

شناسه دیجیتال:	سابقه مقاله:				
	دریافت	بازنگری	پذیرش	انتشار آنلاین	چاپ
10.22065/jsce.2017.68948.1009	۱۳۹۵/۰۹/۰۶	۱۳۹۶/۰۲/۲۱	۱۳۹۶/۰۳/۱۰	۱۳۹۶/۰۳/۱۹	۱۳۹۷/۰۳/۳۰
doi: http://dx.doi.org/10.22065/jsce.2017.68948.1009					
*نویسنده مسئول:					دکتر علیرضا میرزا گل تبار
پست الکترونیکی:					ar-goltabar@nit.ac.ir

Probabilistic evaluation of seismic vulnerability of multi-span bridges in northern of Iran

A. Mirza Goltabar^{1*}, A. Naseri², Y. Mahmoodi Pati³

1- Associate Professor, Faculty of Civil Engineering, Noshirvani University of Technology, Babol, Iran

2- PhD student in Civil Engineering, Faculty of Civil Engineering, Noshirvani University of Technology, Babol, Iran

3- MSc of Structural Engineering, Faculty of Civil Engineering, Noshirvani University of Technology, Babol, Iran

ABSTRACT

Bridges are known as the most susceptible components of any transportation system. That is why in vulnerability assessment before the earthquake we should consider necessary actions. The generation of vulnerability functions in the form of fragility curves is a common approach for assessing bridges seismic vulnerability. The purpose of this study, using an analytical method for the production of fragility curves for a road bridge in Mazandaran Province. Since these curves used for planning before and after the earthquake, and in order to increase the reliability of them, in this study we tried to use the most accurate analytical methods (non-linear time history analysis) and most prestigious modeling assumptions. Due to the specific characteristics of far fault earthquakes, effects of such earthquakes on bridges have been investigated using fragility curves. Due to the geometry of the bridge for exact analysis, bridges was under 100 pairs of earthquake records in orthogonal directions and fragility curves was drawn and then were compared. Observed that changing the diameter of the bridge piers affect how much on them. The common simplification used in modeling is: elimination of abutment and foundation and pile by fixing the abutment and foundations in modeling. It can be seen that by eliminating this effect, the median values of fragility increases and in fact it reduces probability of vulnerability in charts. After time history analysis it was found that by reducing the diameter of the piers, relative displacement (drift) in the longitudinal direction and in the transverse direction increases.

ARTICLE INFO

Received: 26/11/2016

Revised: 11/05/2017

Accepted: 31/05/2017

Keywords:

Far-fault earthquake

Seismic damage assessment

Vulnerability of bridges

Fragility curve

Nonlinear dynamic analysis

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: 10.22065/jsce.2017.68948.1009

*Corresponding author: Dr. Alireza Mirza Goltabar.

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

از مهم ترین پدیده های طبیعی که هر از چند گاهی در کشورها موجب آسیب های اقتصادی به سازه ها و ایجاد تلفات انسانی می شود، زلزله است.

از عمده ترین و مهم ترین سازه های واقع در شریان های حیاتی شهری و برون شهری می توان به پل های جاده ای اشاره کرد که خرابی آن در اثر زلزله تبعات مختلفی دارد. بطور یقین فروریختن یک پل برای افراد و وسایل نقلیه عبوری از آن، خطرات فراوانی را در بر خواهد داشت و پس از زلزله باید در امر بازسازی آن اقدامات لازم را مبذول داشت.

به دلیل اهمیت بالای پل ها باید پیش از وقوع زلزله میزان خرابی احتمالی آن ها را پیش بینی کرد. منحنی های شکنندگی یکی از ابزارهای مفید برای ارزیابی احتمالاتی خرابی سازه ها می باشند [۱]. این منحنی ها احتمال فراگذشت از یک سطح خرابی مشخص را در مقابل پارامترهای لرزه خیزی ساختمان تعیین می نمایند [۲].

روش دینامیکی غیرخطی، یکی از روش های مورد استفاده برای تولید منحنی های شکنندگی است که اولین مرحله ی آن به دست آوردن تعدادی زمین لرزش می باشد که بیانگر ویژگی های لرزه خیزی منطقه است و همچنین باید تردیدهای موجود در اندازه و فاصله های مرکز زلزله را در بر بگیرد [۳].

سپس هر کدام از رکوردهای زلزله بر نمونه مدل های پل، اثر داده شده و برای هر کدام از آن ها یک آنالیز تاریخچه زمانی غیرخطی انجام می گیرد. برای هر آنالیز، بیشینه ی پاسخ های سازه ای، به دست آورده می شود. با استفاده از پاسخ های بیشینه پل، یک مدل پاسخ لرزه ای احتمالاتی با استفاده از رگرسیون شاخص های زمین لرزش و ماکزیمم پاسخ سازه ای و یا با استفاده از روش های دیگری، مانند روش احتمالاتی ماکزیمم به دست می آید [۴].

در سازه های بتنی به علت اینکه انسان در ساخت بتن که ماده اصلی و سازه ای در این نوع از سازه ها تلقی می شود نقش اساسی دارد، لذا قصور در هر کدام از گام های تهیه بتن، منتج به کاهش مقاومت مورد انتظار طراحی بتن شده و می تواند باعث ایجاد ضعف سازه ای در سازه مورد نظر شود.

در پژوهش حاضر به ارزیابی احتمالاتی خرابی پل ها با استفاده از منحنی های شکنندگی و با در نظر گرفتن ضعف های سازه ای پرداخته خواهد شد. دانستن این موضوعات برای تصمیم گیری های بعدی جهت بهسازی و مقاوم سازی از اهمیت بالایی برخوردار می باشد.

۲- تاریخچه مطالعات منحنی های شکنندگی پل های مستقیم

شینوزوکا در سال ۱۹۹۸، مقاله ای در مورد منحنی شکنندگی یک پل تک دهانه ارائه داد که نسبت به کارهای قبلی بسیار دقیق بود، در این مقاله طریقه بدست آوردن منحنی شکنندگی در پل ها ارائه گردید [۵].

مطالعات زیادی به منظور توسعه منحنی های شکنندگی لرزه ای پل های مستقیم موجود و همچنین برای توسعه منحنی های شکنندگی پل های مقاوم سازی شده تاکنون انجام گردید. بر اساس این تحقیقات محتمل ترین محل آسیب پل ها در زلزله، کوله ها، تکیه گاه ها و ستون ها می باشند. در روند مطالعات آسیب پذیری پل ها اختلاف بین فرضیات طراحی و پارامترهای وضع موجود پل بطور چشمگیری می تواند تخمین نیاز و ظرفیت پل را تغییر دهد [۶]، [۷].

نیلسون و همکارش در سال ۲۰۰۷ منحنی های شکنندگی لرزه ای را برای پل های موجود آمریکا تهیه کردند. در تحقیقات ایشان مؤلفه های مختلف سازه ای پل مانند ستون ها، تکیه گاه ها و کوله ها، توأما در تهیه منحنی شکنندگی کلی سیستم پل لحاظ گردیدند. نمونه پل های استفاده شده در تحقیق ایشان پل های مستقیم با جزییات متعارف در مناطق مرکزی و جنوب شرق آمریکا بودند [۸].

و نگ و همکارش در سال ۲۰۱۲ منحنی های شکنندگی پل های بزرگراهی را با در نظر گرفتن حالات حدی عملکردی چند بعدی بدست آوردند. ایشان برای یک پل چند دهانه با عرشه تیر و دال بتن آرمه، منحنی های شکنندگی را برای دو حالت حدی عملکردی توأم بدست آوردند؛ شکل پذیری ستون ها و تغییر شکل جانبی کوله ها. با این نکته که این دو حالت حدی عملکردی بهم وابسته هستند [۹].

تاواریس و همکارش در سال ۲۰۱۲ منحنی های شکنندگی پل های موجود شرق کانادا، ایالت کبک، را بدست آوردند. در این ایالت، ۲۶۷۲ پل چند دهانه وجود داشت که عمدتاً دارای جزئیات لرزه ای مناسبی نبودند. مطالعات ایشان نشان داد مؤلفه هایی که شکنندگی یک پل را تعیین می کنند به نوع پل و حالات حدی وابستگی دارد [۱۰].

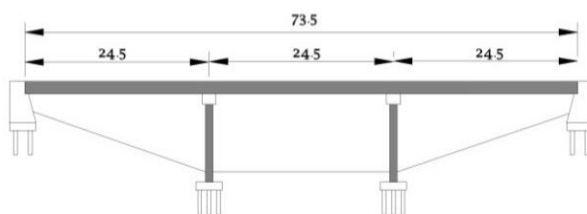
۳- مدلسازی پل

در ساخت پل ها از مصالح بسیار مقاوم استفاده می شود که رایج ترین این مصالح بتن مسلح، بتن پیش تنیده و فولاد است. استفاده از بتن مسلح در ساخت پل ها بسیار مرسوم می باشد.

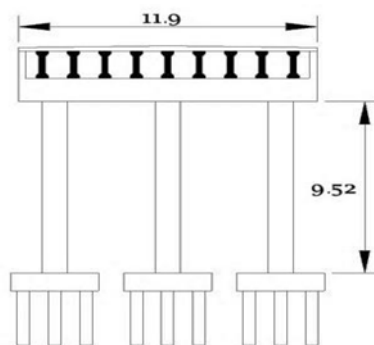
ترکیب دو نوع مصالح با ویژگی های متفاوت، منجر به پیچیدگی آنالیز سازه های بتن مسلح نسبت به سازه های فولادی می گردد. با استفاده از اجزای محدود، می توان سازه های بتنی را با دقت بیشتری مدل کرد. با توجه به اهمیت بررسی دقیق رفتار پل ها، ناشی از زلزله، در این مطالعه، برای مدلسازی پل ها از نرم افزار اوپنسیس استفاده شده است. این نرم افزار حاصل کار مرکز علمی زلزله شناسی واقع در دانشگاه برکلی می باشد. برای مدل کردن سیستم های سازه ای، اوپنسیس [۱۱] از روش های اجزای محدود استفاده می کند.

در این مطالعه از یک پل جاده ای استان مازندران استفاده شده است. این پل بتنی دارای سه دهانه برابر ۲۴/۵ متر و طول کل برابر با ۷۳/۵ متر می باشد. عرشه این پل از نوع شاهتیری و به عرض ۱۱/۹ متر و با ۹ شاهتیر است. این پل دارای دو پایه که هر پایه شامل سه ستون بتنی دایروی و به ارتفاع ۹/۵۲ متر می باشد. در شکل (۱) تا شکل (۳) مدل پل ایجاد شده در اوپنسیس مشاهده می گردد.

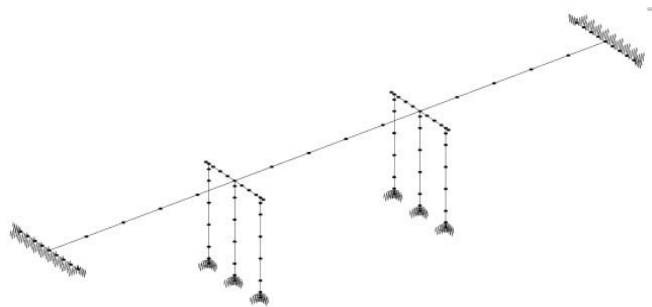
در این مطالعه از ۴ مدل استفاده شده است، که مشخصات آن ها در جدول (۱) آمده است. دو مدل شماره ۱ و ۲ با نوعی ساده سازی (عدم تأثیر کوله و خاک و پی ستون) و گیردار کردن پای ستون ها و دو مدل ۳ و ۴ با در نظر گرفتن اثر کوله و خاک و پی ستون ساخته شد و در نهایت علاوه بر سایر نتایج، تأثیر این پارامترها نیز بررسی گردید.



شکل ۱: مدل طولی پل.



شکل ۲: مدل قاب ستون ها.



شکل ۳: مدل سه بعدی پل و قرارگیری فنرهای اتصالی جایگزین کوله و شمع در مدلسازی

جدول ۱: مشخصات مدل سازی

شماره مدل	قطر ستون (m)	توضیح
۱	۱	بدون اثر کوله و پی
۲	۱/۵	بدون اثر کوله و پی
۳	۱	با اثر کوله و پی
۴	۱/۵	با اثر کوله و پی

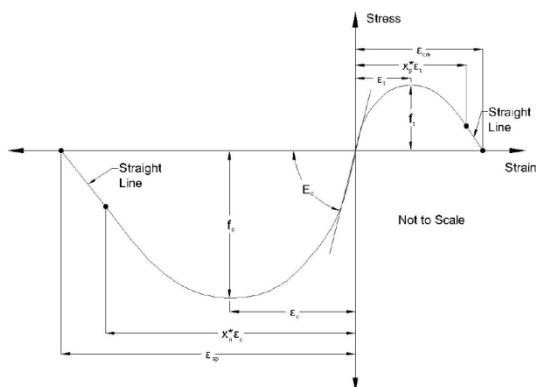
با توجه به اینکه آنالیز پل به صورت دو بعدی نمی تواند اندرکنش بین قسمت های مختلف پل را به دست آورد و در نتیجه منجر به خطاهای زیادی در محاسبه پاسخ مؤلفه های پل می شود، از آنالیز سه بعدی کامل پل برای ارزیابی رفتار پل استفاده شد. محور کلی X (جهت طولی) در امتدادی است که کوله ها را به هم وصل می کند. جهت کلی Y (جهت عرضی) محور عمود بر محور X در صفحه افقی می باشد. همچنین محور Z بیانگر جهت قائم پل است.

۳-۱- مصالح بتنی و فولادی

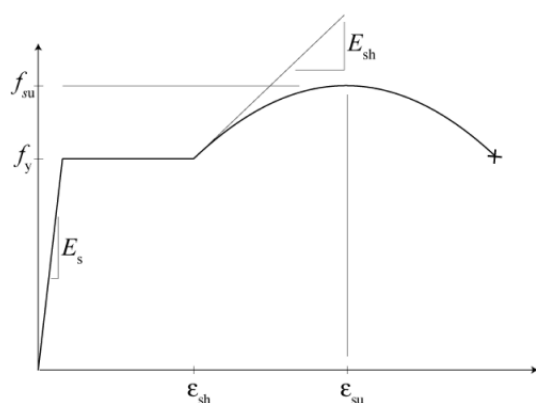
برای آنکه بتوان ظرفیت و رفتار پل مورد نظر را به درستی به دست آورد، مقاومت مورد انتظار مصالح و روابط تنش و کرنش باید به طور دقیق برای مصالح مختلف استفاده شده در مدلسازی پل، محاسبه و استفاده شود. مهم ترین مصالح مورد استفاده با توجه به نوع پل، بتن و فولاد است که تعریف دقیق آن ها برای مدلسازی اصولی و دقیق پل بسیار ضروری می باشد. مصالح را باید با توجه به مؤلفه های مختلف پل مانند عرشه، ستون ها، سرستون ها و کوله ها که در ساخت آن ها این مصالح به کار رفته است، به صورت جداگانه با توجه به مقاومت و رفتار آن ها در عضو مورد نظر تعریف کرد.

مقاومت کششی بتن محصور شده و محصور نشده در تعریف بتن استفاده شده در مدلسازی پل منظور گردید. برای محاسبه ظرفیت و شکل پذیری اعضای بتنی باید از یک مدل تنش-کرنش برای تعریف بتن محصور نشده و محصور شده در مدل پل استفاده شود. برای مدلسازی بتن، مدل رایج مورد استفاده مدل تنش و کرنش بتن محصور شده مندر می باشد [۱۲]. مدل ارائه شده توسط مندر، اجازه بارگذاری تناوبی را می دهد و شامل اثرات نرخ کرنش نیز می باشد. در این مدل، اثرات انواع مختلف محصور شدگی با تعریف تنش جانبی مؤثر محصور شده که وابسته به نحوه آرماتورگذاری طولی و عرضی می باشد، در نظر گرفته شده است. برای تعریف مصالح بتن در نرم افزار اوپنسیس از مصالح concrete 07 که رفتار واقعی تری نسبت به سایر مدل های بتن دارد، استفاده شده است. مدل رفتاری بتن محصور نشده در شکل (۴) قابل مشاهده است.

رفتار فولاد تقویت کننده در سازه های بتن آرمه، پاسخ این اعضا را در قبال نیروی زلزله کنترل می کند. بنابراین ساخت مدلی که خصوصیات اصلی فولاد را در بازه های مختلف بارگذاری بیان نماید ضروری است. مصالح آرماتور فولادی بر مبنای مدل چانگ و مندر است و در آن اثر لاغری مصالح براساس مدل گومز و اپلتون در نظر گرفته شده است. از دیگر ویژگی های مصالح فوق در نظر گرفتن اثر بوشینگر و سخت شوندگی کرنشی ایزوتروپیک است [۱۳]. مدل رفتاری فولاد تقویت کننده در شکل (۵) قابل مشاهده است.



شکل ۴: مدل رفتاری بتن محصورنشده [۱۴].



شکل ۵: مدل رفتاری فولاد تقویت کننده [۱۴].

ایده آل ترین حالت برای توزیع جرم بین المان های پل، آن است که جرم بر اساس طول بین المان ها توزیع شود. جرم های انتقالی و دورانی در جهات مختلف به گره ها بر اساس طول و مقطع مؤثر آن ها اختصاص داده شده است. برای تقریب زدن جرم توزیع شده بین المان ها با جرم متمرکز در گره ها، تعداد کافی گره در مدل تعریف شده است.

۳-۲- مدل کردن عرشه پل

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 [۶ و ۷]. برای مدل سازی عرشه به صورت خطی از المان های خطی تیر-ستون الاستیک استفاده می گردد.

۳-۳- مدل کردن سرستون های پل

برای مدلسازی المان های سرستون نیز مانند المان های عرشه از المان های خطی تیر-ستون الاستیک در نرم افزار اوپنسیس استفاده گردید.

۳-۴- پایه های بتنی

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. در این مطالعه برای مدل کردن ستون ها با المان های غیر الاستیک، کل طول ستون غیر الاستیک و مستعد تشکیل مفصل پلاستیک در نظر

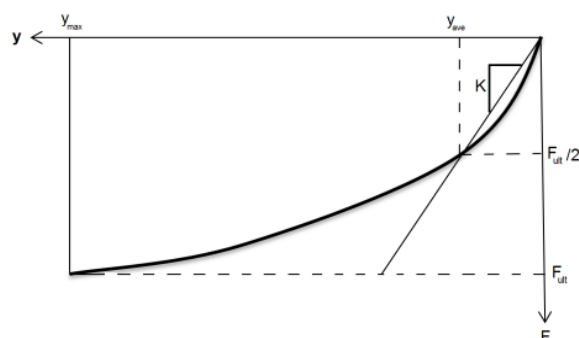
گرفته شده است. برای مدل کردن ستون ها از المان های غیر الاستیک تیر-ستون غیرخطی بر مبنای جابجایی استفاده شده و این المان ها به کل طول ستون اختصاص داده شده اند.

۳-۵- کوله های پل

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 استوژادینوویچ می باشد [۱۵]، 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.

۳-۵-۱- خاک

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 که در شکل (۶) قابل مشاهده است [۱۶].



شکل ۶: مدلسازی خاک براساس مدل شمس آبادی و همکارش [۱۶].

شمس آبادی و همکارش [۱۶] 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:

$$F(y) = \frac{ay}{H + by} * H^n, \quad \frac{y}{H} < c \quad (1)$$

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 (۲) ارائه شده است. پس از محاسبه F_{ult} مقدار K نیز به سادگی محاسبه می شود.

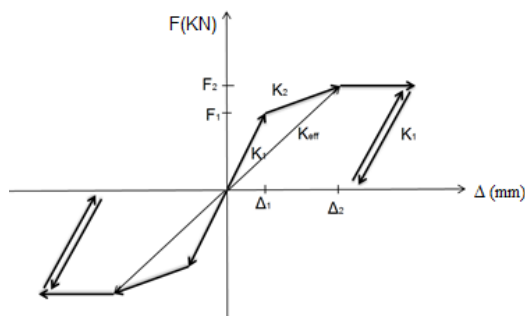
جدول ۲: پارامترهای محاسبه ظرفیت خاک با رابطه شمس آبادی [۱۶]

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

۳-۵-۲- شمع

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 [۱۳]. مدل سه خطی ارائه شده توسط چوی در شکل (۷) مشاهده می شود.



شکل ۷: مدل سه خطی برای شمع [۱۵].

$$K_{eff} = 7 \text{ KN/mm} \quad (2)$$

$$K_1 = \frac{7}{3} K_{eff}$$

$$K_2 = 0.428 * K_{eff}$$

$$\Delta_1 = 7.62 \text{ mm}$$

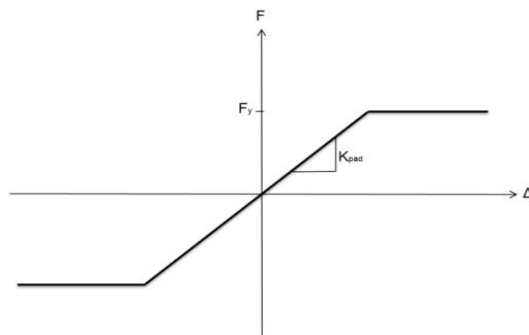
$$\Delta_2 = 25.4 \text{ mm}$$

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، توسط المان های با طول صفر به مقطع اختصاص می یابد.

۳-۷- بالشتک های تکیه گاهی الاستومریک

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 به تعداد جان های مقطع عرشه (در زیر هر جان یک بالشتک) 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 که در شکل (۸) نشان داده شده است. در اوپنسیس برای مدل کردن این رفتار، از مصالح Steel 01 استفاده شده است.



شکل ۸: نمودار نیرو-تغییر شکل بالشتک های الاستومریک [۱۳].

F_y مقاومت نهایی الاستومر و K_{pad} سختی اولیه این مصالح، از رابطه زیر تعیین می شود که در آن G مدول برشی، A مساحت مقطع (طول در عرض) و h ضخامت بالشتک می باشد.

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

نیروی نظیر جاری شدن، F_y از ضرب نیروی قائم وارد بر تکیه گاه در ضریب اصطکاک بالشتک بدست می آید. اسکارج رابطه ی زیر را برای ضریب اصطکاک در سطوح بتنی و بر مبنای مشاهدات تجربی ارائه نمود که در آن σ_m تنش نرمال وارد بر بالشتک بر حسب MPa می باشد [۱۳].

$$\mu = 0.05 + \frac{0.4}{\sigma_m} \quad (4)$$

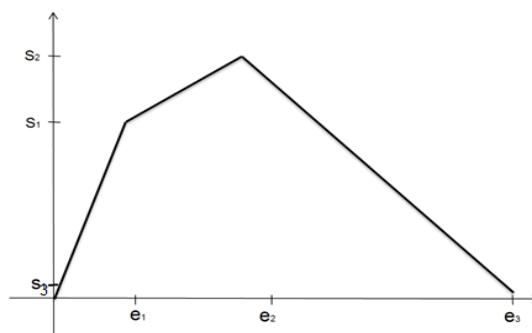
در اینجا نیز برای مدلسازی از المان های با طول صفر برای بالشتک های الاستومریک استفاده می شود. لازم به ذکر است که مصالح مذکور در هر دو جهت طولی و عرضی به المان نسبت داده می شود. به عبارت دیگر فرض بر آن است که تکیه گاه ها در هر دو جهت طولی و عرضی عمل می کنند.

۳-۷- کلیدهای برشی

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 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 [۱۷].

شکل (۹) رفتار چرخه ای یک کلید برشی خارجی را نشان می دهد که نتیجه مطالعات مگالی و همکارانش است.

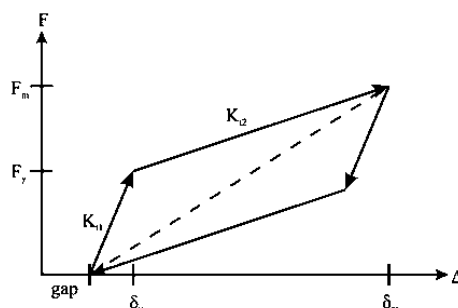


شکل ۹: رفتار چرخه ای کلید برشی خارجی [۱۳].

در اوپنسیس برای تشخیص رفتار فوق به کلید برشی از مصالح هیستریک استفاده می شود. 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. در اینجا نیز از المان با طول صفر استفاده می شود. لازم به ذکر است که این مصالح فقط در جهت عرضی اعمال می شود.

۸-۳- المان ضربه

برخورد بین عناصر پل (عرشه و دیواره کوله در محل 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 (۱۰) نشان داده شده است.



شکل ۱۰: مدل تحلیلی المان ضربه [۱۸].

رابطانان مقادیر پارامترهای المان ضربه را برای عرض ۱ متر به دست آورده است [۲۰] که این مقادیر با توجه به فاصله نقاط گرهی کوله اصلاح شده اند.

$$K_1 = 587.3466 \text{ KN/mm/m} \quad (۵)$$

$$K_2 = 202.0954 \text{ KN/mm/m}$$

$$\delta_m = 25.4 \text{ mm}$$

$$\delta_y = 0.1 * \delta_m = 2.54 \text{ mm}$$

۴- انتخاب رکوردهای زلزله

یکی از مهم ترین عوامل در تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی تعیین رکوردهای وارد بر سازه می باشد، چرا که نتایج بدست آمده از تحلیل وابستگی بسیاری به رکوردهای وارد بر سازه دارد. انتخاب نوع رکورد، یک موضوع حساس و تأثیرگذار در نتایج می باشد، زیرا این موضوع باید به گونه ای صورت گیرد که نتایج بدست آمده از تحلیل سازه شامل همه ی حالات رفتاری سازه الاستیک، پلاستیک و خرابی کامل باشد. به بیان دیگر اگر رکورد وارده ضعیف باشد نمی تواند سازه را به مرحله غیر خطی یا خرابی کامل برساند. بنابراین منحنی های بدست آمده، ناقص خواهد بود. از طرف دیگر اگر رکورد وارده بسیار قوی باشد که سازه تحت تأثیر آن دچار شکست ترد گردد، در این حالت نیز خرابی به سرعت اتفاق می افتد و نمی توان تمام حالات رفتاری سازه را بررسی نمود. به همین دلیل انتخاب رکورد از اهمیت ویژه ای برخوردار می باشد. علاوه بر این نیاز است تا تعداد رکوردها برای تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی کافی باشد. هر چه تعداد رکوردهای انتخاب شده در یک تحلیل بیشتر باشد نتایج حاصل از آن تحلیل عمومیت بیشتری به خود خواهد گرفت، اما از طرفی اضافه نمودن تعداد رکوردها سبب افزایش حجم خروجی ها و زمان تحلیل می گردد. بنابراین لازم است تا تعداد رکوردها در حدی معقول انتخاب شود که هر دو هدف کاهش زمان تحلیل ها و عمومیت بخشیدن به نتایج را تا حدی معقول تأمین کند.

در سال ۲۰۱۱، بیکر و همکارانش در دپارتمان مهندسی عمران دانشگاه استنفورد و مرکز مطالعات مهندسی زلزله پاسیفیک [۱۹] یک مجموعه رکورد زلزله پیشنهاد نمودند.

در این تحقیق رکوردهای دور از گسل مورد نظر است و از آنجا که در آئین نامه FEMA P695 [۲۰] حد میان زلزله های دور و نزدیک را ۱۰ کیلومتر معرفی نموده است، ۱۰۰ رکورد بالای ۱۰ کیلومتر بعنوان رکوردهای دور از گسل برای تحلیل تاریخچه زمانی پل مورد

مطالعه در نظر گرفته شده است. خاستگاه این زلزله ها از خاک نرم تا بستر سنگی متغیر است. با توجه به دور بودن از کانون زلزله، حداکثر شتاب (PGA) این رکوردها از مقادیر کمتر از ۰/۱ تا نزدیک به ۱ می باشد. پراکندگی رکوردها از نظر مقیاس شدت زلزله برحسب ریشتر بین ۵/۵ تا ۸ ریشتر بوده و این رکوردها از نظر فاصله از کانون زلزله از ۱۰ کیلومتر تا ۸۰ کیلومتر متغیر می باشد.

۵- آنالیز شکنندگی پل ها

با توجه به اینکه سیستم های جاده ای برای مردمی که در شهرها زندگی می کنند، بسیار حیاتی به شمار می آیند، باید آسیب پذیری پل ها و سیستم های جاده ای را در مناطق مستعد زلزله ارزیابی کرد. معمولاً آسیب پذیری پل های جاده ای به صورت منحنی های شکنندگی بیان می شوند که آسیب پذیری آن بوسیله تابع شکنندگی تعریف می شود. این تابع آسیب، یک ابزار احتمالاتی است که برای محاسبه آسیب محتمل وارده به سازه، ناشی از فعالیت های لرزه ای به کار برده می شود. از آنجا که داده های آسیب لرزه ای در ایران، بسیار کم هستند، روش تحلیلی تنها روش عملی برای تولید منحنی های شکنندگی در این منطقه می باشد. در این مطالعه، روشی تحلیلی برای تولید منحنی های شکنندگی پل های جاده ای ارائه شده است. در این روش، با استفاده از مدل سه بعدی المان محدود سازه و همچنین تحلیل دینامیکی غیرخطی منحنی های شکنندگی تولید می شوند.

۵-۱- تحلیل دینامیکی غیرخطی

تحلیل دینامیکی غیر خطی یا همان آنالیز تاریخچه زمانی غیر خطی، کاهش مقاومت و غیرخطی های المان های مختلف پل و همچنین شدت زمین لرزش را در نظر می گیرد. در این مطالعه، تحلیل دینامیکی غیر خطی با استفاده از روند انتگرال گیری نیومارک، ارائه شده در نرم افزار اوپنسیس انجام گرفته است. جذب انرژی در المان های سازه ای پل، توسط میرایی تشعشعی ناشی از میرایی ویسکوز ریلی انجام می گیرد. مقدار ۵ درصد میرایی ویسکوز برای مدل ارتعاشی پل فرض شده است.

در سازه های سه بعدی پیچیده، مانند پل ها، به دلیل اینکه جهتی که زلزله موجب ایجاد ماکزیمم تنش در یک عضو خاص و یا نقطه خاص می شود، مشخص نیست، باید آنالیز تاریخچه زمانی با استفاده از شتاب نگاشت های اعمال شده در جهات مختلف صورت گیرد [۱۵]. ترکیبات رایج برای در نظر گیری اثرات زلزله در دو جهت عمود بر هم، مانند قانون های ۱۰۰ درصد به ۳۰ درصد و ۱۰۰ درصد به ۴۰ درصد برای آنالیزهای تاریخچه زمانی منجر به نتایج محافظه کارانه ای نمی شود، در این شرایط، بهتر است سازه تحت اثر جفت شتاب نگاشت های عمود بر هم قرار گیرد [۲۱].

۶- منحنی های شکنندگی

در صورتی که بتوان رابطه ای بین یک زلزله و آسیب متناظر به پل را محاسبه کرد، درجه آسیب را می توان با استفاده از یک مدل احتمالاتی تخمین زد [۲۲].

در این مطالعه، برای پیش بینی پاسخ لرزه ای پل های مورد بررسی از شاخص بیشینه شتاب زمین استفاده شده است. برای تولید منحنی های شکنندگی تحلیلی پل ها از یک مؤلفه اصلی برای بیان شکنندگی و آسیب پذیری پل استفاده می شود. این مؤلفه اصلی برای بیان شکنندگی پل، پایه های پل می باشد.

محققان زیادی مانند هوانگ، استوجادینوویچ، بامازاکی و ناطقی از پایه های پل به عنوان پارامتر اصلی برای ارزیابی آسیب پل ها استفاده کردند.

با توجه به اینکه مقاومت و پایداری یک پل ارتباط زیادی به مقاومت پایه های آن دارد و همچنین آسیب به پایه های یک پل، می تواند سلامت و قابلیت بهره برداری از پل را به خطر اندازد، در نظر گرفتن پایه های پل ها به عنوان پارامتر اصلی در ارزیابی لرزه ای پل ها امری منطقی می باشد.

۶-۱- آنالیز آسیب پذیری پل ها

برای تعریف و طبقه بندی آسیب زلزله به سازه پل، نیاز به تفهیم حالات خسارت لرزه ای است تا از روی آن اقدام به تعیین میزان خسارت ناشی از زلزله و نیز ماتریس های شکنندگی شود. محققان مختلف پارامترهای متفاوتی را برای حدود شکنندگی در نظر گرفتند که در جدول (۳) مشخص شده است. در این مطالعه، برای ارزیابی آسیب پذیری پایه های پل های مورد بررسی، تحت اثر زلزله از شاخص آسیب سیکوئیرا [۲۶] به دلیل انطباق با مدل های این مطالعه استفاده شده است.

جدول ۳: پارامترهای β_c و S_c در مقالات مختلف

	خفیف		متوسط		شدید		کامل		نوع پل
	S_c	β_c	S_c	β_c	S_c	β_c	S_c	β_c	
Abbasi 2016 [23]	۱	۰/۳۵	۲	۰/۳۵	۳/۵	۰/۳۵	۵	۰/۳۵	پل ۴ دهانه شاهتیر جعبه ای با مفصل میانی، قاب ۳ ستونه، ارتفاع ستون های نامنظم
jeon 2015 [24]	۰/۵	۰/۲۵	۱	۰/۲۵	۲	۰/۴۶	۲/۵	۰/۴۶	پل ۲ دهانه شاهتیر جعبه ای، قاب تک ستونه، کوله پیوسته با عرشه
jeon 2016 [25]	۱	۰/۳۵	۲	۰/۳۵	۳/۵	۰/۳۵	۵	۰/۳۵	پل چند دهانه شاهتیر جعبه ای قاب تک ستونه، ارتفاع ستون های نامنظم، قوس افقی
siqueira 2014 [26]	۰/۵	۰/۲۵	۰/۷	۰/۲۵	۱/۱	۰/۴۶	۳	۰/۴۶	شکل، قاب ۳ ستونه، پل ۳ دهانه شاهتیر پیوسته
Ramanathan (non seismic) [27]	۱	۰/۲۵	۱/۵۸	۰/۲۵	۳/۲۲	۰/۴۷	۴/۱۸	۰/۴۷	شکل، قاب ۳ ستونه، پل ۳ دهانه شاهتیر پیوسته و سگمنتال
Ramanathan (seismic) [27]	۱	۰/۲۵	۵/۱۱	۰/۲۵	۷/۵	۰/۴۷	۹	۰/۴۷	شکل، قاب ۳ ستونه، پل ۳ دهانه شاهتیر پیوسته و سگمنتال
hazus [20] HWB23	۰/۹۱	۰/۶	۰/۹۱	۰/۶	۱/۰۵	۰/۶	۱/۳۸	۰/۶	پل مستقیم

۷- ایجاد ماتریس شکنندگی

منحنی شکنندگی را می توان به صورت تابع توزیع تجمعی لگاریتمی نرمال مطابق رابطه (۶) نشان داد:

$$P_f = P \left[\frac{S_d}{S_c} \geq 1 \right] \quad (6)$$

که P_f احتمال تجاوز حالت تخریب خاص، S_d نیاز سازه و S_c ظرفیت سازه است.

اگر ظرفیت سازه ای و نیاز لرزه ای توسط توزیع لگاریتمی مشخص شده باشند، احتمال رسیدن یا عبور از یک حالت تخریب خاص بصورت لگاریتمی توزیع خواهد شد که می تواند بوسیله تابع چگالی احتمال تجمعی لگاریتمی رابطه (۷) بدست آید:

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

که β_d انحراف معیار استاندارد لگاریتمی برای نیاز، β_c انحراف معیار استاندارد لگاریتمی برای ظرفیت و Φ تابع توزیع نرمال استاندارد است.

تقاضای لرزه ای بصورت رابطه (۸) بیان می شود:

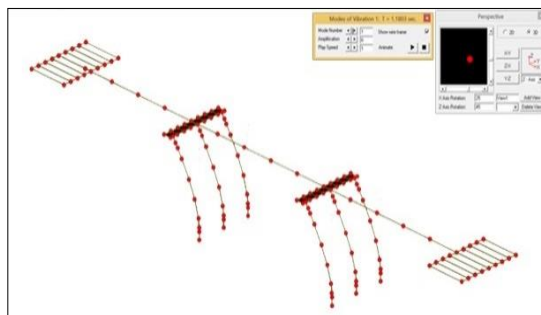
$$\ln(S_d) = a * \ln(x) + b \quad (8)$$

که a و b ضرایب رگرسیون و x پارامتر شدت حرکت زمین (معمولاً PGA) است.

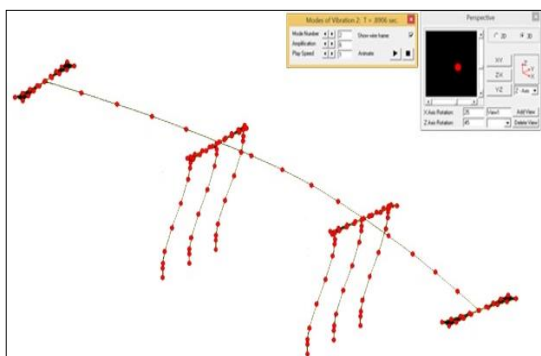
انحراف استاندارد لگاریتمی مرکب $\sqrt{\beta_d^2 + \beta_c^2}$ بعنوان پراکندگی شناخته می شود که از HAZUS 97 گرفته می شود. β_c و S_c بسته به نوع پل متغیر است و در جدول (۳) مشخص شده است.

۸- شکل های مودی

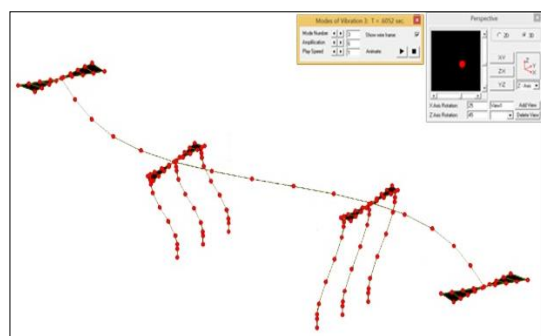
اشکال مودی سه مود اول پل های مورد مطالعه در شکل های (۹) تا (۱۱) قابل مشاهده است. شایان ذکر است که مود غالب (اول) در جهت طولی، مود دوم در جهت عرضی و مود سوم پیچش حول محور قائم می باشد که ترتیب این مودها برای همه ی مدل ها یکسان بوده و فقط دوره تناوب متفاوت است.



شکل ۱۱: تصویر مود اول.



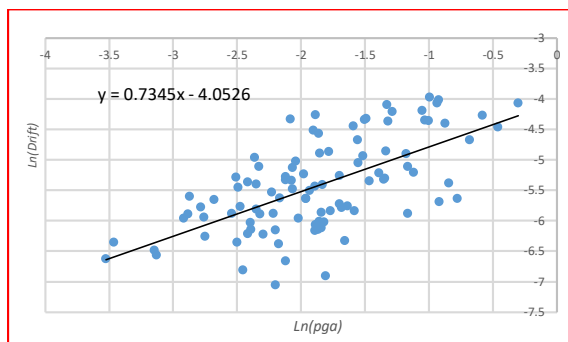
شکل ۱۲: تصویر مود دوم.



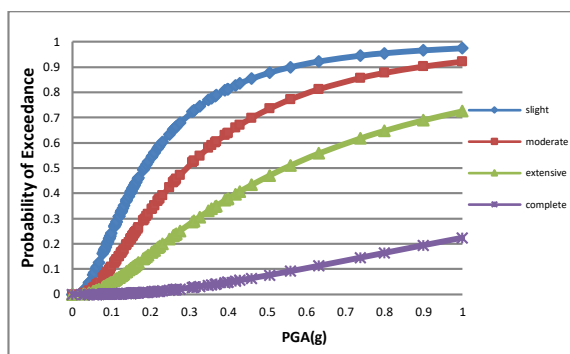
شکل ۱۳: تصویر مود سوم.

۹- نتایج و تحلیل آنها

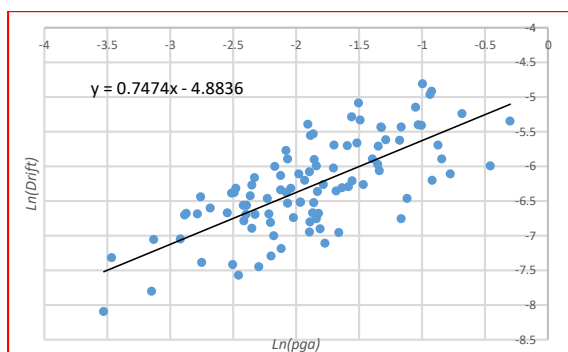
مدل رگرسیون و منحنی شکنندگی مدل های ۱، ۲، ۳ و ۴ که در جدول (۱) معرفی شده اند به ترتیب در شکل های (۱۴) تا (۲۱) نشان داده شده است. در ادامه در شکل های (۲۲) تا (۲۵) منحنی های مقایسه ای ۴ مدل در ۴ حالت شکنندگی خفیف، متوسط، شدید و کامل مورد بررسی قرار گرفته است. همچنین میانه ی شکنندگی که مقدار pga در احتمال ۵۰ درصد می باشد، بعنوان شاخص خوبی برای مقایسه شکنندگی است که در جدول (۴) مشاهده می شود.



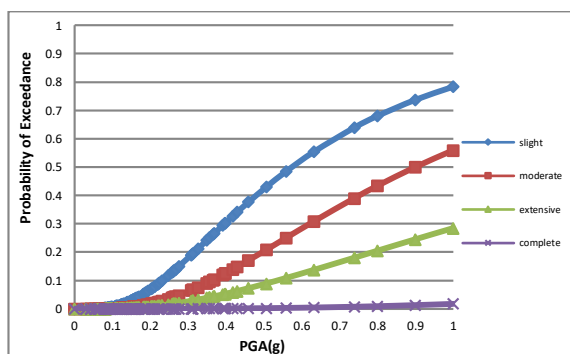
شکل ۱۴: نمودار رگرسیون خطی نتایج تحلیل مدل شماره ۱



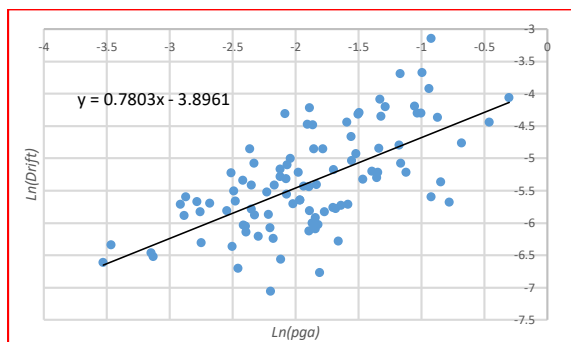
شکل ۱۵: منحنی شکنندگی مدل شماره ۱.



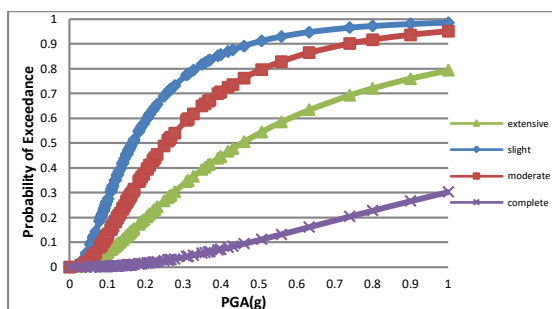
شکل ۱۶: نمودار رگرسیون خطی نتایج تحلیل مدل شماره ۲.



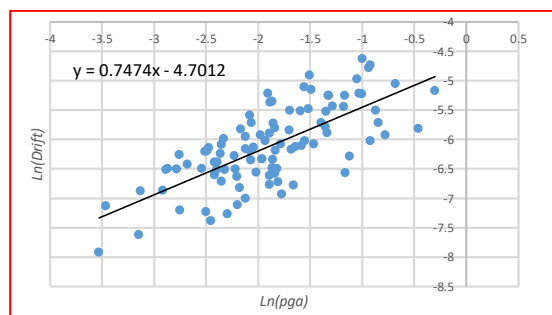
شکل ۱۷: منحنی شکنندگی مدل شماره ۲.



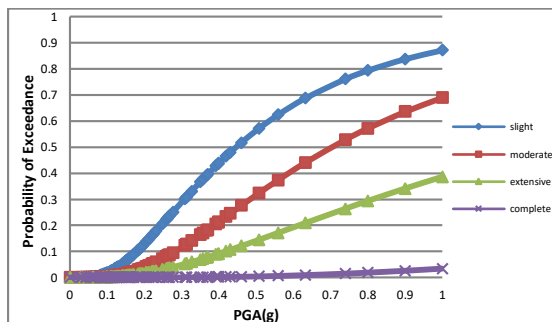
شکل ۱۸: نمودار رگرسیون خطی نتایج تحلیل مدل شماره ۳.



شکل ۱۹: منحنی شکنندگی مدل شماره ۳.



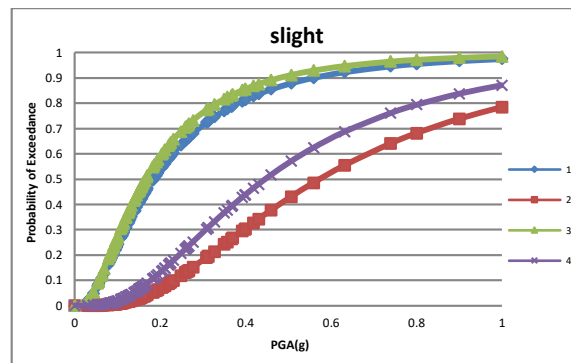
شکل ۲۰: نمودار رگرسیون خطی نتایج تحلیل مدل شماره ۴.



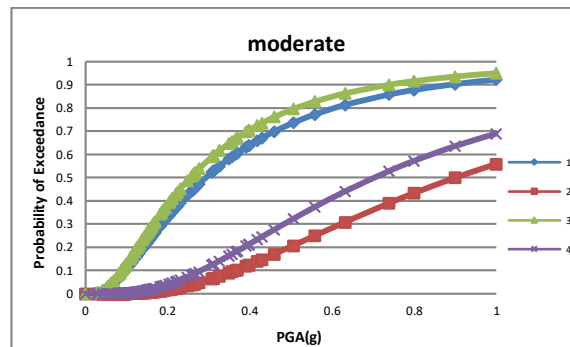
شکل ۲۱: منحنی شکنندگی مدل شماره ۴.

جدول ۴: میانه شکنندگی برای حدود مختلف شکنندگی

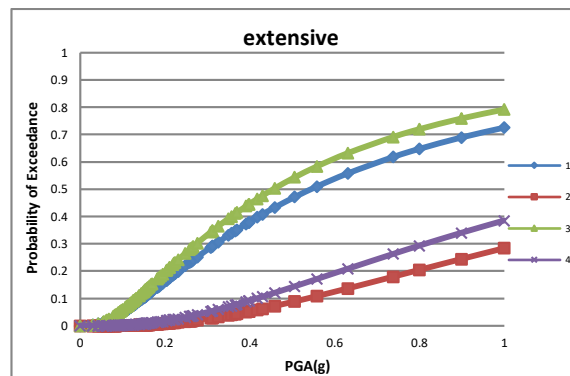
مدل	خفیف		متوسط		شدید		کامل	
	Sc	β_{sd}	Sc	β_{sd}	Sc	β_{sd}	Sc	β_{sd}
۱	۰/۱۸۵	۰/۵۷۸	۰/۲۹۴	۰/۵۷۸	۰/۵۴۵	۰/۵۷۸	۲/۱۵۸	۰/۵۷۸
۲	۰/۵۴۵	۰/۴۶۸	۰/۹۰۱	۰/۴۶۸	۱/۶۵۰	۰/۴۶۸	۶/۴۰۴	۰/۴۶۸
۳	۰/۱۶۶	۰/۵۹۷	۰/۲۵۵	۰/۵۹۷	۰/۴۵۶	۰/۵۹۷	۱/۶۴۷	۰/۵۹۷
۴	۰/۴۴۷	۰/۴۶۵	۰/۷۰۵	۰/۴۶۵	۱/۳۷۹	۰/۴۶۵	۵/۰۱۴	۰/۴۶۵



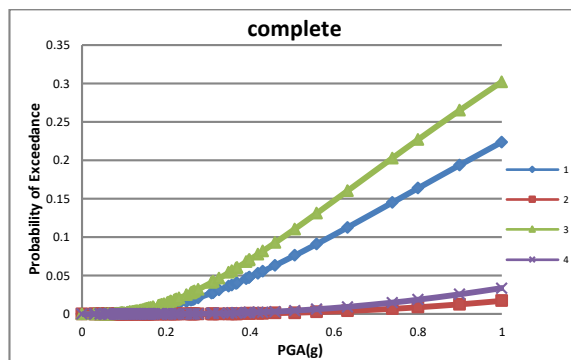
شکل ۲۲: مقایسه حالت آسیب خفیف ۴ مدل.



شکل ۲۳: مقایسه حالت آسیب متوسط ۴ مدل.



شکل ۲۴: مقایسه حالت آسیب شدید ۴ مدل.



شکل ۲۵: مقایسه حالت آسیب کامل ۴ مدل.

۱۰- نتیجه گیری

پل ها به عنوان یکی از اصلی ترین سازه های مهندسی عمران در شریان های حیاتی در هر کشور هستند. زلزله های اتفاق افتاده در دهه های گذشته نشان داده است که پل ها یکی از آسیب پذیرترین المان ها در سیستم حمل و نقل می باشند. خرابی پل ها منجر به قطع ارتباط قسمت قابل توجهی از یک شبکه بزرگراهی شده که علاوه بر خسارات قابل توجه مالی، مانع امکان واکنش اورژانسی و سریع بعد از زلزله می گردد. لذا در این مطالعه شکنندگی سیستم پل و عملکرد آن در زلزله به روش احتمالاتی محاسبه شدند. خلاصه نتایج منحنی شکنندگی بر روی پل بتنی چند دهانه پیوسته با عرشه شاهتیری به شرح زیر است:

با انجام تحلیل تاریخچه زمانی مشاهده شد که با افزایش قطر ستون، دریفت ستون ها در جهت طولی و در جهت عرضی کاهش می یابد و حداکثر جابجایی در جهت طولی بیش از حداکثر جابجایی در جهت عرضی می باشد.

با نگاهی کلی در نتایج مشاهده شد که تغییر قطر ستون های پل چه میزان بر منحنی های شکنندگی تأثیر می گذارند. مقایسه مدل های ۱ و ۲ (مدل های با ستون های ۱ متر و ۱/۵ متری بدون اثر کوله و پی) نشان داد که در حالات خرابی خفیف، متوسط، شدید و کامل با افزایش قطر ستون به میزان ۵۰ درصد (افزایش قطر از ۱ متر به ۱/۵ متر) میانه شکنندگی به ترتیب ۲/۱، ۲/۰۶، ۲/۰۲ و ۱/۹۷ برابر می شود.

مقایسه مدل های ۳ و ۴ (مدل های با ستون های ۱ متر و ۱/۵ متری با اثر کوله و پی) نشان داد که در حالات خرابی خفیف، متوسط، شدید و کامل با افزایش قطر ستون به میزان ۵۰ درصد (افزایش قطر از ۱ متر به ۱/۵ متر) میانه شکنندگی به ترتیب ۱/۷، ۱/۷۶، ۲/۰۳ و ۲/۰۴ برابر می شود.

یکی از ساده سازی های رایج که در مدلسازی استفاده می شوند، حذف اثر کوله و پی و شمع با گیردار کردن پای ستون و پی کوله است. مشاهده می شود که با حذف این اثر میانه شکنندگی افزایش می یابد و در واقع احتمال آسیب پذیری را در نمودارها کاهش می دهد. بطور کلی حذف اثر کوله ها و پی ها در مدل با ستون ۱ متری در حالات خفیف، متوسط، شدید و کامل به ترتیب باعث کاهش میانه شکنندگی به میزان ۱۱/۵، ۱۵، ۱۹/۷ و ۳۱ درصد می شود. همچنین حذف این اثر در مدل با ستون ۱/۵ متری در حالات خفیف، متوسط، شدید و کامل به ترتیب باعث کاهش میانه شکنندگی به میزان ۲۸/۶، ۲۷/۷، ۱۹/۷ و ۲۷/۷ درصد می شود.

مراجع

- [1] DesRoches, R., Comerio, M., Eberhard, M., Mooney, W., and Rix, G. J (2011) "Overview of the 1 Haiti Earthquake " Earthquake Spectra, 27 (S1), S1-S21.
- [2] Anagnos, T ; Rojahn, C and Kiremidjian "A,S ,NCEER-ATC Joint Study on Fragility of Buildings , "National Center for Earthquake Engineering Research (NCEER) 1995.

- [3] Mackie K. and Stojadinovic B. (2001) "Probabilistic Seismic Demand Model for California Bridges", Journal of Bridge Engineering, Vol .6(6) ,pp.468-480.
- [4] Choi E., DesRoches R., Nielson B. (2004) "Seismic fragility of typical bridges in moderate seismic zones ."Engineering Structures, Vol .26 ,pp .187–199.
- [5] Shinozuka, M. "Statistical Analysis Of Bridge Fragility Curve ", proceeding of the workshop on effective Systems for Bridge, New York, NY.1998.
- [6] Nielson, B. (2005). "Analytical Fragility Curves for Highway Bridges in Moderate Seismic Zones," PhD thesis, Georgia Institute of Technology.
- [7] Padgett J.E. "Seismic vulnerability assessment of retrofitted bridges using probabilistic methods." Ph.D. thesis, Georgia Institute of Technology, Atlanta, 2007.
- [8] Nielson B.G. and DesRoches R. "Analytical seismic fragility curves for typical bridges in the Central and Southeastern United States." Journal of Earthquake Spectra, 2007; 23(3), 615-633.
- [9] Wang Q., Ziyang, W., (2012). "Seismic fragility analysis of highway bridges considering multi-dimensional performance limit states." Earthq Eng & Eng Vib (2012) 11: 185-193
- [10] Tavares, D., Padgett, J., (2012). "Fragility curves of typical as-built highway bridges in eastern Canada", Engineering Structures 40 (2012) 107–118
- [11] Mazzoni, S; McKenna, F; Scott, M H; Fenves, G L & ;Jeremic B" ;OpenSees Command Language Manual 2007 .
- [12] Mander J. B., Priestley M. J. N., Park R. (1988) "Observed Stress-Strain Behavior of Confined Concrete ,"Journal of Structural Engineering, Vol .114(8) ,pp .1827–1849. "
- [13] حسین پهلوان، "ارزیابی آسیب پذیری احتمالاتی . مقاوم سازی پل های بتن آرمه با نرم افزار OpenSEES"، انتشارات آزاده، چاپ اول، زمستان ۱۳۹۴.
- [14] http://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Reinforcing_Steel_Material .
- [15] Aviram A., Mackie K. and Stojadinovic B. (2008) "Guidelines for Nonlinear Analysis of Bridge Structures in California", Technical Report, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California ,Berkeley.
- [16] Shamsabadi, A & ,Yan, L. (2008). Closed-form force-displacement backbone curves for bridge abutment-backfill systems. In Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics IV pp. 1-10 .
- [17] Megally, S. H., Silva, P. F & ,Seible, F. (2002). SEISMIC RESPONSE OF SACRIFICIAL SHEAR KEYS IN BRIDGE ABUTMENTS (No. SSRP-2001/23 ." (
- [18] Ramanathan, K. N. (2012). Next generation seismic fragility curves for California bridges incorporating the evolution in seismic design philosophy. PhD thesis, Georgia Institute of Technology, Atlanta ."
- [19] http://peer.berkeley.edu/pacific_earthquake_engineering_research_center ."
- [20] FEMA P695 (2009). Quantification of building seismic performance factors ",Rep. FEMA P695, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C ."
- [21] Maleki S. Bisadi V . (2006) "Orthogonal Effects in Seismic Analysis of Skewed Bridges", ASCE Journal of Bridge Engineering, Vol .11 ,No .1 ,pp .122 –130 .
- [22] Shinozuka M., Feng Maria Q., Kim H. K., and Kim S. H .(2000) " Nonlinear Static Procedure for Fragility Curve Development", Journal of Engineering Mechanics, Vol .126(12) ,pp .1287–1296 .
- [23] Abbasi, M., Zakeri, B & ,Amiri, G. G. (2015). Probabilistic seismic assessment of multiframe concrete box-girder bridges with unequal-height piers. Journal of Performance of Constructed Facilities, 30(2), 04015016 .
- [24] Jeon, J. S., Shafieezadeh, A., Lee, D. H., Choi, E & ,DesRoches, R. (2015). Damage assessment of older highway bridges subjected to three-dimensional ground motions: characterization of shear–axial force interaction on seismic fragilities. Engineering Structures, 87, 47-57.

- [25] Jeon, J. S., DesRoches, R., Kim, T & Choi, E. (2016). Geometric parameters affecting seismic fragilities of curved multi-frame concrete box-girder bridges with integral abutments. *Engineering Structures*, 122, 121-143.
- [26] Siqueira, G. H., Sanda, A. S., Paultre, P & Padgett, J. E. (2014). Fragility curves for isolated bridges in eastern Canada using experimental results. *Engineering Structures*, 74, 311-324 .
- [27] Ramanathan, K., DesRoches, R & Padgett, J. E. (2012). 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 .