



Seismic Assessment of Three Generations of Isfahan Bridges Using Fragility Curves

S. Pourebrahim Abadi, B. Talaeitaba*

Department of Mechanical, Civil and Architectural Engineering, Khomeinishahr Branch, Islamic Azad University

ABSTRACT: Highway Bridges are a major part of the transportation network and an important part of a country's national economy. Despite numerous studies on their seismicity and fragility, very little research has comprehensively addressed all of their dimensions. In this regard, the purpose of this study is to consider the unique details of the design period of these bridges in Isfahan City. To do so, the bridges of the last 50 years in Isfahan were examined through fragility curves. Considering uncertainties and changes in loading in this study is one of the most important surveys conducted through the non-linear history-time analysis method. The 1971 San Fernando and 1989 Loma Prieta earthquakes revolutionized the philosophy of bridge design. Therefore, the study of the three bridges that were designed and built in the three periods before the San Fernando earthquake, after that and after the Loma Prieta earthquake has been done. The results of this study showed that due to the significant improvements in different seismic codes, the possibility of damage to bridges at different times, under the influence of different earthquake intensities is likely. Also, according to the results of this study, column failure is not the sole criterion of bridge failure and the involvement of different components of a bridge in the probabilistic seismic evaluation of that bridge will lead to greater fragility. Therefore, in order to evaluate the probabilistic seismicity properly, in addition to the column, the involvement of all bridge members must be considered.

Review History:

Received: Aug. 12, 2020

Revised: Sep. 29, 2020

Accepted: Dec. 24, 2020

Available Online: Jan. 07, 2021

Keywords:

Highway Bridge

earthquake

fragility curves

seismic assessment

Isfahan

1- Introduction

Highway bridges form a significant part of a country's national economy and serve as a basis for infrastructure development. Earthquake damage in recent years has exposed the bridges as one of the most vulnerable components of the transportation system [1, 2]. To reduce potential economic losses and casualties during a seismic event, it is important for stakeholders to evaluate the performance of existing bridges and strengthen important components. The approach of this study is the performance-based assessment of possible seismic risk, which has been done in order to help the decision-making process and risk reduction of the bridges in Isfahan. This method has been used with the aim of better understanding the risk of unsafe structures, using this knowledge in designing structures to increase the level of safety and reduce economic losses or minimize damage in a seismic event. The main focus of this study is on criteria such as damage probability functions or fragility curves to describe the performance and vulnerability of highway bridges under possible earthquakes.

Accordingly, the purpose of this study is to investigate the bridges of Isfahan city based on structure type and in three time periods before 1350, the period between 1350 to 1374

and after 1374. This paper also presents a fragility method that can predict information about the possible performance of bridges during an earthquake. Considering the similarity of these bridges in terms of the type of construction and climatic conditions, the significant evolution of regulations (such as AASHTO and CALTRANS), and the effects of important seismic events on different seismic regulations [3, 4], this study will examine the method of seismic design of bridges in different time periods.

2- Methodology

In the present study, three bridge samples are modeled in CSI BRIDGE software, the results of their dynamic analysis are used as the seismic demand of members (the main input parameter in the formation of the fragility curve). In this study, all bridges are of high importance and regular, which were modeled by considering the position of the bridge in terms of soil and according to AASHTO 2012 [5]. In order to refine the modeling, the deck supports of the bridges were also modeled and their responses were taken into account in the preparation of seismic fragility curves. In this research, the design of the cushions is based on the ASHTO standard and of Ramanatan (2012).

*Corresponding author's email: talaeitaba@iaukhsh.ac.ir



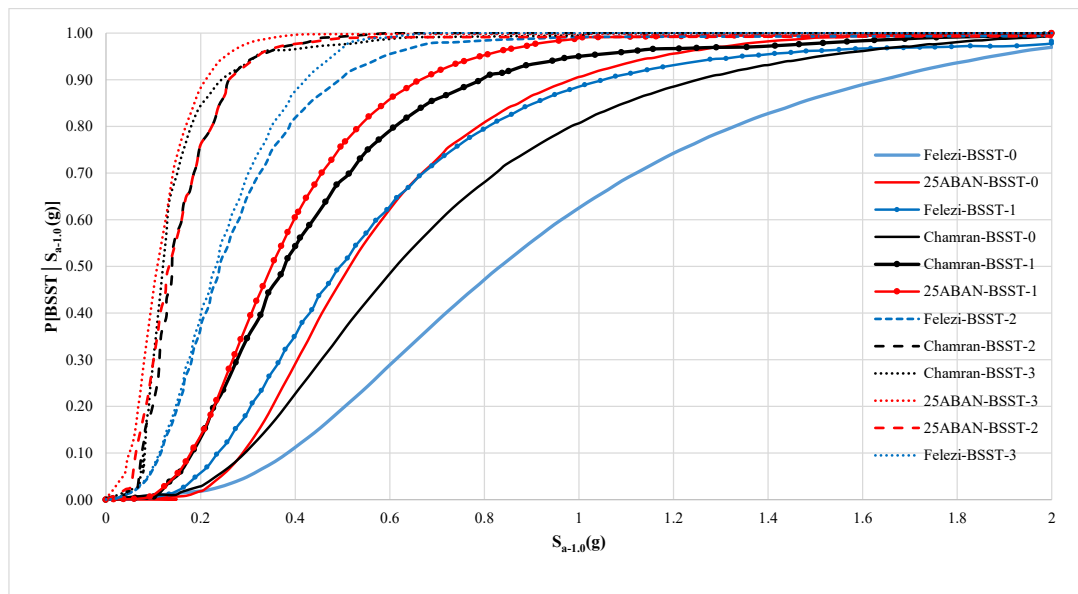


Fig. 1. Fragility curves for the evaluated bridges in three periods and at different levels of damage

Bridge design codes have evolved in response to the weaknesses of earthquakes in recent decades [6, 7] due to considering a greater number of uncertainties in seismic design and assessment. In this study, the uncertainty of various parameters such as elastomeric bearings, concrete and steel characteristics, the seam between deck and backpack, effective hardness of abutment pile, the rigidity of transition and rotational springs of columns foundation, soil resistance of behind abutment, bridge weight, and bridge damping were considered.

3- Results and Discussion

By comparing the fragility curves of the bridges of three different periods with different levels of damage in Figure 1, comparing their vulnerability with respect to each other is possible. As a result, during an earthquake, the least amount of damage to new bridges equals a lot of damage to old bridges, which leads to the loss of efficiency of old bridges and their unusability.

4- Conclusion

This study presents an approach for the development of fragility curves at the regional level for different bridges using the analytical method in which different bridges in three generations with different characteristics are investigated and the results show that:

1) At low and medium damage levels, the synergy of the bridge components makes the probability of damage more critical.

2) Due to the significant changes of new loads in Chamran Bridge, the amount of damage level of the abutment and column as the main members of the structure in extensive and complete damage levels for 2g acceleration, equal to 0.89,

0.69 for the abutment, and 0.96, 0.94 for the column. This is while for the Felezi bridge, it is 0.52, 0.24 in the abutment and 0.94, 0.91 in the column, respectively.

3) The fragility of other components may also indirectly affect other members, either positively or negatively. Therefore, Column failure is not the only criterion for bridge disconnection, and the participation of different components of a bridge in assessing the probable seismicity of that bridge will lead to greater fragility.

4) Considering the characteristics of this type of variability and its combination in fragility formulations makes the resulting fragility models generalizable for other bridges and leads to developing methods in order to improve the transport system infrastructure at the regional level and based on their performance.

References

- [1] C.A. Cornell, F. Jalayer, R.O. Hamburger, D.A. Foutch, Probabilistic basis for 2000 SAC federal emergency management agency steel moment frame guidelines, *Journal of Structural Engineering*. 128 (2002) 526–533.
- [2] K. Mackie, B. Stojadinović, Probabilistic seismic demand model for California highway bridges, *Journal of Bridge Engineering*. 6 (2001) 468–481.
- [3] L. Duan, F. Li, SEISMIC DESIGN PHILOSOPHIES AND PERFORMANCE-BASED DESIGN CRITERIA. IN: BRIDGE ENGINEERING: SEISMIC DESIGN, (2003).
- [4] M. Yashinsky, M.J. Karshenas, Fundamentals of seismic protection for bridges, National Information Centre of Earthquake Engineering, 2003.
- [5] AASHTO, HIGHWAY SUBCOMMITTEE ON BRIDGES AND STRUCTURES, 6th ed., American Association of State Highway and Transportation

Officials, Washington, DC, 2012.
[6] S. Caltrans, Seismic design criteria version 1.6, Office of Structures Design. (2013).

[7] ATC, Improved seismic design criteria for California bridges: Provisional recommendations, ATC-32. (1996).

HOW TO CITE THIS ARTICLE

S. Pourebrahim Abadi, B. Talaeitaba , Seismic Assessment of Three Generations of Isfahan Bridges Using Fragility Curves, Amirkabir J. Civil Eng., 53(12) (2022) 1163-1166.

DOI: [10.22060/ceej.2021.18847.6980](https://doi.org/10.22060/ceej.2021.18847.6980)





ارزیابی لرزه ای سه نسل از پل‌های شهر اصفهان با استفاده از منحنی‌های شکنندگی

سعید پورابراهیم آبادی، سید بهزاد طلایی طبا*

دانشکده مهندسی مکانیک، عمران و معماری، واحد خمینی شهر، دانشگاه آزاد اسلامی.

تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۳۹۹/۰۵/۲۲
بازنگری: ۱۳۹۹/۰۷/۲۸
پذیرش: ۱۳۹۹/۱۰/۰۴
ارائه آنلاین: ۱۳۹۹/۱۰/۱۸

کلمات کلیدی:

پل بزرگراه
زمین لرزه
منحنی شکنندگی
ارزیابی لرزه ای
اصفهان

خلاصه: پل‌های بزرگراهی بخش عمده‌ای از شبکه حمل و نقل را به خود اختصاص داده و بخش قابل توجهی از اقتصاد ملی یک کشور را تشکیل می‌دهند. علی‌رغم وجود مطالعات متعدد در خصوص بررسی لرزه‌ای و شکنندگی آن‌ها، تحقیقات بسیار اندکی به صورت جامع به همه ابعاد آن‌ها پرداخته‌اند. در این راستا، هدف این مطالعه در نظر گرفتن جزئیات منحصر به فرد دوره طراحی این پل‌ها در شهر اصفهان می‌باشد. بدین منظور پل‌های ۵۰ سال گذشته شهر اصفهان از طریق منحنی‌های شکنندگی مورد بررسی قرار گرفت. در نظر گرفتن عدم قطعیت‌ها و تحولات در بارگذاری از مهم‌ترین بررسی‌های صورت گرفته از طریق روش تحلیل غیرخطی تاریخچه زمانی در این پژوهش می‌باشد. زلزله‌های ۱۹۷۱ سان فرناندو و ۱۹۸۹ لوما پریتا تحولات اساسی در فلسفه طراحی پل‌ها ایجاد نمودند. بنابراین بررسی سه پل مورد مطالعه که در سه دوره قبل از زلزله سان فرناندو، بعد از آن و بعد از زلزله لوماپریتا طراحی و ساخته شده‌اند صورت گرفته است. نتایج این مطالعه نشان داد که با توجه به پیشرفت‌های چشم‌گیر در آیین‌نامه‌های مختلف لرزه‌ای، احتمال خرابی پل‌ها در دوره‌های مختلف، تحت تاثیر شدت‌های مختلف زلزله محتمل است. همچنین بر اساس نتایج این پژوهش، شکست ستون به عنوان تنها معیار گسیختگی پل نمی‌باشد و مشارکت مؤلفه‌های مختلف یک پل در ارزیابی لرزه‌ای احتمالاتی آن پل منجر به شکنندگی بیشتر خواهد شد. بنابراین به منظور ارزیابی لرزه‌ای احتمالاتی صحیح، علاوه بر ستون، مشارکت تمام اعضای پل باید لحاظ گردد.

آسیب‌پذیری لرزه‌ای پل‌های موجود در واقع یک نوع پیش‌بینی خسارت دیدگی آن‌ها در مقابل زلزله‌های احتمالی [۳] و راهی برای روش‌های مناسب برای تعمیر، نگهداری، مقاوم‌سازی و ارزیابی چرخه حیات پل‌ها می‌باشد [۵ و ۴]. تنوع در طراحی پل و شیوه‌های ساخت و ساز در سراسر جهان اجازه نمی‌دهد یک روش واحد برای ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای پل‌های بزرگراه مورد استفاده قرار گیرد. عدم قطعیت ناشی از بشمار اجزای سازنده پل، ویژگی‌های مواد و لرزه خیزی منطقه به همراه نیاز به پیش‌بینی بهتر عملکرد لرزه‌ای پل‌ها منجر به توسعه روش‌های مختلف ارزیابی آسیب‌پذیری برای پل‌های بزرگراهی شده است [۶-۸]. اگرچه هر یک از این روش‌ها از یک چارچوب ریاضی خاص برای ارزیابی آسیب‌پذیری پل‌ها استفاده می‌نماید، اما هدف کلی ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای پل‌های بزرگراهی، اطمینان از ایمنی و امنیت زیرساخت‌های پل و مدیریت آن در برابر بارهای لرزه‌ای است [۸].

۱- مقدمه

پل‌های بزرگراهی بخش قابل توجهی از اقتصاد ملی یک کشور را تشکیل می‌دهند و به عنوان پایه‌ای برای توسعه زیرساخت می‌باشند. خسارات ناشی از زلزله در سال‌های اخیر، پل‌ها را به عنوان یکی از مستعدترین مؤلفه‌های سیستم حمل و نقل در معرض دید قرار داده است [۲ و ۱]. چرا که تخریب یا ضعف در سازه پل‌ها در هنگام وقوع زلزله (به عنوان مثال خسارت شدید یا فروپاشی در طول زلزله ۱۹۹۴ نورتریج^۱، زلزله ۱۹۹۵ کوبه^۲ و زلزله ۲۰۱۰ کانتبری^۳) می‌تواند تأسیسات حمل و نقل مداوم، مسیرهای اضطراری و تخلیه را به شدت مختل کند. برای کاهش خسارات احتمالی اقتصادی و کاهش تلفات انسانی در طی یک رویداد لرزه‌ای، ارزیابی عملکرد پل‌های موجود و تقویت مؤلفه‌های مهم برای ذی‌نفعان بسیار مهم است. ارزیابی

- 1 Northridge
- 2 Kobe
- 3 Canterbury

* نویسنده عهده‌دار مکاتبات: talaeetaba@iaukhsh.ac.ir

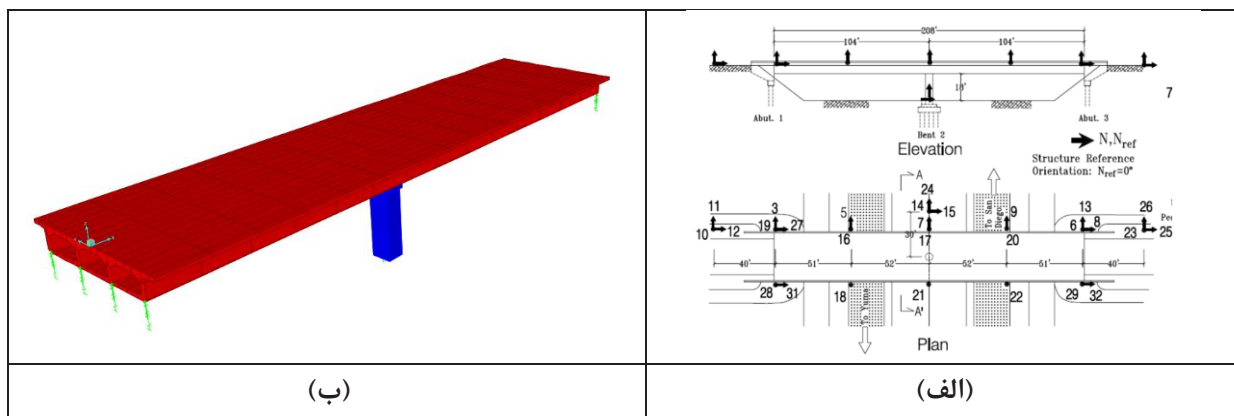


اخیراً منحنی‌های شکنندگی به عنوان ابزار مهم پشتیبانی تصمیم‌گیری برای شناسایی خطر و پیامدهای لرزه‌ای احتمالی در حین وقوع زلزله پدید آمده‌اند [۶ و ۷ و ۹] علاقه زیادی در بین محققان به موضوع ارزیابی شکنندگی لرزه‌ای پل‌های بزرگراه وجود دارد که از تعداد روز افزون مقالات منتشر شده مشهود است. تکنیک‌های پیشرفته محاسباتی و منابع موجود منجر به توسعه روش‌های مختلف برای ارزیابی شکنندگی شده است [۹] همچنین آیین‌نامه‌های بهسازی لرزه‌ای معتبر دنیا رفته رفته از این منحنی‌ها برای کنترل‌های عملکردی پل استفاده می‌نمایند [۱۰]. منحنی‌های شکنندگی، احتمال‌های شرطی هستند که به کمک آن‌ها عملکرد لرزه‌ای مورد انتظار پل به صورت تابعی از پارامترهای حرکت زمین بیان می‌گردد [۱۱]. این منحنی‌ها احتمال رسیدن یا تجاوز از یک حد مشخص آسیب را به ازای مقادیر شدت زمین لرزه‌های متفاوت مشخص می‌نمایند، به همین منظور می‌توانند اطلاعاتی در مورد عملکرد زیرساخت‌ها و تعیین عملکرد مورد انتظار آن در هنگام وقوع زلزله احتمالی ارائه دهند و به عنوان یک کمک و پیش‌بینی آینده‌نگرانه در تصمیم‌گیری‌ها مؤثر باشند [۱۲ و ۱۳].

پس از زلزله نورث‌ریج در سال ۱۹۹۴ و زلزله کوبه در سال ۱۹۹۵، منحنی‌های شکنندگی تجربی به عنوان نتیجه حاصل شده از اطلاعات خسارات پل‌ها مورد استفاده قرار گرفتند که به دلیل عدم وجود قطعیت‌های مختلف قابل استفاده نبودند. در این راستا، مندر در سال ۱۹۹۹، بر روی شکنندگی لرزه‌ای پل‌های بزرگراهی در ایالات متحده، مطالعاتی انجام داد و روش‌های مختلف ساخت منحنی‌های شکنندگی را مطرح کرد و توانست با ارائه روشی قابلیت اطمینان منحنی‌های شکنندگی را بهبود ببخشد [۱۲]. در ادامه، این رویکرد توسط هووانگ و همکاران در سال ۲۰۰۰ برای یک پل چهار دهانه مورد استفاده قرار گرفت. آن‌ها تغییر شکل‌های ستون تحت بار زلزله در جهت‌های طولی و عرضی را مورد بررسی قرار دادند. پس از آن نیز محققان مختلف با رویکردی مشابه به ارائه منحنی شکنندگی پرداختند. لی و همکاران در سال ۲۰۰۷، منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای پل‌ها را برای پل‌های بزرگراهی در کشور کره محاسبه کردند.

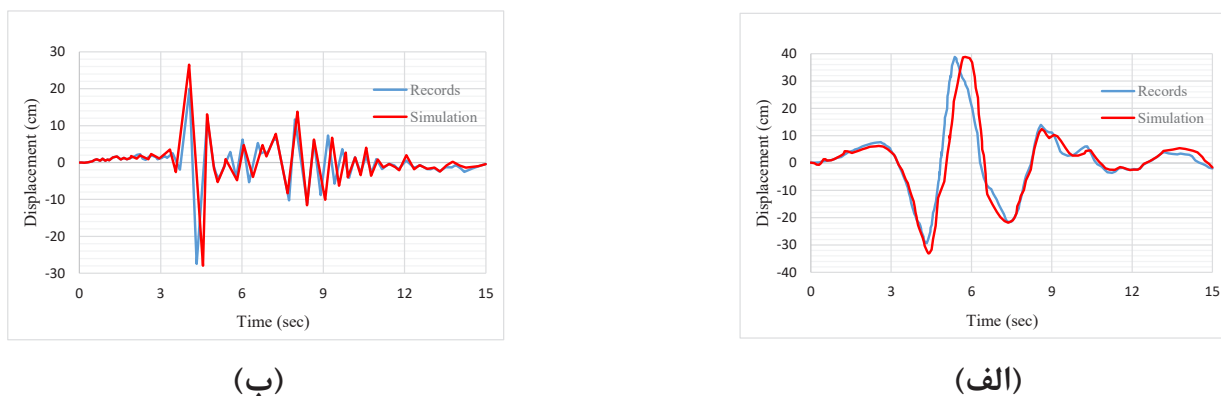
این مطالعه نشان داد که سطوح مختلف خرابی در پل فقط به بزرگای زلزله و فاصله از کانون وابسته نبوده، بلکه تابعی از مشخصات سازه‌ای پل و نوع خاک نیز هستند [۱۳]. همچنین رایب و همکاران در سال ۲۰۱۱ در مطالعه خود، آسیب‌پذیری پل‌های مناطق مرکزی و جنوب شرقی ایالات متحده آمریکا را به همراه شیوه‌های مقاوم‌سازی پل بررسی نمودند [۱۴]. در سال ۲۰۱۶، گوش و سود، در مقاله خود روشی را برای توسعه منحنی‌های

آسیب‌پذیری لرزه‌ای به منظور مقاوم‌سازی پل‌های بزرگراهی و در حال زوال مصالح به منظور بهبود کیفیت و افزایش عمر آن‌ها، با در نظر گرفتن حفره‌های ناشی از خوردگی ناشی از تماس با کلراید در ستون‌های بتن مسلح ارائه کردند. در این مطالعه از مدل غیرخطی المان محدود سه بعدی با در نظر گرفتن عدم قطعیت برای مدل‌سازی پل‌ها استفاده شده است. نتایج مطالعه آنان نشان داد که روش پیشنهادی آن‌ها، برتری‌های قابل توجهی در مقایسه با روش‌های قدیمی استفاده شده در این زمینه برای ارزیابی آسیب‌پذیری پل‌ها دارد [۱۵]. همچنین کیم و کویروز در یک مطالعه بسیار جامع در سال ۲۰۱۷، عملکرد بیش از یک میلیون پل ساخته شده در ایالات متحده را با استفاده از تحلیل داده‌های آماری وسیع مورد ارزیابی قرار دادند. این ارزیابی مطابق با آیین‌نامه AASHTO مبتنی بر روش LFRD، پل‌ها را در چهار طبقه تقسیم‌بندی نموده است. طبقه‌بندی صورت گرفته در این پژوهش بر اساس ویژگی‌های مکانی و ساختاری اجزای پل‌ها به وسیله روش‌های آمار و احتمال همراه با در نظر گرفتن ویژگی‌های ترافیکی و محیط زیستی بوده است [۱۰]. با تحول در استانداردهای طراحی پل در طول زمان، پل‌ها طیف گسترده‌ای از تفاوت در ویژگی‌های طراحی خود از جمله تکامل فلسفه طراحی ستون‌ها، کوله‌ها، اتصال عرشه و ... پیدا کردند [۷]. رویکرد این مطالعه ارزیابی ریسک لرزه‌ای احتمالی، مبتنی بر عملکرد می باشد که به منظور تصمیم‌گیری و کاهش ریسک در پل‌های شهر اصفهان انجام شده است. این روش با هدف درک بهتر خطر سازه‌های نایمن و استفاده از این دانش در طراحی ساختارها به منظور افزایش سطح ایمنی، کاهش تلفات اقتصادی و یا به حداقل رساندن خرابی‌ها در یک رویداد لرزه‌ای استفاده شده است. تمرکز اصلی در این پژوهش بر روی معیارهایی مانند توابع احتمال آسیب یا منحنی شکنندگی برای توصیف عملکرد و آسیب‌پذیری پل‌های بزرگراه تحت زلزله‌های احتمالی می باشد. بر همین اساس هدف از مطالعه حاضر بررسی پل‌های شهر اصفهان بر اساس نوع سازه و در سه دوره زمانی پیش از سال ۱۳۵۰، حد فاصل سال‌های ۱۳۵۰ تا ۱۳۷۴ و بعد از سال ۱۳۷۴ می‌باشد. همچنین این مقاله یک روش شکنندگی را ارائه می‌دهد که می‌تواند اطلاعات مربوط به عملکرد احتمالی پل‌ها را در طی زلزله پیش‌بینی نماید. این پژوهش با توجه به تشابه این پل‌ها از نظر نوع ساخت و شرایط آب و هوایی و همچنین تکامل چشم‌گیر آیین‌نامه‌ها (مانند AASHTO و CALTRANS) و تأثیرات وقایع مهم لرزه‌ای بر آیین‌نامه‌های لرزه‌ای مختلف [۱۷ و ۱۶]، به بررسی روش طرح لرزه‌ای پل‌ها در دوره‌های زمانی مختلف خواهد پرداخت.



شکل ۱. الف) تصویر شماتیک از پل ملولند [۲۰] ب) نمایی از مدل ساخته شده در نرم افزار CSI Bridge

Fig. 1. Schematic image of Meloland Bridge B) A view of the model in CSI Bridge software



شکل ۲. مقایسه پاسخ‌های واقعی و نتایج حاصل از مدل‌سازی پل ملولند در جهت عرضی الف) کوله و ب) بالای ستون

Fig. 2. Comparison of real responses and results of modeling of Melland bridge in the transverse direction a) abutment b) above the column

۲- مدل‌سازی تحلیلی

۲-۱- اعتبارسنجی روش مدل‌سازی

۶/۳ متری قرار گرفته است. پل ملولند در سال ۱۹۷۸ به ۲۶ شتاب‌نگاشت مجهز گردید و زلزله امپریال ولی (۱۹۷۹) قوی‌ترین زلزله ای است که این پل با حداکثر شتاب $g/0.32$ و $g/0.30$ در سه جهت طولی، عرضی و عمودی تجربه کرده است [۲۰].

به منظور تعیین میزان دقت و صحت مدل ساخته شده، پاسخ‌های واقعی این پل در زلزله امپریال ولی (۱۹۷۹) (که توسط ۲۶ سنسور ثبت شده است)، با پاسخ‌های به دست آمده از تحلیل غیرخطی همان پل تحت همان رکورد زلزله مقایسه شد.

همان طور که در شکل ۲ مشخص است، مقایسه پاسخ واقعی و تحلیلی در پل ملولند نشان دهنده دقت خوب در مدل‌های تحلیلی انتخاب شده است. ضمناً این ارزیابی نشان می‌دهد که این مدل‌سازی، می‌تواند در طیف وسیعی از پلها با رفتارهای دینامیکی متفاوت با دقت قابل قبول مورد استفاده قرار گیرد.

مدل‌سازی صورت گرفته در این پژوهش، بر اساس مدل‌های تحلیلی ارائه شده توسط نیلسون [۸]، پدجت [۱۸]، مگالی و همکاران [۱۹] انجام شده است. با توجه به پیچیدگی‌های مختلف پل‌ها و رفتار منحصر به فرد هر یک لازم است تا نتایج حاصل از روش‌های مدل‌سازی به کار گرفته شده با پاسخ‌های یک پل دیگر صحت سنجی گردد. در این راستا اعتبارسنجی در این مطالعه، با پاسخ‌های ثبت شده از پل ملولند^۱ در کالیفرنیا انجام شده است. این پل که در شکل ۱ نمایش داده شده است، یک پل بتنی با عرشه جعبه‌ای دو دهانه می‌باشد که در سال ۱۹۷۱ ساخته شده است. دو دهانه این پل یکسان و به طول $31/2$ متر و عرض $10/2$ متر بوده که بر روی یک پایه

۲-۲-۲- پل های مورد مطالعه

۲-۲-۱- پل فلزی

پل فلزی در سال ۱۳۳۸ هجری شمسی افتتاح گردید. این پل جزو اولین نسل از پل های نوین در شهر اصفهان می باشد که بر روی رودخانه زاینده رود ساخته شده است. در سال ۱۳۹۵ طرح تعریض این پل به علت افزایش بار ترافیکی خیابان های منتهی به این پل اجرا گردید. همان طور که در شکل ۳ مشاهده می شود، این پل به طول ۱۳۳ متر، دارای پنج دهانه با عرشه ای به صورت دال بتنی و شاه تیرهای فلزی می باشد که بر روی چهار پایه بتنی در وسط و دو کوله در طرفین اجرا گردیده است. گفتنی است عرض اولیه این پل ۱۶/۸ متر بوده است که در طرح تعریض آن دو پل به عرض ۹/۶ متر به آن اضافه گردیده است.

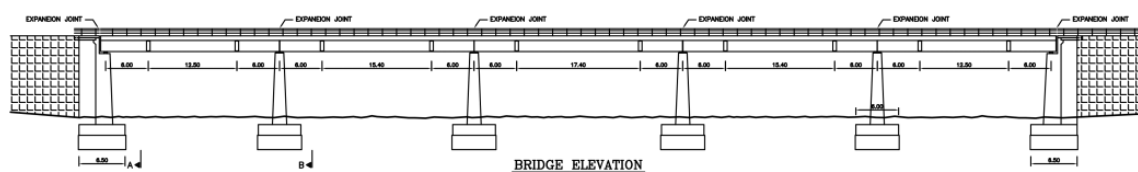
با توجه به دوره طراحی لرزه ای پل فلزی، این پل با این فلسفه که نیروهای لرزه ای متناسب با وزن مرده سازه می باشد، طراحی گردیده است. پل های این دوره، برای یک نیروی لرزه ای جانبی برابر با ۰.۶٪ از وزن مرده سازه پل طراحی شده اند و مفهوم شکل پذیری در آن دوره وجود نداشته و جزئیات تقویت برای دستیابی به شکل پذیری مطابق با استانداردهای فعلی بسیار ضعیف بوده است [۱۶].

۲-۲-۲- پل چمران

پل چمران در محور مواصلاتی رینگ دوم شهر اصفهان بوده و خیابان کاوه را قطع می کند. این پل در شمال اصفهان و در مسیر غرب به شرق قرار دارد و همان طور که شکل ۴ نشان می دهد، یک پل چند دهانه با دهانه های پیوسته است. طول کل پل ۱۷۱ متر با ۱۹ دهانه می باشد که ارتفاع بلندترین ستون آن ۱۷ متر و عرشه آن از نوع دال تخت با تیر I شکل است. با وقوع زلزله ۱۹۸۹ لوما پریتا^۵، ۱۹۹۴ نورتریج^۶ و ۱۹۹۵ کوبه^۷ و مشاهده آسیب های سازه ای گسترده در پل ها، کلترنس^۸ از ATC^۹ خواست تا ضوابط جدیدی برای آیین نامه آمریکا تدوین گردد [۲۵ و ۲۱]. تأکید اساسی آیین نامه های جدید بر روی روش های طراحی مبتنی بر تغییر شکل یا ظرفیت بوده، به طوری که متضمن یک مود گسیختگی شکل پذیر در ستون ها باشد، در حالی که باقی اعضای پل تحت زلزله، الاستیک باقی بماند [۲۲]. که این موضوع بعد از ساخت این پل اجرایی گردید که از مهمترین مشکلات پل های هم نسل پل چمران می باشد. گفتنی است که کلترنس در فاز دوم برنامه مقاوم سازی لرزه ای پل های آمریکا، برنامه ای برای تقویت ستون های فاقد شکل پذیری اجرا نموده و به منظور جلوگیری از فرو افتادگی عرشه از ابزارهای افزایش دهنده عرض نشیمن استفاده کرده است [۲۳] این در حالی است که پل چمران تحت هیچ گونه مقاوم سازی و تقویت قرار نگرفته است.



(الف)



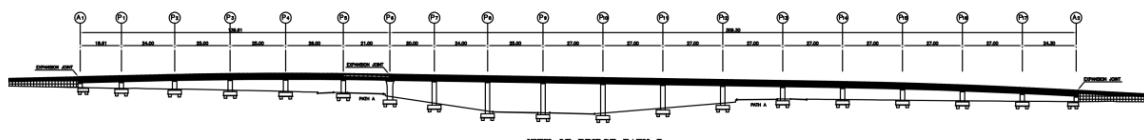
(ب)

شکل ۳. الف) پل فلزی اصفهان به همراه قسمت تعریض شده ب) نمای طولی پل فلزی

Fig. 3. A) view of the Felezi bridge with the widened part B) Longitudinal view of the Felezi bridge



(الف)



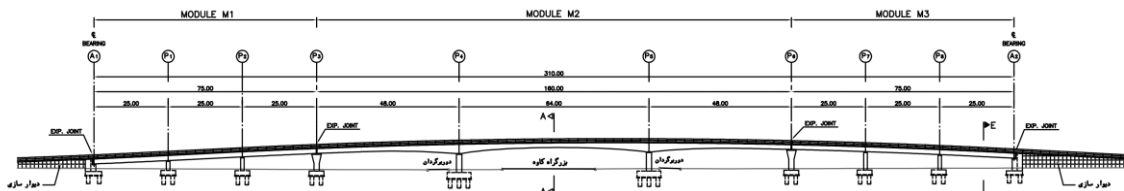
(ب)

شکل ۴. الف) تصویری از عرشه و ستون های پل چمران ب) نمای طولی پل چمران

Fig. 4. A) view of the deck and columns of Chamran Bridge B) Longitudinal view of Chamran Bridge



(الف)



(ب)

شکل ۵. الف) تصویری از پل ۲۵ آبان ب) نمای طولی پل ۲۵ آبان

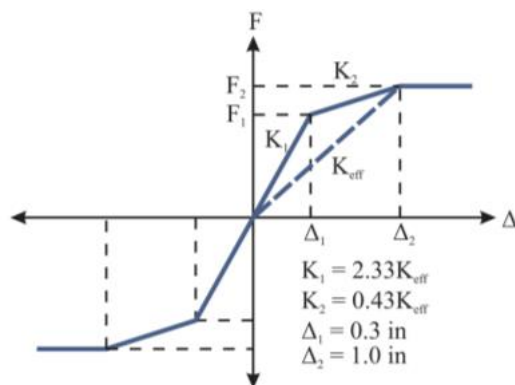
Fig. 5. A) view of 25 Aban Bridge B) Longitudinal view of 25 Aban Bridge

۲-۲-۳- پل ۲۵ آبان

تنبیده می باشد، از دهانه های (۴۸+۶۴+۴۸) به طول کلی ۱۶۰ متر ادامه یافته است.

گفتنی است شهر اصفهان دارای ۱۲۶ پل بوده که ۹۸ درصد آنها بتنی می باشند و این مطالعه به بررسی و شناسایی ویژگی های منحصر به فرد یک پل از هر دوره طراحی که توسط رماناتان پیشنهاد شده است [۷] می پردازد که توسط زلزله های ۱۹۷۱ سان فرناندو و ۱۹۸۹ لومه پریتا جدا شده اند.

پل ۲۵ آبان یکی از پروژه های مهم شهر اصفهان است که به منظور کاهش حجم ترافیک در دستور کار قرار گرفت. این پل که تصویر آن در شکل ۵ آمده است، به عرض ۱۷/۱۰ متر و در ارتفاع ۹ متر شرقی و غربی به طول حدود ۵۷۲ متر، در ۹ دهانه و ۳ مدول اجرا گردیده است. مدول ۱ و ۳ به صورت دال بتنی مجوف هستند که هر کدام از سه دهانه ۲۵ متری به طول ۷۵ متر تشکیل شده و مدول ۲ که به صورت صندوقه بتنی پیش



شکل ۶. مدل تحلیلی پیشنهادی شمع‌ها [۲۵]

Fig. 6. Proposed analytical model of piles

جدول ۱. مقادیر ثابت‌های نیرو-تغییر شکل در رابطه (۱) [۲۶]

Table 1. Constant values of force-deformation in equation (1)

n	c	B (KN/cm/m)	A (KN/cm/m)	نوع خاک
۱/۵۶	۰/۰۵	۱/۸۶۷	۴۱۰/۶	دانه ای
۱/۰۵	۰/۱	۰/۸۴۰۵	۲۴۹/۱	چسبنده

گرفته شد. لازم به ذکر است که نحوه آرایش شمع‌ها و مشخصات آن‌ها و همچنین سختی انتقالی و دورانی آن‌ها با توجه به نوع پیل متغیر است. در پژوهش حاضر، شالوده پیل‌ها به کمک فنرهای انتقالی و دورانی مدل‌سازی شدند. سختی انتقالی شالوده توسط فنرهایی با رفتار سه خطی پیشنهاد شده توسط چوی (۲۰۰۲) و سختی دورانی آن‌ها به صورت فنرهای ساده خطی مدل‌سازی و سپس به المان با طول صفر در پایین ستون‌ها تخصیص داده شدند (شکل ۶) [۲۵].

شالوده کوله‌ها نیز مطابق با مدل ارائه شده در مطالعه شمس آبادی و ین در سال ۲۰۰۸ (شکل ۷)، مدل‌سازی شدند [۲۶]. به همین منظور از رابطه شبه هذلولی نیرو-تغییر شکل مطابق با رابطه (۱) استفاده شده است. در این رابطه F نیروی جانبی در واحد عرض دیوار و در جابجایی جانبی y است و H ارتفاع کوله و همچنین a ، b ، c و n ثابت‌های این رابطه هستند و در خاک‌های دان‌های و چسبنده مقادیر متفاوتی دارند. مقادیر این اعداد ثابت در جدول ۱ ارائه شده است. (۱)

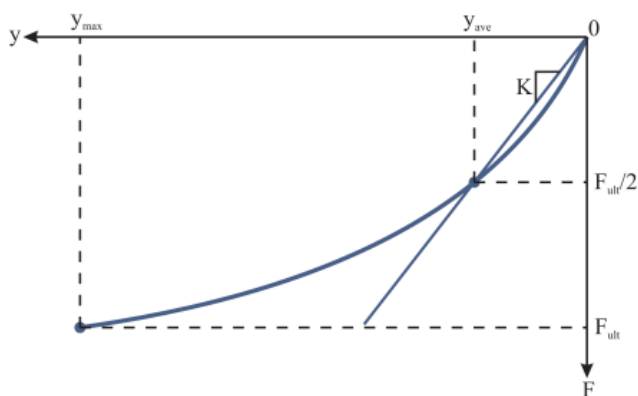
$$F(y) = \frac{ay}{H+by} \times H^n \quad \frac{y}{H} < c \quad (1)$$

۲-۳- مدل‌سازی اعضای پیل

در مطالعه حاضر سه نمونه پیل در نرم‌افزار CSI BRIDGE مدل‌سازی شده که نتایج تحلیل دینامیکی آنها به عنوان تقاضای لرزه‌ای اعضا (پارامتر اصلی ورودی در تشکیل منحنی شکنندگی) مورد استفاده قرار می‌گیرد.

در این پژوهش کلیه پیل‌ها از نوع با اهمیت زیاد و منظم بوده که با در نظر گرفتن موقعیت پیل به لحاظ خاک و بر اساس آیین‌نامه AASHTO ۲۰۱۲ [۲۴] مدل‌سازی گردیدند. در مدل اجزا محدود این پیل‌ها، رفتار روسازه پیل به صورت خطی و با استفاده از المان‌های الاستیک مدل شده و به منظور مدل‌سازی غیرخطی ستون‌های پیل، از المان فایبر تیر-ستون با روش پلاستیک متمرکز استفاده شده است. لازم به ذکر است که استفاده از المان‌های فایبر در مدل‌سازی رفتار غیرخطی ستون‌ها، قابلیت بررسی رفتار مقطع ستون را در برابر بارهای رفت و برگشتی و دینامیک فراهم می‌کنند.

در این مطالعه، سیستم‌های مختلف شالوده بر اساس سال و منطقه طراحی شده، مورد بررسی قرار گرفتند. از آنجا که این مطالعه با هدف توسعه منحنی‌های شکنندگی برای پیل‌های مختلف در سراسر منطقه جغرافیایی شهر اصفهان است، طیف وسیعی از پروفیل‌های خاک از نرم تا سفت در نظر



شکل ۷. تغییر شکل خاک پشت کوله [۲۶]

Fig. 7. Deformation of the soil behind the abutment

با بررسی اولیه نقشه های قدیمی آنها مشاهده گردید که فاصله ها در آرماتورگذاری خاموت ها، المان های لب های و کمرکش ها (که در آیین نامه های جدید به منظور محصورشدگی و شکل پذیری مناسب ستون بر روی آنها تاکید می گردد)، از حدود آیین نامه های جدید بسیار بیشتر است. به عنوان نمونه برای ستون های طراحی شده در پیش از سال ۱۳۵۰ هجری شمسی (۱۹۷۱ میلادی) عمدتاً از آرماتورهای با قطر ۱۰ به فواصل ۳۰ سانتی متر به عنوان خاموت استفاده شده است. انتهای اکثر این آرماتورهای عرضی نیز به خوبی در هسته میانی ستون با خم ۱۳۵ درجه مهار نشده اند که موجب رفتار نامناسب تحت خمش می گردد. این مقدار و نحوه آرماتورگذاری، محصورشدگی ناچیزی برای بتن (به ویژه در ستون های بزرگ) فراهم می آورد. همچنین وصله آرماتورهای طولی در پل های بتن آرمه قدیمی نیز می تواند آسیب پذیر باشد، چرا که طول وصله های کوتاه است و محصورشدگی بتن اطراف آن ناچیز بوده و عمدتاً در نواحی دارای لنگر خمشی زیاد واقع هستند

۲-۴- عدم قطعیتها در ارزیابی

آیین نامه های طراحی پل، در پاسخ به ضعف های به وجود آمده از زلزله های چند دهه اخیر دارای یک سیر تکاملی بوده اند [۲۸ و ۲۷] و یکی از مهمترین دلایل آن در نظر گرفتن تعداد بیشتری از عدم قطعیت ها در طراحی و ارزیابی های لرزه ای است. لحاظ نمودن عدم قطعیت ارزیابی عملکرد سازه ها از گذشته موضوع مورد علاقه تعداد زیادی از پژوهشگران بوده است [۳۰ و ۲۹ و ۲۲ و ۱۸ و ۸] که بر اساس مطالعات آنها، عدم قطعیت ها به دو دسته تقسیم بندی میگردند [۱۸]:

در این مطالعه به منظور تدقیق مدل سازی، تکیه گاه های عرشه پل ها نیز مدل شده و پاسخ آن ها در تهیه منحنی های شکنندگی لرزه ای لحاظ شدند. تکیه گاه های الاستومریک از رایج ترین نوع تکیه گاه ها در پل های دنیا هستند. این تکیه گاه ها نیروهای افقی را از طریق اصطکاک به زیر سازه منتقل می کنند. رفتار آن ها از یک طرف وابسته به سختی اولیه آن ها است، اما از طرف دیگر نیز با لغزش کنترل می گردد. به بیان دیگر تا قبل از اینکه نیروی افقی وارد به تکیه گاه از نیروی اصطکاک بین بالشتک و بتن کوچک تر باشد، رفتار بالشتک با سختی آن کنترل می گردد. اما به محض افزایش نیروی افقی از نیروی اصطکاک، سختی بالشتک به صفر رسیده و لذا رفتار تکیه گاه مبتنی بر یک مدل الاستو-پلاستیک خواهد بود.

در این پژوهش، طراحی بالشتک ها بر اساس استاندارد آشتو و مطالعه رماناتان (۲۰۱۲) صورت گرفته است. در این مطالعه، سختی اولیه بالشتک (K_{pad}) بر اساس رابطه ۲ محاسبه میشود. در این رابطه، G مدول برشی بالشتک برابر ۱۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع، A سطح مقطع بالشتک و h ضخامت بالشتک می باشد [۲۲].

$$K_{pad} = \frac{GA}{h} \quad (2)$$

گفتنی است بالشتک های پل های مورد مطالعه در سال ۹۴ تعویض شده است که بر اساس مشخصات بالشتک های مورد استفاده، سختی آنها برابر ۴۰۰ تن بر متر مربع در مدل سازی منظور گردید. از آنجا که تمامی ستون های این پل ها به صورت بتنی می باشند،

دارای مقدار ثابت خاموت شماره ۱۰ به فواصل ۲۰ سانتی متر می باشند و لذا این پارامتر برای ستون های پل این دوره ثابت فرض شده است.

۲-۴-۳- عدم قطعیت پارامتر درز بین عرشه و کوله

درز بین عرشه و کوله نیز در این مطالعه به عنوان یک پارامتر احتمالاتی در نظر گرفته شده است. در غیاب اطلاعات دقیقتر، فرض شده است که تغییرات درز بین عرشه و دیوار پشتی کوله از توزیع یکنواخت پیروی می کند. بر اساس بررسی های انجام شده بر روی نقشه پل های ایالت کالیفرنیا توسط راماناتان (۲۰۱۲)، درز بین عرشه و کوله از مقدار صفر تا ۱۰ سانتی متر متغیر است. همچنین درز بین عرشه و کلیدهای برشی در جهت عرضی دارای تغییرات از صفر تا ۴ سانتی متر به طور یکنواخت می باشد [۲۲].

۲-۴-۴- عدم قطعیت پارامتر سختی موثر شمع های شالوده کوله ها

از آنجایی که شمع ها جزء اصلی سیستم های تشکیل دهنده شالوده کوله ها را تشکیل می دهند، سختی انتقالی شالوده کوله ها شدیداً وابسته به سختی طولی و عرضی شمع های تشکیل دهنده آن است. شمع های شالوده کوله های پل های مورد مطالعه اغلب از نوع شمع های درجا ریز بتنی هستند. بر اساس اطلاعات به دست آمده از کلترنس (۲۰۱۰-۲۰۱۲) سختی شمع ها در شالوده کوله پل های مورد مطالعه از توزیع لوگ نرمال با انحراف استاندارد لگاریتمی $C=0/3$ پیروی می کند. مقدار متوسط سختی برای شمع های بتنی درجا برابر 14 kN/m فرض شده است [۲۲].

۲-۴-۵- عدم قطعیت پارامتر سختی فنرهای انتقالی و دورانی شالوده

ستون ها

بدیهی است که سختی فنرهای انتقالی و دورانی شالوده ستون ها به مشخصات خاک منطقه وابسته است. از آنجایی که مشخصات خاک زیر شالوده ستون ها به طور گستردهای در نقاط مختلف شهر اصفهان متفاوت می باشد، بنابراین سختی انتقالی و دورانی شالوده ها نیز متغیر خواهد بود. از طرف دیگر، فاکتورهای دیگر مثل شرایط تکیهگاهی انتهای ستون ها در اتصال به شالوده (مفصلی یا گیردار) و همچنین جزئیات خود ستون ها (اندازه و میزان آرماتور) نیز بر روی سختی شالوده تاثیر گذار هستند.

۲-۴-۶- عدم قطعیت پارامتر سختی مقاوم خاک پشت کوله

سختی خاک پشت کوله نیز در این مطالعه به عنوان پارامتر احتمالاتی

الف) عدم قطعیت های غیرقابل پیش بینی: مربوط به رویدادها یا

پارامترهای ناشناخت های است که ماهیت شانس و غیرقابل پیش بینی دارند، مانند عدم قطعیت مربوط به زلزله ورودی در تحلیل های شکنندگی.

ب) عدم قطعیت های شناخته شده: این نوع عدم قطعیت مربوط به

پارامترهایی است که اطلاعات کافی در مورد آن ها وجود ندارد یا اطلاعات ناقص هستند. عدم قطعیت در هندسه سازه و یا پارامترهای مربوط به مصالح از این نوع عدم قطعیت هستند.

پارامترهای عدم قطعیت زیادی مانند مقاومت مصالح بتن و فولاد، سختی تکیهگاه های الاستومریک، سختی فونداسیون، طول دهانه پل، ارتفاع ستون، عرض عرشه پل و ... در ارزیابی لرزه ای پل ها تاثیرگذار است که شرح تعدادی از آنها به صورت زیر می باشد:

۲-۴-۱- عدم قطعیت در پارامترهای تکیه گاه الاستومریک

در پل های مورد بررسی در این مطالعه از بالشتک های الاستومریک در نشمین کوله ها استفاده است. این تکیه گاه ها به دلیل عدم وجود هر گونه قیدی در آن ها، نیروها را از طریق اصطکاک به زیرسازه منتقل می کنند. از آن جاییکه تغییرات مدول برشی بالشتک ها در پل ها بسیار زیاد است، از توزیع یکنواخت با حد پایین ۵۵۰ مگاپاسکال و حد بالای ۱۷۲۰ مگاپاسکال استفاده شده است [۲۲]. همچنین از مدول برشی بالشتک جهت تعیین سختی آن بر اساس ابعاد مشخص استفاده شده است.

ضریب اصطکاک (μ) پارامتر مهم دیگری است که در پاسخ بالشتک الاستومریک تاثیرگذار است که به منظور لحاظ کردن عدم قطعیت در پارامتر μ ، یک فاکتور افزایش در نظر گرفته می شود. توزیع لوگ نرمال بر اساس پیشنهادات مندر و همکاران (۱۹۹۶) و دوتا (۱۹۹۹) با مقدار متوسط صفر و انحراف استاندارد لگاریتمی برابر ۰/۱ برای این منظور لحاظ می گردد [۳۲] و [۳۱].

۲-۴-۲- عدم قطعیت در مشخصات بتن و فولاد

از آن جایی که عرشه و ستون پل های مورد مطالعه دارای مقاطع مختلفی هستند، میزان بتن و آرماتور آن ها نیز به عنوان یک پارامتر عدم قطعیت با توزیع یکنواخت بر اساس بررسی نقشه های پل های مختلف در منطقه اصفهان برآورد گردید.

گفتنی است که در مطالعه حاضر، به جزئیات میزان آرماتور طولی ستون ها برای پل های مورد مطالعه دقت شده است. به عنوان نمونه در پل های دوره میانی، میزان خاموت ها معمولاً ثابت و صرف نظر از ابعاد و اندازه ستون ها

۲-۵- تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی

۲-۵-۱- مجموعه رکوردهای زلزله

جمع‌آوری این زمین‌لرزه‌ها به طوری که بیانگر خطر زلزله در کل منطقه مورد بررسی باشند، امری مهم و در عین حال بسیار سخت می‌باشد. ایده اصلی، تهیه مجموعه زمین‌لرزه‌هایی است که مجموعه وسیعی از شدت‌های مختلف مورد انتظار در محدوده جغرافیایی بر اساس تحلیل خطر زلزله را در برگیرند. با توجه به تحقیقات رحیمی شهید و همکاران در سال ۹۴ در خصوص زون‌های لرزه‌ای شهر اصفهان، مشخص گردید که احتمال وقوع زمین‌لرزه‌ای با بزرگای ۶ تا ۵۰ سال آینده ۹۳/۴۱ درصد می‌باشد و با توجه به رسوبات تراس‌های کواترنری در این ناحیه، وجود یک گسل پنهان در شرق و شمال شرق شهر اصفهان، محتمل است [۳۴].

باتوجه به اهمیت این پل‌ها و میزان احتمال زلزله در این منطقه، به منظور افزایش دقت در مدل‌سازی، تلاش بر آن بوده است که زلزله مورد نظر در طراحی، در برگیرنده شتاب‌نگاشت‌هایی باشند که شرایط زلزله طرح را ارضا نموده و در آن‌ها آثار بزرگا، فاصله از گسل، ساز و کار چشمه زلزله‌زا، ساخت‌گاه شتاب‌نگاشت‌ها به لحاظ مشابهت زمین‌شناسی و مدت زمان حرکت زمین (حداقل برابر با ۱۰ ثانیه یا ۳ برابر زمان تناوب اصلی سازه) در نظر گرفته شده باشد.

بدین منظور در این پژوهش یک مجموعه چهل تایی از زمین‌لرزه‌ها که توسط بیکر و همکاران (۲۰۱۱) برای برنامه تحقیقاتی حمل و نقل غرب آمریکا تهیه شده است، مبنای تهیه منحنی‌های شکنندگی پل‌ها قرار گرفته است [۳۵]. تمامی زمین‌لرزه‌ها در این مجموعه که در پیوست موجود هستند، مربوط به زمین‌لرزه‌های کم‌عمق با دامنه بزرگای ۵/۳ تا ۶/۹ می‌باشند. این حرکات زمین به طوری انتخاب گردیدند که طیف پاسخ آن‌ها مطابقت انحراف استاندارد و ورودی پیش‌بینی شده برای زلزله‌ای با بزرگای ۶ و فاصله کانونی ۲۵ کیلومتر و سرعت ۲۵۰ متر بر ثانیه باشد. گفتنی است که این زلزله‌ها به صورت زوج متعامد شتاب‌نگاشت در تحلیل پل‌های مورد مطالعه اثر داده شده‌اند و تمامی شتاب‌نگاشت‌ها به روش ارائه شده در AASHTO مقیاس شدند. بر همین اساس ضریب مقیاس برای شتاب‌نگاشت‌های این مجموعه ۰/۸ محاسبه شده است. شکل ۸ طیف پاسخ مجموعه چهل تایی زلزله‌های به کار رفته در تحلیل دینامیکی پل‌ها را نشان می‌دهد.

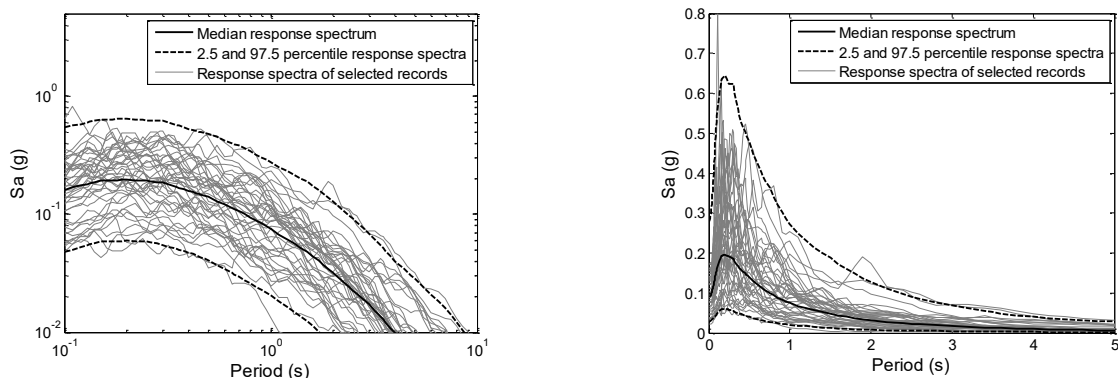
در مدل‌سازی لحاظ شده است. مشخصات خاک پشت کوله در پل‌های مختلف متفاوت بوده و تغییرات نوع خاک در سختی مقاوم و جابجایی حد تسلیم خاک تاثیرگذار است. بر اساس مطالعات انجام شده بر روی خاک‌های متفاوت در دانشگاه سن دیگو توسط شمس‌آبادی و همکاران (۲۰۰۸) سختی اولیه خاک (K) در منحنی شکل ۴ از مقدار ۲۶ KN/mm/m برای خاک چسبیده تا ۵۳ KN/mm/m برای خاک دانه‌ای متغیر است [۲۶]. بنابراین این پارامتر به عنوان پارامتر عدم قطعیت با توزیع یکنواخت جهت مدل‌سازی سختی مقاوم خاک پشت کوله در محاسبات شکنندگی لحاظ گردیده است.

۲-۴-۷- عدم قطعیت پارامتر وزن پل

در تحلیل‌های شکنندگی لرزه‌ای پل‌ها نمی‌توان وزن آن‌ها را ثابت و قطعی در نظر گرفت. در این پژوهش، وزن پل به عنوان یکی دیگر از پارامترهای عدم قطعیت در محاسبات شکنندگی مورد استفاده قرار گرفته است. تغییرات وزن پل نه به خاطر تغییر هندسه پل (که این تغییر وزن در اثر تغییر هندسه پل در مدل‌های ساخته شده اجزاء محدود به صورت خودکار لحاظ می‌گردد)، بلکه به علت نصب نرده حفاظ‌ها، عبور لوله‌ها و ادوات خدمت‌رسانی، تغییرات ضخامت عرشه پل و یا ریختن چند لایه آسفالت بر روی عرشه پل در طول عمر سرویس پل می‌باشد که منجر به افزایش وزن پل نسبت به زمان ساخت آن می‌گردد. در این مطالعه فرض شده است که تغییرات وزن پل از توزیع یکنواخت ۱۰ تا ۴۰ درصد برخوردار باشد. این افزایش وزن پل بر اساس بررسی‌های انجام شده از نقشه و پل‌های موجود به دست آمده است.

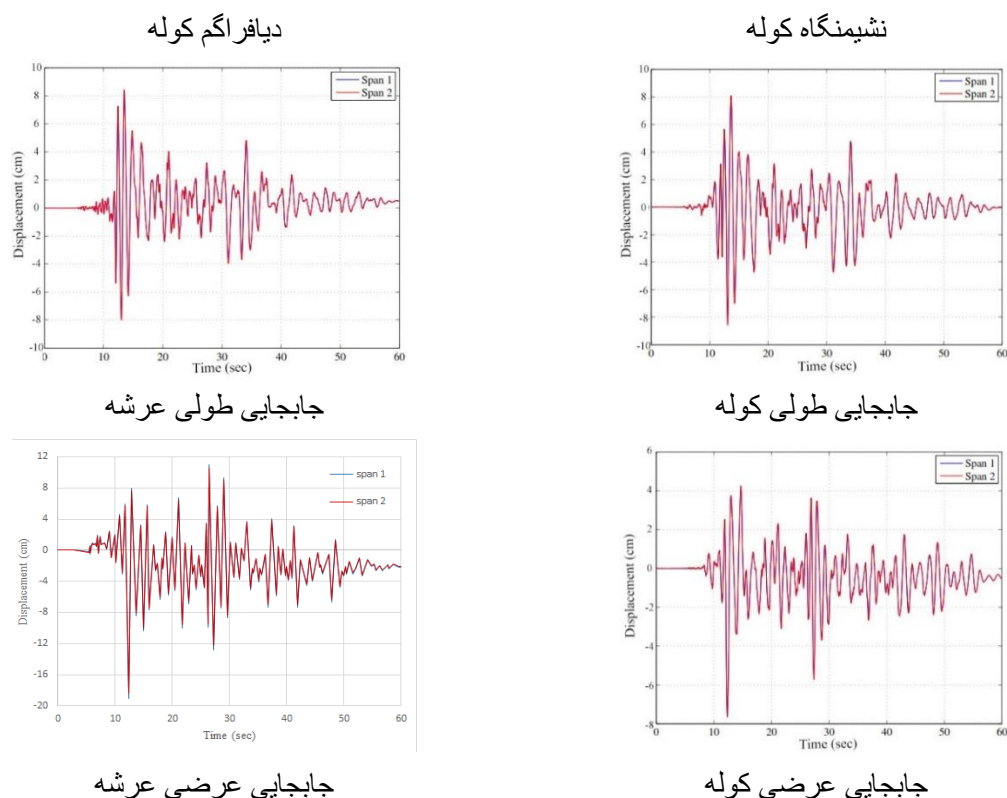
۲-۴-۸- عدم قطعیت پارامتر میرایی پل

میرایی پل‌ها نیز به عنوان یک پارامتر احتمالاتی در تحلیل‌های شکنندگی لحاظ شده‌اند. پیشنهادات فنگ و همکاران (۱۹۹۹) برای ساختمان‌های بلند جهت پیروی عدم قطعیت میرایی از توزیع نرمال [۳۳] و بسط آن برای پل‌ها توسط نیلسون (۲۰۰۵) و پدجت (۲۰۰۷) مبنای محاسبات این پژوهش قرار گرفته است. بر اساس مطالعات ایشان مقدار درصد میرایی با توزیع نرمال با مقدار متوسط ۰/۰۴۵ و انحراف استاندارد ۰/۰۱۲۵ در نظر گرفته شده است [۱۸ و ۸].



شکل ۸. نمودار طیف پاسخ مجموعه چهل تایی زلزله های به کار رفته در تحلیل دینامیکی به صورت خطی و لگاریتمی

Fig. 8. Diagram of the response spectrum of forty sets of earthquakes used in dynamic linear and logarithmic analysis



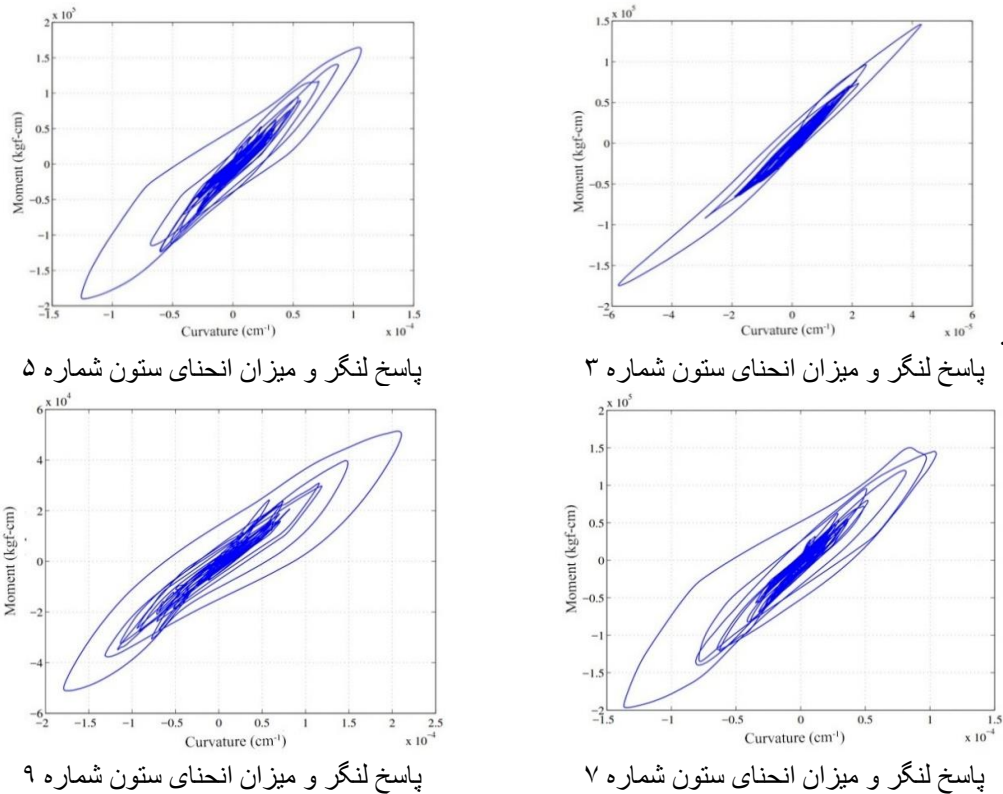
شکل ۹. پاسخ جابجایی عرشه برای پل چمران در دوره دوم طراحی

Fig. 9. Deck displacement response for Chamran Bridge in the second design periodm

مورد استفاده قرار گرفت. با توجه به تعداد زیاد مؤلفه‌ها و پاسخ‌ها در هر یک از مدل‌های پل با تعداد ستون‌های مختلف و نوع کوله‌ها، فقط پاسخ چند مؤلفه پل ارائه شده است. در این مطالعه، به عنوان نمونه پاسخ‌های عناصر مختلف پل چمران در شکل‌های ۹ الی ۱۱ ارائه گردیده است

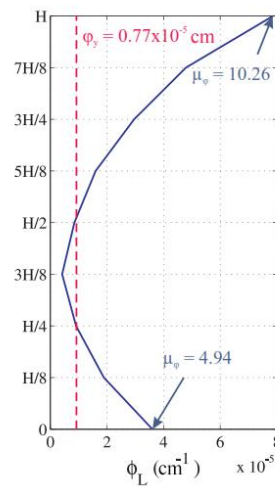
۲-۵-۲- تحلیل تاریخچه زمانی

در پژوهش حاضر، میرایی رایلی به مقدار ۴/۵ درصد در آنالیز تاریخچه زمان در نظر گرفته شد و سوابق حرکت زمین با PGA برابر $g/0.96$ در طول محور طولی و با $g/0.63$ در جهت عرضی اعمال گردید که پس از انجام تحلیل این نتایج به عنوان ورودی برای رسم منحنی‌های شکنندگی



شکل ۱۰. پاسخ لنگر ستون‌ها

Fig. 10. Bending response of columns

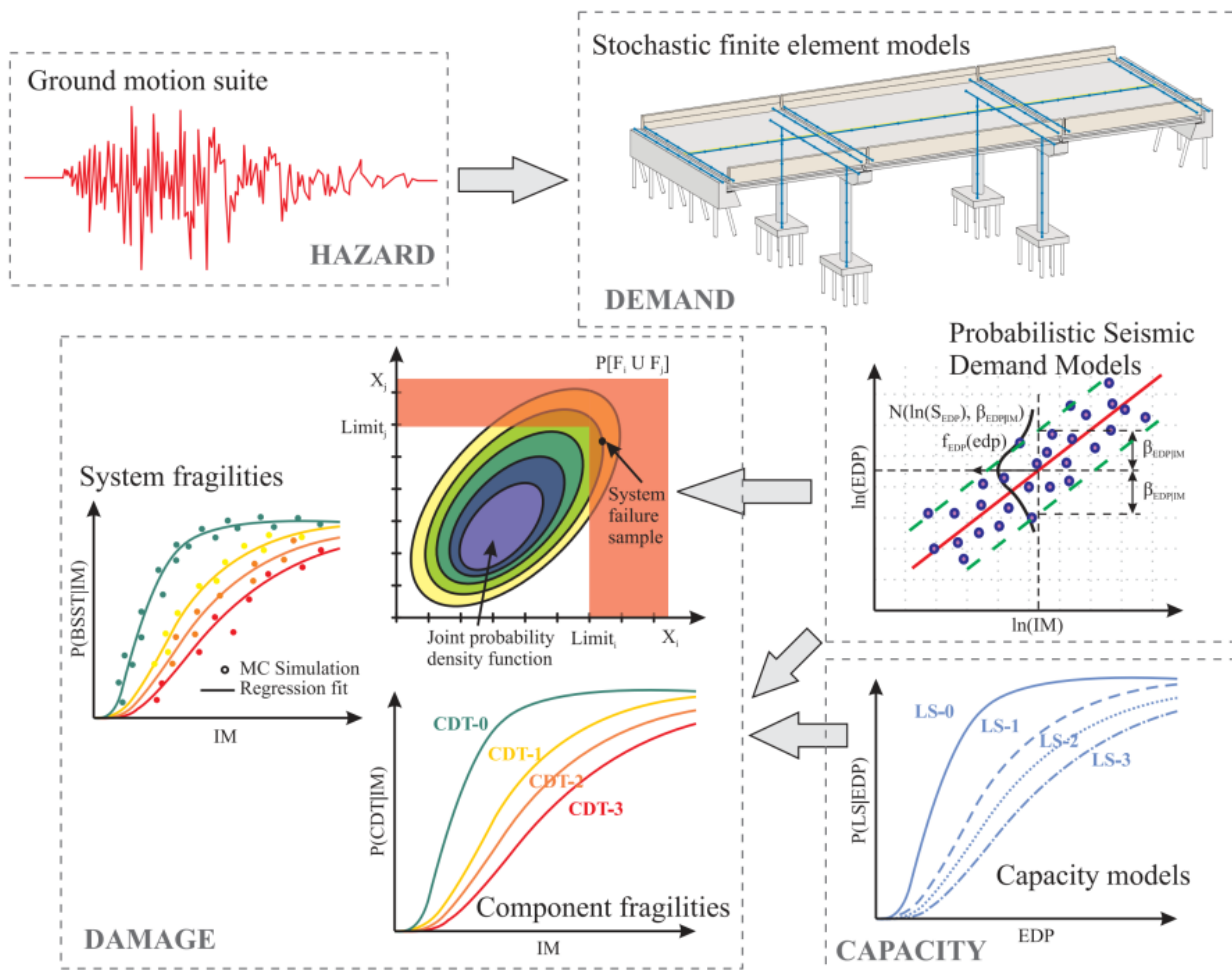


شکل ۱۱. نسبت انحنا به ارتفاع ستون در پل چمران

Fig. 11. The ratio of curvature to column height in Chamran Bridge

و در آن عرشه تحت جابجایی بیشتری قرار می‌گیرد. با بررسی ستون‌ها در مدل مورد ارزیابی، پاسخ انحنای ناشی از لنگر ستون‌های پل چمران مورد بررسی قرار گرفت که تعداد کمی از آن‌ها در شکل ۱۰ و ۱۱ نشان داده شده است.

آنچه دیده می‌شود این است که عرشه تحت اثر نیروها، جابجایی حدود ۸ سانتی‌متر را دارد. ضمناً جابجایی عرضی بر اساس نوع جابجایی، کمی متفاوت‌تر است، زیرا دیافراگم کوله جابجایی بیشتری را پشت سر می‌گذارد. این به این دلیل است که یک اتصال یکپارچه بین عرشه و کوله وجود دارد



شکل ۱۲. تصویر نمادین از چهارچوب تعریف شده جهت تهیه منحنی شکنندگی پلها [۲۲]

Fig. 12. Symbolic image of the defined framework for preparing the fragility curve of bridges

حالت حدی خرابی و یا تجاوز از آن در منحنی‌های شکنندگی به صورت تابعی از پارامترهای تقاضای لرزه‌ای (D)، ظرفیت سازه (C) و میزان شدت حرکت زمین (IM) در نظر گرفته میشود، همان‌طور که در معادله (۳) نشان داده شده است [۸]:

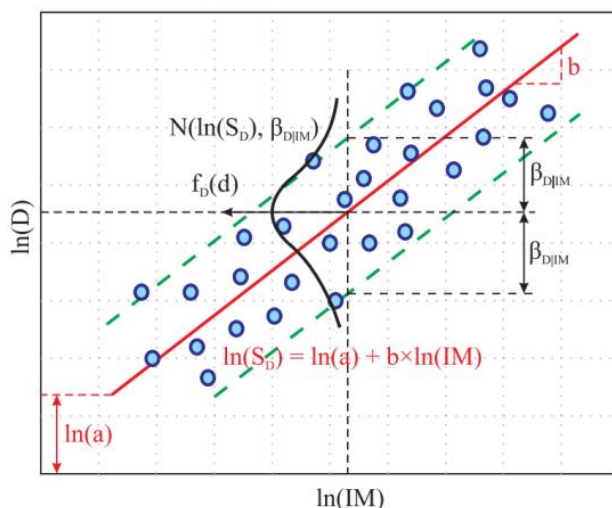
$$\text{Fragility} = P[D \geq C | IM] \quad (3)$$

بنابراین، مدل‌ها و یا برآورد تقاضا و ظرفیت لرزه‌ای برای تجزیه و تحلیل شکنندگی مورد نیاز در این رویکرد، با توسعه مدل‌های تقاضای لرزه‌ای احتمالی انجام شد. این روش نیاز به مدل‌سازی و شبیه‌سازی تحلیلی به منظور ایجاد مدل‌های تقاضای لرزه‌ای احتمالی (PSDMs^(۱)) از پاسخ‌های شبیه‌سازی شده پل دارد.

۳- ارزیابی شکنندگی

منحنی‌های شکنندگی بیانگر توانایی یک سیستم یا جزء مهندسی شده مانند یک پل یا ستون برای تحمل یک زلزله مشخص است [۳۶]. این منحنی‌ها ورودی اصلی در ارزیابی ریسک لرزه‌ای پل‌ها هستند که امکان ارزیابی عملکرد لرزه‌ای بالقوه در سیستم را فراهم می‌کنند [۱۸]. این چهارچوب چند فازی شامل روشی جهت ارتباط پارامترهای مقیاس شدت (IM^(۱)) و پارامترهای تقاضای لرزه‌ای (EDP^(۱)) بر اساس مدل‌های پیشنهادی نیلسون (۲۰۰۵)، پدجت (۲۰۰۷) و اماناتان (۲۰۱۲) می‌باشد. تصویر نمادین از این چهارچوب و اعضای اصلی آن در شکل ۱۲ نمایش داده شده است.

به منظور رسم منحنی‌های شکنندگی اعضای پل، تقاضای لرزه‌ای و ظرفیت سازه تعیین گردید. به عبارت ساده، احتمال شرطی رسیدن به یک



شکل ۱۳. نحوه محاسبه پارامترهای نیاز لرزه‌ای

Fig. 13. Method of calculating probabilistic seismic demand model

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

مقدار پراکندگی تقاضای لرزه‌ای نیز از رابطه (۷) قابل دستیابی است.

$$\beta_{D|IM} \cong \sqrt{\frac{\sum(\ln(d_i) - \ln(aIM^b))^2}{N-2}} \quad (7)$$

نحوه محاسبه پارامترهای تقاضای لرزه‌ای از تحلیل رگرسیون خطی به صورت شماتیک در شکل ۱۳ آورده شده است.

پارامتر تقاضای لرزه‌ای با کدنویسی در نرم‌افزار MATLAB بر اساس نتایج تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی انجام شده به دست آمده است. بر اساس فرمول‌بندی ارائه شده در روابط (۴) الی (۷) و از آن جایی که تخمین آسیب‌پذیری اعضای مختلف پل بر اساس عدم قطعیت‌های اعمال شده در تخمین تقاضای لرزه‌ای وابسته به مقیاس شدت زلزله است، انتخاب یک مقیاس شدت زلزله مطلوب در تخمین صحیح تقاضای لرزه‌ای از اهمیت بالایی برخوردار است. بر اساس مطالعات انجام شده توسط پدجت و نیلسون (۲۰۰۸)، حداکثر شتاب زمین (PGA) یک مقیاس خوب در تخمین تقاضای لرزه‌ای اعضای پل می‌باشد [۳۷]. با جایگزین کردن رابطه (۶) و رابطه (۷) شکنندگی اعضای مختلف پل‌های مورد مطالعه از رابطه (۸) با استفاده از پارامترهای به دست آمده از رگرسیون محاسبه شده‌اند.

۳-۱- اخت مدل تقاضای لرزه‌ای احتمالی

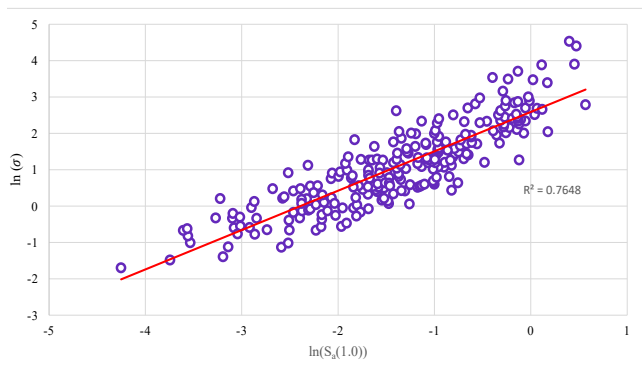
یکی از مراحل چهارچوب تهیه منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای، تعیین مدل‌های تقاضای لرزه‌ای است. بر اساس مدل پیشنهادی کرنل و همکاران (۲۰۰۲) ارتباط بین تقاضای لرزه‌ای و شدت زلزله به صورت توزیع نرمال با دو پارامتر به شکل رابطه (۴) قابل بیان است [۱].

$$P[D \geq d | PGA] = 1 - \Phi\left(\frac{\ln(d) - \ln(S_D)}{\beta_{D|IM}}\right) \quad (4)$$

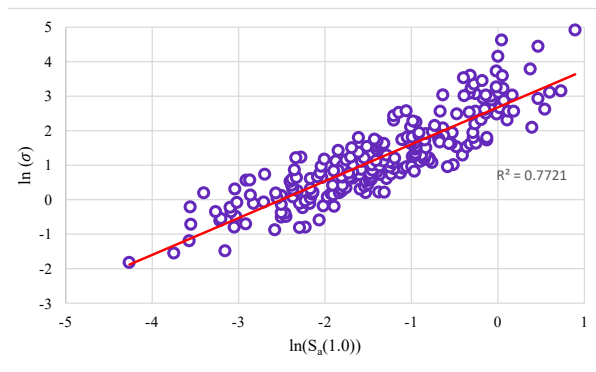
در این رابطه، Φ تابع توزیع تجمعی نرمال، S_D مقدار میانه نیاز برحسب شدت زلزله و $\beta_{D|IM}$ انحراف استاندارد لوگ نرمال است که عموماً با عنوان پراکندگی بیان می‌شود. رابطه بین میانه نیاز و شدت زلزله در فرم توانی مانند رابطه (۵) قابل بیان است:

$$S_D = a(IM)^b \quad (5)$$

رابطه (۵) در فضای لگاریتمی نیز به شکل رابطه (۶) قابل بیان است. در این فضا، $\ln(a)$ عرض از مبدأ و مقدار b شیب خط می‌باشد. ضرایب مربوطه با استفاده از رگرسیون‌گیری خطی قابل محاسبه هستند.



(ب)



(الف)

شکل ۱۴. پارامترهای نیاز لرزه‌ای (PDSM) - (الف) شکل پذیری انحنای ستون و (ب) جابجایی کوله‌ها برای پل چمران
Fig. 14. Probabilistic seismic demand model (PDSM)- A) ductility of the curvature of the column B) displacement of the abutment for the Chamran bridge

در همین راستا لازم است مقادیر مرزی هر یک از حالات آسیب مشخص گردد. حالات آسیب معمولاً به صورت‌های کیفی، مشاهداتی و کمی می‌باشند و معیار آن شاخصی است که با توجه به تاریخچه بارگذاری (تقاضا) و ویژگیهای سازه (ظرفیت) ارائه می‌گردد. مقادیر این شاخص از صفر که نشان دهنده عدم آسیب تا یک که نشان دهنده آسیب کامل است، متغیر می‌باشد. برای بیان این آسیب می‌بایست برخی ویژگی‌های کمی و کیفی تعیین گردد. حالات آسیب برای هر عضو پل متناسب با میزان تغییرات در پاسخ و شرایط عملکرد آن و تأثیر بر روی عملکرد خود عضو و سازه پل بیان می‌گردد. حالات آسیب اعضاء به صورت مجزا تعریف می‌گردند، اما باید توجه داشت که یک دامنه پیوسته از آسیب بین حالات آسیب گسسته وجود دارد که تشکیل منحنی‌های شکنندگی اعضاء را به صورت پیوسته امکان‌پذیر می‌سازد. بدیهی است که ظرفیت اعضاء مختلف پل باید در مقیاس یکسان با تقاضای لرزه‌ای اعضاء باشند تا محاسبات شکنندگی امکان‌پذیر گردد. یکی از اصلی‌ترین چالش‌ها در تعیین ظرفیت اعضا پل این است که ظرفیت‌ها به گونه‌ای برآورد گردند که با نتایج تجارب طراحی و عملکرد هماهنگ باشند. مشکل اصلی در تعیین حالات حدی ظرفیت اعضاء، دسته‌بندی آن‌ها به گونه‌ای است که دارای عملکرد مشابه بر روی سیستم سازه پل‌ها از لحاظ پیامد عملکردی و تعمیر بعد از زلزله باشند [۳۸].

در این ارتباط اصلی‌ترین سؤال این است که آیا آسیب کامل به ستون یک پل دارای همان اثر بر روی عملکرد پل است که آسیب کامل به تکیه‌گاه یا کلید برشی؟ به منظور یافتن پاسخ سؤال فوق در محاسبات شکنندگی لرزه‌ای پل‌ها، در این مطالعه اعضای پل‌ها به دو دسته اعضای اولیه و اعضای ثانویه تقسیم‌بندی

$$P[D \geq d|PGA] = \phi \left(\frac{\ln(PGA) - [\ln(d) - \ln(a)]/b}{\beta_{D|IM}/b} \right) \quad (8)$$

$$P[D \geq d|PGA] = \phi \left(\frac{\ln(PGA) - \lambda}{\zeta} \right) \quad (9)$$

در رابطه (۹)، مقدار λ ، مقدار میانه نیاز زلزله در فضای لگاریتمی و ζ مقدار پراکندگی در تخمین شیب خط (b) می‌باشد.

شکل ۱۴ نمونه‌ای از نتایج محاسبه پارامترهای نیاز لرزه‌ای (PDSM) پل چمران را برای شکل پذیری انحنای ستون و جابجایی کوله‌ها نشان می‌دهد. گفتنی است که PGA حداکثر شتاب طیفی یکی از پارامترهای مقیاس شدت (IM) می‌باشد اما به لحاظ مطلوبیت استفاده از $S_a(1/0)$ (شتاب طیفی در یک ثانیه) از نظر بازده و دقت بسیار بهتر از PGA عمل می‌نماید [۲۲]. به همین دلیل در این مطالعه از این پارامتر $S_a(1/0)$ در نمودارها استفاده شده است.

۳-۲- تخمین ظرفیت اعضای پل

همانطور که در شکل ۴ مشاهده گردید، منحنی‌های شکنندگی از ترکیب مدل‌های نیاز و ظرفیت به دست می‌آید. تعیین ظرفیت یا مدل‌های حالات حدی اعضای پل، یکی از قسمت‌های سخت در محاسبات شکنندگی می‌باشد که با فرض توزیع لوگ نرمال، هر حالت حدی با یک پارامتر میانه μ و یک پارامتر پراکندگی β برای حالات مختلف قابل بیان می‌باشد.

جدول ۲. آسیب های اعضای اولیه و ثانویه در نظر گرفته شده در تحقیق

Table 2. Considered damages of primary and secondary members

خرابی ستون‌ها- افتادگی عرشه از روی کوله‌ها	آسیب اعضای اولیه
جابجایی کلید برشی - جابجایی عرشه - جابجایی مقاوم، محرک و عرضی کوله - تغییر شکل تکیه‌گاه‌های الاستومریک - جابجایی شالوده قاب‌ها - دوران شالوده قاب‌ها	آسیب اعضای ثانویه

جدول ۳. توصیف کلی حالات آسیب در سطح سیستم پل به همراه تعریف آستانه آسیب اعضاء

General description of damage modes at the level of the bridge system along with the definition of member injury threshold

BSST-3	BSST-2	BSST-1	BSST-0	حالات آسیب سیستم پل
کامل	گسترده	متوسط	کم	
بستن کامل پل - با پتانسیل انهدام	پل تنها در برابر ترافیک اورژانسی با اعمال محدودیت (سرعت، وزن و یا خط عبور) باز می‌ماند	پل در برابر ترافیک عمومی با اعمال محدودیت (سرعت، وزن و یا خط عبور) باز می‌ماند	پل در برابر ترافیک عمومی باز می‌ماند - بدون محدودیت	وضعیت محدودیت‌های ترافیکی
بسیار محتمل	محتمل	بعید	خیلی بعید	آیا انحراف ترافیک مورد نیاز است؟
قطعی	بسیار محتمل	محتمل	بعید	آیا اعمال محدودیت مورد نیاز است؟
CDT-3	CDT-2	CDT-1	CDT-0	اعضای درجه اول
NA	NA	CDT-1	CDT-0	اعضای درجه دوم
				نحوه مشارکت
				آسیب اعضا بر سیستم

حالات آسیب در سطح سیستم پل مطابق جدول ۳ به چهار دسته -۰ BSST تا ۳- BSST تقسیم‌بندی شده است. معیار این دسته‌بندی شرایط عملکردی پل بعد از زلزله می‌باشد. از آنجایی که آسیب وارده به اعضای اولیه به طور مستقیم بر روی آسیب وارده به سیستم پل تأثیر می‌گذارد، مقدار آسیب اعضای اولیه به طور مستقیم در محاسبات شکنندگی سیستم پل وارد می‌گردند. در مورد اعضای ثانویه اما، دو سطح آسیب‌پذیری BSST -۰ و -۱ BSST وارد می‌شوند. توصیف حالات آسیب در سطح سیستم پل (۳- BSST) و در سطح اعضای اولیه (۳- BSST) به ترتیب در جداول ۳ و ۴ ارائه شده است. همچنین توصیف حالات آسیب در سطح اعضای ثانویه

شده‌اند (جدول ۲). اعضای اولیه به اعضای اطلاق می‌شوند که پایداری و ظرفیت باربری قائم پل را تحت تأثیر قرار می‌دهند و آسیب گسترده و یا کامل به این اعضا منجر به بسته شدن کامل پل خواهد شد. ستون‌ها و افتادگی عرشه از کوله در دسته اول (به عنوان اعضای اولیه) تقسیم‌بندی می‌شوند.

مشابه این استدلال، اعضای ثانویه به اعضای غیر از اعضای اولیه اطلاق می‌گردند که آسیب آن‌ها پایداری قائم پل را تحت تأثیر قرار نمی‌دهد. آسیب این اعضا منجر به بسته شدن پل نشده، اما می‌تواند منجر به اعمال محدودیت‌هایی در سرعت و ترافیک عبوری از روی پل‌ها شود. جدول ۲ دسته‌بندی اعضای اولیه و ثانویه که در این مطالعه مورد بررسی قرار گرفته‌اند را نمایش می‌دهد.

جدول ۴. توصیف سطوح آسیب در سطح اعضای اولیه

Table 4. Description of the damage levels at the level of the primary members

BSST -0	BSST -1	BSST -2	BSST -3	تجویض عضو
سطوح آسیب اعضا اولیه	بدون آسیب	آسیب جزئی	آسیب عملکردی با قابلیت تعمیر پایین	آسیب عملکردی یا قابلیت تعمیر عمده

جدول ۵. توصیف سطوح آسیب در سطح اعضای ثانویه

Table 5. Description of the damage levels at the level of the secondary members

BSST -0	BSST -1	تجویض عضو
سطوح آسیب ثانویه	بدون آسیب	آسیب عملکردی با قابلیت تعمیر عمده-تجویض عضو

از سرویس می‌باشد [۱۸]. در مطالعه حاضر ترکیب دو روش عنوان شده در بالا جهت تعیین آستانه سطوح آسیب بر اساس مطالعات رامناتان (۲۰۱۲) مورد استفاده قرار گرفت.

همان‌طور که پیش‌تر عنوان گردید، آستانه آسیب اعضا و سیستم پل بر اساس مطالعات آزمایشگاهی انجام شده بر روی اعضای مختلف، آسیب‌های گزارش شده از زلزله‌های مختلف و همچنین اطلاعات فراوان به دست آمده از گروه تعمیرات و نگهداری پل‌ها در کلترنس که در پژوهش رامناتان به دست آمده، تعیین گردیده است. در ادامه مقادیر کمی هر یک از آستانه‌های آسیب برای اعضای مختلف به صورت میانه ظرفیت اعضا در سطوح مختلف آسیب، آورده شده‌اند.

از طرف دیگر در تحقیق حاضر فرض شده است که ظرفیت اعضا مشابه نیاز از توزیع لوگ نرمال پیروی می‌کند [۲۷ و ۸]. بنابراین مقدار عدم قطعیت مربوط به مقدار میانه ظرفیت نیز در فضای لوگ نرمال تعریف می‌گردد و عموماً نام پراکندگی در ادبیات فنی به آن اطلاق می‌گردد (β) [۲۲]. با توجه به نبود اطلاعات کافی در مورد میزان عدم قطعیت تمامی اعضا به طور جداگانه، بر اساس پیشنهاد رامناتان (۲۰۱۲)، مقدار پراکندگی میانه ظرفیت اعضا به طور محافظه‌کارانه برای تمامی آن‌ها در چهار سطح آسیب برابر ۰/۳۵ فرض گردید. همچنین برای سایر اعضا با استناد به نتایج مطالعات آزمایشگاهی انجام شده بر روی تعداد زیادی از ستون‌های نمونه پل‌های کالیفرنیا در مرکز مهندسی زلزله غرب آمریکا توسط بری و ابرهارد (۲۰۰۴) و مطالعات و پیشنهاد رامناتان (۲۰۱۲) [۳۹ و ۲۲]، در این پژوهش میانه و پراکندگی سطوح آسیب اعضای مختلف پل طبق جدول ۶ محاسبه گردیدند:

در جدول ۵ آورده شده‌اند. جداول ارائه شده برای تعیین سطح آسیب اعضا و مشارکت آن‌ها در تعیین آسیب به کل سیستم پل در مطالعات انجام شده توسط رامناتان در سال ۲۰۱۲ و کلترنس ۲۰۱۲ تهیه شده است [۲۲].

مطابق جدول ۳ تعریف کیفی سطوح آسیب در سطح اعضا به شرح زیر است:

- **آسیب کم** BSST -0 (آسیب جزئی): آستانه عملکردی است که فراتر از آن آسیب جزئی به اعضا وارد می‌گردد. تعمیر پل نیز به برطرف کردن این آسیب‌های جزئی محدود می‌گردد.
- **آسیب متوسط** BSST -1 (آسیب عملکردی با قابلیت تعمیر پایین): آستانه عملکردی است که برای بهره برداری مجدد نیازمند تعمیرات قابل ملاحظه‌ای روی اعضا مورد آسیب دیده است.
- **آسیب گسترده** BSST -2 (آسیب عملکردی با قابلیت تعمیر عمده): آستانه عملکردی است که برای بهره برداری مجدد نیازمند تعمیرات گسترده‌ای جهت برگرداندن عملکرد اعضا مورد نیاز است.
- **آسیب کامل** BSST -3 (تجویض عضو): آستانه عملکردی است که به منظور سرویس‌دهی مجدد پل، تجویض عضو مقرون به صرفه‌ترین راهکار جهت برگرداندن آن عضو به عملکرد مورد نظر است. مقادیر سطوح آسیب اعضا مختلف پل می‌توانند به صورت تجویزی (بر مبنای فیزیک) نیز تعریف گردند. روش تجویزی بر مبنای مکانیک مشکل وارد شده به عضو مثل ورقه ورقه شدن کاور بتن در ستون و یا گسیختگی آرماتورهای طولی تعریف می‌گردد. روش تجویزی بر مبنای سطح عملکرد عضو بعد از زلزله و به صورت تابعی از هزینه تعمیر و مدت زمان خارج بودن

جدول ۶. میانه و پراکندگی سطوح آسیب اعضای مختلف پل

Table 6. Median and dispersion of damage levels in different bridge members

نوع عضو	نام عضو	BSST-3		BSST-2		BSST-1		BSST-0	
		β_c	S_c	β_c	S_c	β_c	S_c	β_c	S_c
اولیه	ستون	۰/۳۵	۵	۰/۳۵	۳/۵	۰/۳۵	۲	۰/۳۵	۱
اولیه	افتادگی عرشه	۰/۳۵	۲۲۵	۰/۳۵	۱۵۰	۰/۳۵	۰/۷۵	۰/۳۵	۲۵
ثانویه	جابجایی مقاوم کوله	-	N/A	-	N/A	۰/۳۵	۲۵۰	۰/۳۵	۷۵
ثانویه	جابجایی محرک کوله	-	N/A	-	N/A	۰/۳۵	۱۰۰	۰/۳۵	۴۰
ثانویه	جابجایی عرضی کوله	-	N/A	-	N/A	۰/۳۵	۱۰۰	۰/۳۵	۲۵
ثانویه	جابجایی طولی تکیه‌گاه	-	N/A	-	N/A	۰/۳۵	۱۰۰	۰/۳۵	۲۵
ثانویه	جابجایی عرضی تکیه‌گاه	-	N/A	-	N/A	۰/۳۵	۱۰۰	۰/۳۵	۲۵
ثانویه	جابجایی عرضی عرشه	-	N/A	-	N/A	۰/۳۵	۳۰۰	۰/۳۵	۱۰۰
ثانویه	درز آب‌بند	-	N/A	-	N/A	۰/۳۵	-	۰/۳۵	۱۵
ثانویه	جابجایی فوندانسیون	-	N/A	-	N/A	۰/۳۵	۱۰۰	۰/۳۵	۲۵
ثانویه	دوران فوندانسیون	-	N/A	-	N/A	۰/۳۵	۰/۱	۰/۳۵	۰/۰۳
ثانویه	کلید برشی	-	N/A	-	N/A	۰/۳۵	۱۲۵	۰/۳۵	۴۰

مقادیر S_c و β_c بر اساس سطوح معرفی شده برای هر عضو قابل دستیابی‌اند. با توجه به این که در این پژوهش مقیاس شدت زلزله برای تحلیل‌های شکنندگی حداکثر شتاب زمین (PGA) می‌باشد، می‌توان رابطه (۱۰) را به فرم باز به شکل ۱۱ بیان کرد:

$$P[DCj][PGA] = \Phi \left\{ \frac{\ln(PGA) - [\ln(S_{Cj}) - \ln(a)]/b}{\sqrt{\beta_D^2 + \beta_{Cj}^2/b}} \right\} \quad (11)$$

با استفاده از این فرمول‌ها، منحنی شکنندگی لرزه‌ای هر عضو از سیستم پل با تغییر مقدار PGA و رسم آن در یک نمودار قابل ایجاد است. برخلاف مطالعات شکنندگی انجام شده توسط نیلسون (۲۰۰۵) و پدجت (۲۰۰۷) 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 [۲۸ و ۸]، اما در مطالعه حاضر اعضاء مختلف پل بر اساس شرایط تعمیر و ملاحظات ترافیکی در دو سطح اولیه و ثانویه تقسیم‌بندی شده‌اند و

۳-۳- تشکیل منحنی شکنندگی (در سطح اعضا و کل پل)

با فرض توزیع لوگ نرمال، نیاز و ظرفیت، هر کدام با دو پارامتر میانه و پراکندگی بیان می‌شوند. مقادیر میانه و پراکندگی نیاز بر اساس رگرسیون‌گیری بر روی مجموعه پاسخ‌های ثبت شده برای اعضاء پل قابل دستیابی هستند و از نتایج تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی انجام شده در نرم افزار CSI BRIDGE محاسبه شدند. مقادیر میانه و پراکندگی ظرفیت نیز بر اساس مطالعات آزمایشگاهی و مشاهدات زلزله‌های گذشته برای اعضاء مختلف پل تهیه شده‌اند. مقدار شکنندگی یک عضو بر اساس رابطه (۱۰) قابل دستیابی است. در این رابطه D و C نماینده نیاز و ظرفیت بوده و SD و SC نیز مقدار میانه نیاز و ظرفیت هستند. از طرف دیگر $\beta_{D|IM}$ و β_c به عنوان پراکندگی (انحراف استاندارد لگاریتمی) نیاز و ظرفیت شناخته می‌شوند.

$$P[D > CIM] = \Phi \left\{ \frac{\ln\left(\frac{S_n}{S_c}\right)}{\sqrt{\beta_{DIM}^2 + \beta_c^2}} \right\} \quad (10)$$

۳-۴- نتایج مطالعه تحلیلی پل ها

در این بخش از پژوهش، نتایج احتمال شکنندگی لرزه‌ای مؤلفه‌های مختلف پل‌ها در وضع موجود با احتمال شکنندگی کلی سیستم آن‌ها در زلزله‌هایی با شدت‌های مختلف آورده شده است. جهت مقایسه میزان احتمال آسیب‌پذیری مؤلفه‌های مختلف پل‌ها در زلزله‌های با شدت متفاوت بایستی منحنی‌های شکنندگی آن‌ها را در سطوح آسیب کم تا کامل ترسیم نمود.

نتایج حاصل از مدل‌سازی و پاسخ تمامی رکورد‌های زلزله در پل‌های مورد بررسی با سطوح مختلف آسیب در شکل‌های ۱۵ تا ۱۷ نشان داده شده است. همانطور که مشاهده می‌شود در هر سه پل مورد بررسی، ستون یکی از مولفه‌های مهم در آسیب‌پذیری پل‌ها می‌باشند. به همین دلیل در اکثر مطالعات [۳۷ و ۸ و ۶] و همچنین آیین‌نامه‌های ارزیابی لرزه‌ای پل‌های دنیا از جمله HAZUS، شکست ستون به عنوان تنها معیار گسیختگی پل تعیین می‌شود [۳۸]. اما آنچه در این ارزیابی مشاهده گردید این است که مشارکت مؤلفه‌های مختلف یک پل در ارزیابی لرزه‌ای احتمالاتی آن پل منجر به شکنندگی بیشتر خواهد شد و می‌بایست در یک ارزیابی لرزه‌ای احتمالاتی صحیح، علاوه بر ستون، مشارکت تمام اعضای پل لحاظ گردد.

آنچه در شکل ۱۵ به عنوان نمونه‌ای از پل‌های مدرن نسل اول در دوره طراحی قبل سال ۱۳۵۰ مشخص است این است که به علت کم بودن میزان فولاد ستون‌ها، نبود شمع در پایه ستون‌ها و کم بودن مقدار ابعاد پی، به منظور انتقال لنگر ناشی از زلزله نیروی بیشتر به ستون‌ها منتقل شده و موجب ضعف شدیدی در این عضو میگردد. همان‌طور که مشاهده می‌گردد در سطح آسیب کم و متوسط هم افزایشی اجزای مختلف پل، حالت بحرانی تری نسبت به هر یک از مولفه‌ها دارد، به طوری که در تمامی منحنی‌های شکنندگی از نقش فعالی در احتمال آسیب برخوردار است. در نمودار آسیب کم، احتمال آسیب در شتاب طیفی $g/0.25$ به ترتیب برای مشارکت کلیه مولفه‌های پل، نئوپرن‌ها، ستون‌ها و کوله به ترتیب برابر با 99% ، 97% ، 96% و 80% است که همین موارد برای آسیب متوسط با شتاب طیفی $g/0.5$ به ترتیب 95% ، 75% ، 90% و 35% می‌باشد. همچنین برای آسیب گسترده و کامل با شتابهای طیفی $g/1$ و $g/1.5$ برای مولفه ستون برابر 88% و 85% می‌باشد. گفتنی است که علت عمده آسیب‌پذیری ستون و کوله در این پل به دلیل ضعف عمده در آیین‌نامه‌های آن دوره می‌باشد که با توجه به بازدید میدانی صورت گرفته هم اکنون نیز در این قسمت‌ها ترک‌هایی دیده می‌شود که نیازمند رسیدگی و تقویت در این قسمت‌ها می‌باشد.

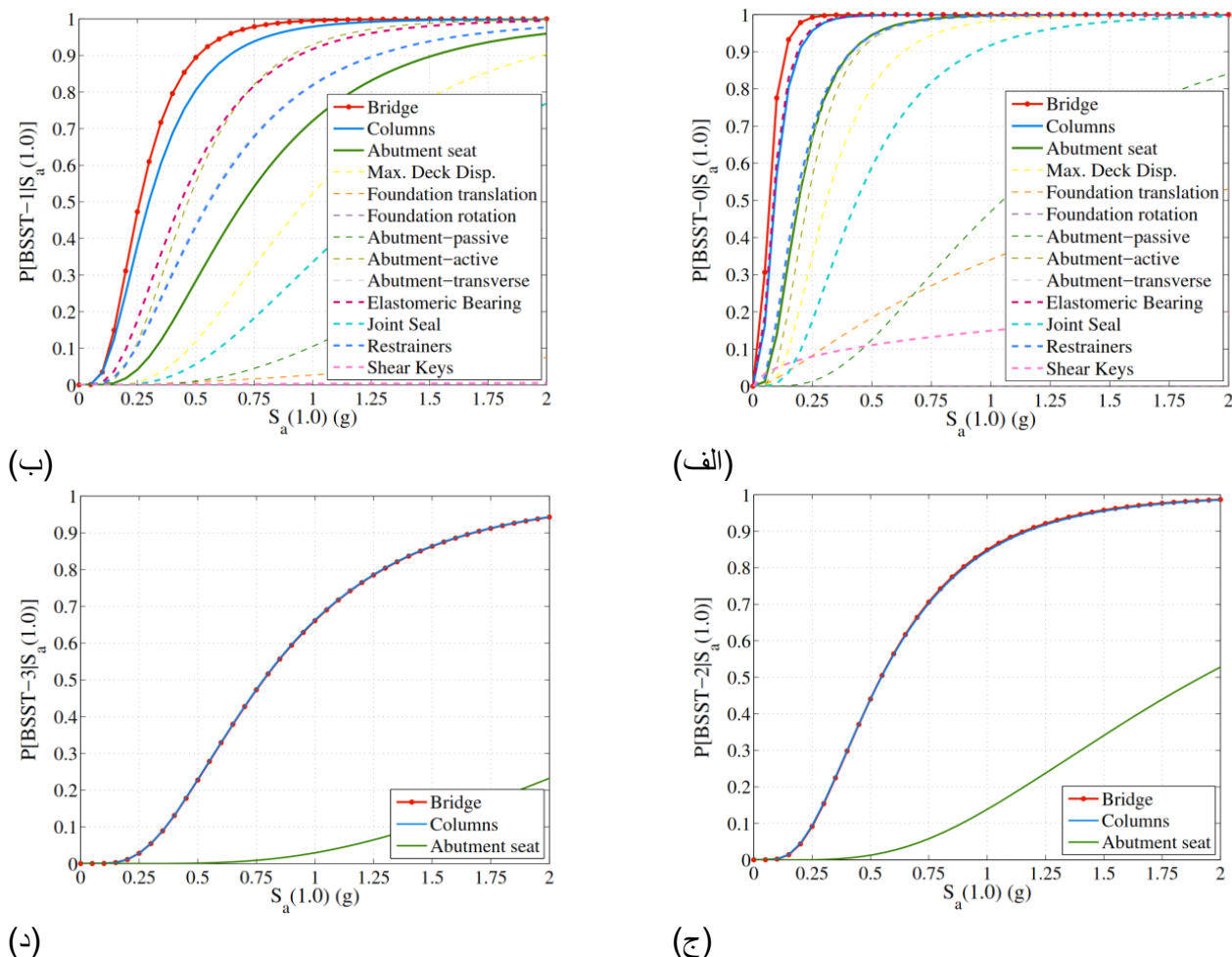
روش‌های متفاوتی جهت ایجاد منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای سیستم پل‌ها ارائه شده است. روش اشاره شده یک روش آسان و در عین حال مبتنی بر اصول آماری می‌باشد. در این روش، شکنندگی سیستم پل بر اساس مدل تقاضای لرزه‌ای احتمالاتی مشترک با تشخیص اینکه نیاز در اعضای مختلف یک پل دارای همبستگی است، قابل تعیین است. اگر $X = (X_1, X_2, \dots, X_n)$ 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 اعضا در فضای متغیرهای لگاریتمی می‌باشد. مدل تقاضای لرزه‌ای احتمالاتی مشترک در فضای لگاریتمی با ایجاد ماتریس میانه μ_y و ماتریس کوواریانس σ_y تولید می‌شود. ماتریس کوواریانس در حقیقت ضرایب همبستگی بین $\ln(X_i)$ را لحاظ می‌کند. ضرایب همبستگی بین نیاز اعضا مختلف، از نتایج تحلیل تاریخیچه زمانی و ماتریس کوواریانس ایجاد شده قابل‌دستیابی هستند. لازم به ذکر است که از روش شبیه‌سازی مونت‌کارلو برای مقایسه تقاضای لرزه‌ای و ظرفیت‌های عضو جهت محاسبه احتمال خرابی سیستم پل استفاده شده است.

برای سطح آسیب سیستم پل، یک سیستم سری جهت ایجاد منحنی‌های شکنندگی فرض گردید. تعداد اعضای که سیستم سری جهت محاسبه شکنندگی پل تشکیل می‌دهند، بر اساس سطح آسیب مورد نظر (DS) و نحوه مشارکت سطح آسیب اعضا متغیر است. جزییات بیشتر در ارتباط با این روش در مطالعات راماناتان (۲۰۱۲) موجود است [۲۲].

با فرض سیستم سری برای پل‌های مورد بررسی، شکنندگی لرزه‌ای سیستم پل در حالات چهارگانه آسیب از رابطه (۱۲) به دست می‌آید:

$$P_{[DSj|IM]} = \begin{cases} P \left[\bigcap_{l=1}^N E_{\text{primary},l}(DC_l|IM) \right] & \text{for } j \geq 3 \\ P \left[\bigcup_{l=1}^N E_{\text{primary},l}(DC_l|IM) \right] + P \left[\bigcup_{m=1}^M E_{\text{secondary},m}(DC_m|IM) \right] & \text{for } j \leq 2 \end{cases} \quad (12)$$

در این رابطه، مولفه E_{primary} بیانگر آسیب عضو اولیه و مولفه $E_{\text{secondary-m}}$ بیانگر آسیب عضو ثانویه می‌باشد. همچنین پارامتر M بیانگر تعداد کل اعضای ثانویه پل و پارامتر N معادل تعداد کل اعضای اولیه پل است. مقادیر یک تا چهار برای پارامتر j ، مبین حالات چهارگانه آسیب از حالت آسیب کم تا آسیب کامل است. $P_{[SDJ|MI]}$ نیز احتمال اجتماع رخدادهایی است که در آن‌ها تحت یک زلزله با شدت مشخص، ظرفیت i امین عضو پل به مقدار j امین حالت حدی شکست آن عضو می‌رسد یا از آن تجاوز می‌کند.

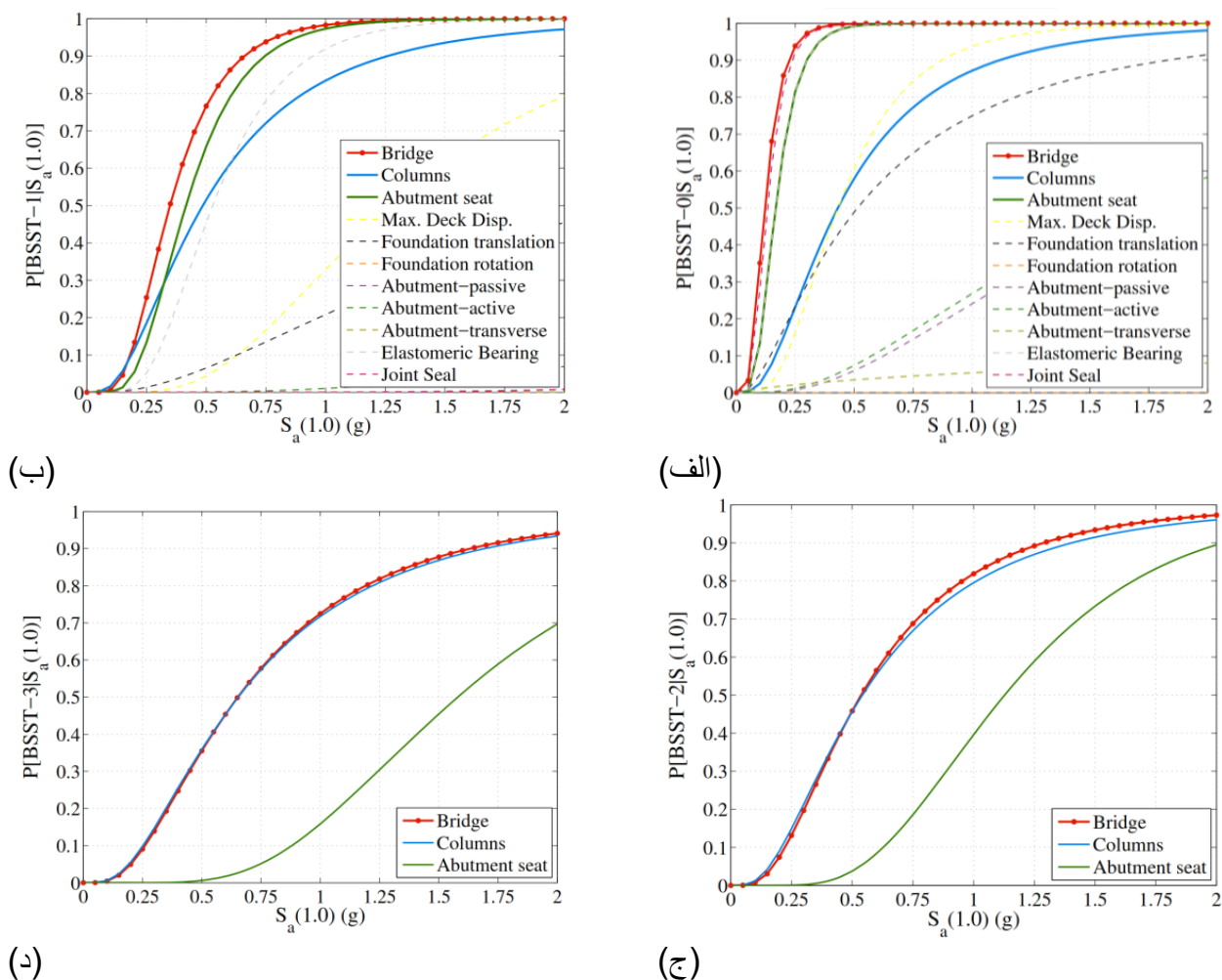


شکل ۱۵. منحنی شکنندگی کلی پل فلزی و اجزای آن در چهار سطح آسیب (الف) کم، (ب) متوسط، (ج) گسترده و (د) کامل

Fig. 15. Overall fragility curve of Felezi bridge and its member in 4 damage levels A) low B) moderate C) extensive D) complete

برخوردار است. در سایر سطوح آسیب شامل سطوح آسیب متوسط، گسترده و کامل، شکست مؤلفه ستون و پس از آن نشیمن‌گاه‌های کوله دارای بیشترین احتمال وقوع هستند. همچنین در این شکل مشاهده می‌شود که در سطوح گسیختگی گسترده و کامل، ستون‌های پل، آسیب‌پذیرترین مؤلفه پل می‌باشند.

همان‌طور که در شکل ۱۶ مشاهده می‌گردد در سطح آسیب کم، درز آب‌بندی پل، از آسیب‌پذیرترین مؤلفه‌های پل می‌باشد که احتمال آسیب آن در شتاب طیفی $0.25g$ برابر 95% می‌باشد و پس از آن نشیمن‌گاه‌های عرشه دارای بیشترین احتمال آسیب است که در همین شتاب طیفی (S_a) برابر 91% می‌باشد. در این سطح آسیب، مؤلفه کوله-عرضی از احتمال شکست کمتری

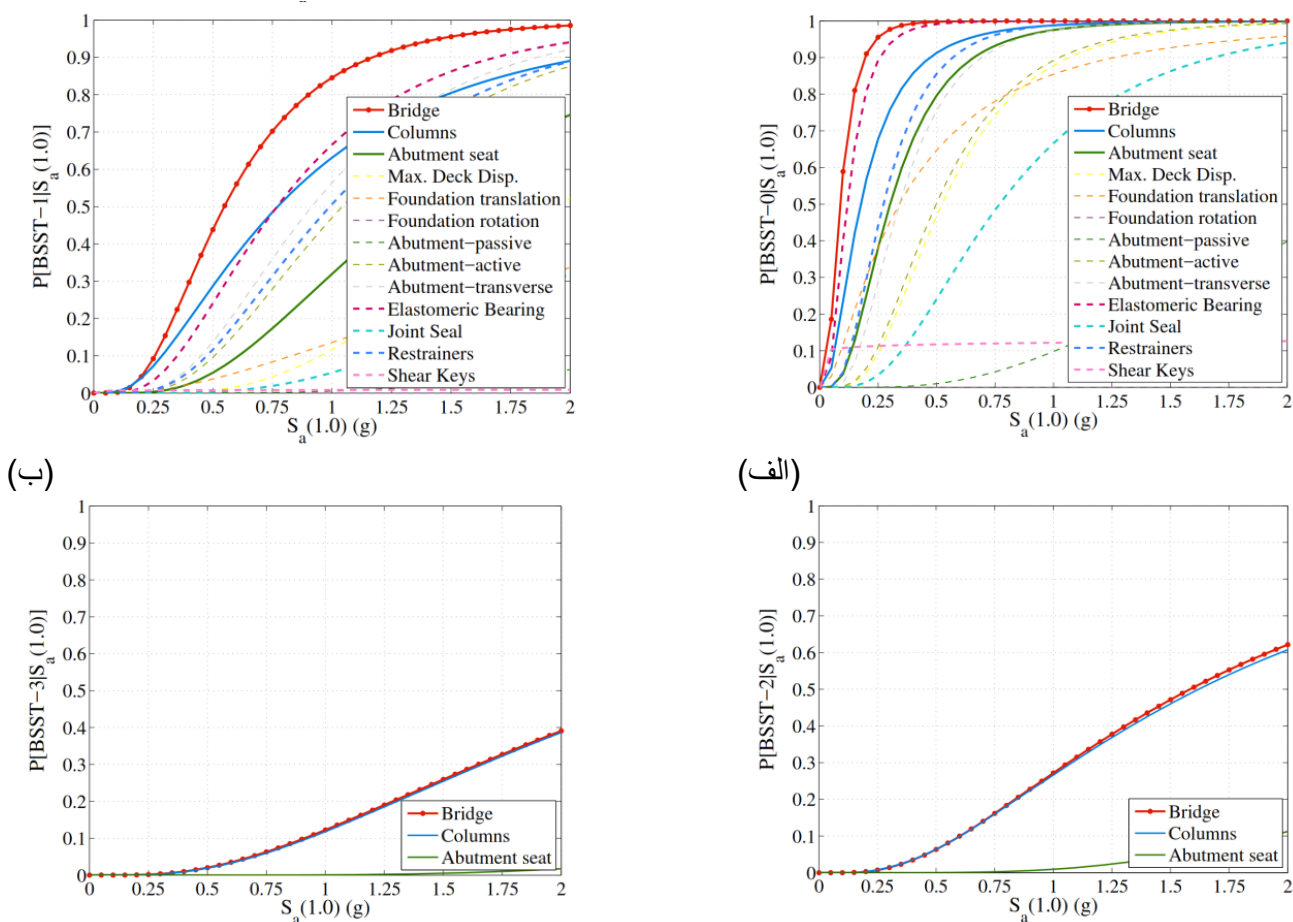


شکل ۱۶. منحنی شکنندگی کلی پل چمران و اجزای آن در چهار سطح آسیب (الف) کم، (ب) متوسط، (ج) گسترده و (د) کامل

Fig. 16. Overall fragility curve of Chamran bridge and its member in 4 damage levels A) low B) moderate C) extensive D) complete

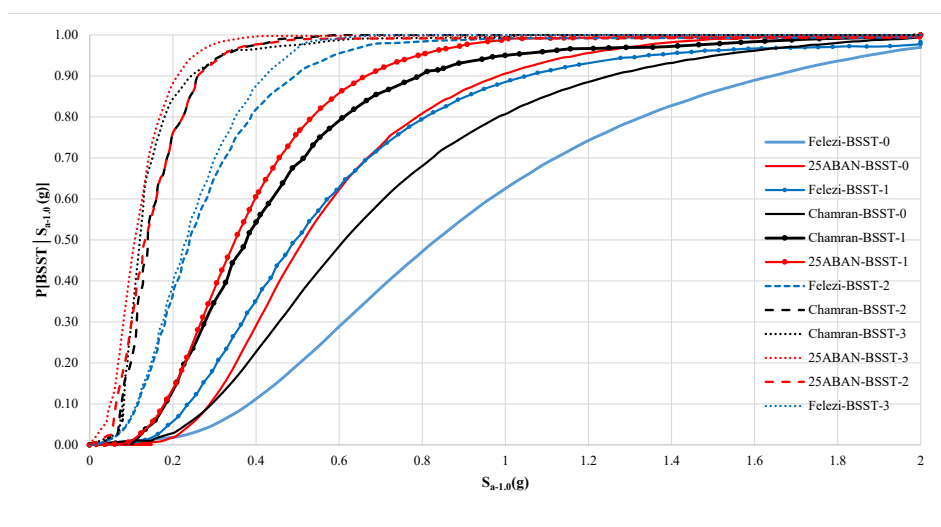
سطوح مختلف آسیب در شکل ۱۸، می توان میزان آسیب پذیری آن ها را با توجه به یکدیگر مقایسه نمود و به این نتیجه رسید که در هنگام زلزله، کمترین میزان آسیب به پل های جدید، برابر با وارد شدن خسارات بسیار زیادی به پل های قدیمی بوده که این موضوع منجر به از دست رفتن کارایی پل های قدیمی و غیرقابل استفاده شدن آنها می گردد. این در حالی است که هر یک از این پل ها در مجموعه حمل و نقل و سرویس دهی از پل های شریانی بوده و ایجاد مشکل در هر یک، مخصوصا به هنگام بروز زلزله ایجاد اختلال شدیدی در سرویس دهی خواهد نمود.

در ادامه نیز بررسی منحنی های شکنندگی پل ۲۵ آبان در شکل ۱۷ آورده شده است و آنچه مشخص است این است که با توجه به افزایش دقت آیین نامه ها و تغییر در معیارهای طراحی، این پل از وضعیت بهتری نسبت به پل های دیگر برخوردار است. همانطور که در منحنی های شکنندگی مشاهده می شود میزان عملکرد اجرای مختلف پل در هنگام زلزله به حدی می باشد که احتمال آسیب گسترده یا کامل با شتاب طیفی g ۲ در ستون ها و یا کوله ها به ترتیب 60% و 10% و همچنین 40% و 3% می باشد. با مقایسه ارائه منحنی های شکنندگی پل های سه دوره مختلف با



شکل ۱۷. منحنی شکنندگی کلی پل ۲۵ آبان و اجزای آن در چهار سطح آسیب (الف کم، ب متوسط، ج گسترده و د کامل)

Fig. 17. Overall fragility curve of 25 Aban bridge and its member in 4 damage levels A) low B) moderate C) extensive D) complete



شکل ۱۸. منحنی‌های شکنندگی برای پل‌های مورد ارزیابی در سه دوره مشخص شده و در سطوح مختلف آسیب

Fig. 18. Fragility curves for the assessed bridges in three periods and at different levels of damage

۴- نتیجه‌گیری

درک درست از تأثیر تکامل طراحی و جزئیات بیشتر جنبه‌های مؤلفه‌های پل در ارزیابی عملکرد لرزه‌ای پل‌های شهر اصفهان در سه دوره مختلف کمک بسیار بزرگی در یافتن راهی برای مقایسه پاسخهای نسبی هر یک از مؤلفه‌های پل و دستیابی به یک شاخص مناسب در ارزیابی پل‌ها است. به همین منظور در این مطالعه، علاوه بر در نظر گرفتن اطلاعات پایه‌ای در دسترس پل‌ها مانند هندسه پل، طول دهانه، عرض عرشه، ارتفاع ستون و تعداد دهانه، جزئیات گسترده‌ای در مورد اجزای پل مانند ابعاد و چیدمان آرماتور در ستون‌ها، عرض صندلی در کوله‌ها، ظرفیت تکیه‌گاه‌های الاستومری و... در مدل‌سازی لحاظ گردید.

این پژوهش رویکردی را برای توسعه منحنی‌های شکنندگی در سطح منطقه ای برای پل‌های مختلف با استفاده از روش تحلیلی ارائه کرده است که در آن پل‌های مختلف در سه نسل با ویژگی‌های متفاوت بررسی شده و نتایج حاصل از آن نشان می‌دهد که:

۱- نتایج این مطالعه نشان داد که در سطح آسیب کم و متوسط هم افزایش اجزای پل باعث بحرانی‌تر شدن احتمال آسیب می‌شود. به عنوان نمونه در پل فلزی، برای آسیب کم، احتمال آسیب در شتاب طیفی $g/0.25$ به ترتیب برای مشارکت کلیه مؤلفه‌های پل، نئوپرن‌ها، ستون‌ها و کوله‌ها به ترتیب برابر با 0.99% ، 0.97% ، 0.96% و 0.80% است و برای آسیب متوسط در شتاب طیفی $g/0.5$ به ترتیب 0.95% ، 0.75% ، 0.90% و 0.35% می‌باشد.

۲- با توجه تحولات قابل توجه بارگذاری‌های جدید در پل چمران، میزان سطح آسیب کوله و ستون به عنوان اعضای اصلی سازه در سطوح آسیب گسترده و کامل برای شتاب $g/2$ ، برابر 0.89 و 0.69 برای کوله و 0.96 و 0.94 برای ستون می‌باشد. این در حالی است که برای پل فلزی به ترتیب در کوله 0.52 و 0.24 و در ستون 0.94 و 0.91 می‌باشد.

۳- در اکثر مطالعات همیشه بعد از ارزیابی میزان شکنندگی، به منظور مقاوم‌سازی، تأکید بر تقویت بر روی اجزای کلیدی مهم است. اگر چه این اقدامات در پاسخ به ضعف‌های موجود در اجزا بوده و به صورت منفرد مورد بررسی قرار می‌گیرند، اما این مطالعه نشان داد که شکنندگی سایر مؤلفه‌ها ممکن است به صورت غیرمستقیم به صورت مثبت یا منفی سایر اعضا را نیز تحت تأثیر قرار دهد؛ از طرف دیگر، ممکن است منابع آسیب‌پذیری دیگری وجود داشته باشد، که توسط یک طراح مورد بررسی قرار نگرفته باشد، که باید هنگام ارزیابی شکنندگی پل بررسی شوند. این امر با توسعه PSDM های مشترک و برآورد ظرفیت انجام می‌شود. بر همین اساس نتیجه مهم این

مطالعه نشان می‌دهد که شکست ستون به عنوان تنها معیار گسیختگی پل نمی‌باشد و مشارکت مؤلفه‌های مختلف یک پل در ارزیابی لرزه‌ای احتمالاتی آن پل منجر به شکنندگی بیشتر خواهد شد. در یک ارزیابی لرزه‌ای احتمالاتی صحیح، علاوه بر ستون، مشارکت تمام اعضای پل بایستی لحاظ گردد. ۴- از دیگر نتایج مهم این تحقیق این است که در نظر گرفتن خصوصیات این نوع تغییرپذیری و ترکیب آن در فرمولاسیون شکنندگی، باعث می‌شود که مدل‌های شکنندگی حاصل قابل تعمیم به سایر پل‌ها باشد و منجر به ایجاد روش‌هایی برای بهبود یافتن سطح زیرساخت‌های سیستم حمل و نقل در سطح منطقه و متناسب با عملکرد آن‌ها شود. لذا پیشنهاد می‌گردد در مطالعات آینده در ارزیابی لرزه‌ای پل‌ها این مهم در نظر گرفته شود.

منابع

- [1] C.A. Cornell, F. Jalayer, R.O. Hamburger, D.A. Foutch, Probabilistic basis for 2000 SAC federal emergency management agency steel moment frame guidelines, J. Struct. Eng. 128 (2002) 526–533.
- [2] K. Mackie, B. Stojadinović, Probabilistic seismic demand model for California highway bridges, J. Bridg. Eng. 6 (2001) 468–481.
- [3] M. Dolce, A. Kappos, G. Zuccaro, A.W. Coburn, Report of the EAEE Working Group 3: Vulnerability and risk analysis, in: Proc. 10th Eur. Conf. Earthq. Eng., 1994: pp. 3049–3077.
- [4] S. Banerjee, M. Shinozuka, Mechanistic quantification of RC bridge damage states under earthquake through fragility analysis, Probabilistic Eng. Mech. 23 (2008) 12–22.
- [5] G.C. Marano, R. Greco, E. Morrone, Analytical evaluation of essential facilities fragility curves by using a stochastic approach, Eng. Struct. 33 (2011) 191–201.
- [6] J.E. Padgett, R. DesRoches, Retrofitted bridge fragility analysis for typical classes of multispan bridges, Earthq. Spectra. 25 (2009) 117–141. <https://doi.org/10.1193/1.3049405>.
- [7] K. Ramanathan, J.E. Padgett, R. DesRoches, Temporal evolution of seismic fragility curves for concrete box-girder bridges in California, Eng. Struct. 97 (2015) 29–46.

- Beck, Model identification and seismic analysis of meloland road overcrossing, Rep. to Calif. Dep. Transp. (1993).
- [21] A.K. Agrawal, M. Amjadian, Seismic component devices, in: *Innov. Bridg. Des. Handb. Constr. Rehabil. Maint.*, Elsevier Inc., 2015: pp. 531–553. <https://doi.org/10.1016/B978-0-12-800058-8.00020-7>.
- [22] K.N. Ramanathan, Next generation seismic fragility curves for california bridges incorporating the evolution in seismic design philosophy, (2012). <https://smartech.gatech.edu/handle/1853/44883>.
- [23] M. Yashinsky, Northridge Earthquake, Lifeline Performance and Post-Earthquake Response: Bridges and Roadways, TCLEE Monogr. No. 8 (1995).
- [24] AASHTO, HIGHWAY SUBCOMMITTEE ON BRIDGES AND STRUCTURES, 6th ed., American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC, 2012.
- [25] E. Choi, Seismic analysis and retrofit of mid-America bridges, (2002).
- [26] A. Shamsabadi, L. Yan, Closed-form force-displacement backbone curves for bridge abutment-backfill systems, in: *Geotech. Earthq. Eng. Soil Dyn. IV*, 2008: pp. 1–10.
- [27] S. Caltrans, Seismic design criteria version 1.6, Off. Struct. Des. (2013).
- [28] ATC, Improved seismic design criteria for California bridges: Provisional recommendations, ATC-32. (1996).
- [29] R.E. Melchers, A.T. Beck, Structural reliability analysis and prediction, John Wiley & Sons, 2018.
- [30] B.R. Ellingwood, Y. Wen, Risk-benefit-based design decisions for low-probability/high consequence earthquake events in Mid-America, *Prog. Struct. Eng. Mater.* 7 (2005) 56–70.
- [31] A. Dutta, On energy based seismic analysis and design of highway bridges, (1999).
- [32] J.B. Mander, D.K. Kim, S.S. Chen, G.J. Premus, Response of steel bridge bearings to reversed cyclic loading, 1996.
- [8] B.G. Nielson, Analytical fragility curves for highway bridges in moderate seismic zones, (2005).
- [9] S.P. Stefanidou, A.J. Kappos, Methodology for the development of bridge-specific fragility curves, *Earthq. Eng. Struct. Dyn.* 46 (2017) 73–93. <https://doi.org/10.1002/eqe.2774>.
- [10] Y.J. Kim, L.B. Queiroz, Big Data for condition evaluation of constructed bridges, *Eng. Struct.* 141 (2017) 217–227. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.03.028>.
- [11] U. Yazgan, Empirical seismic fragility assessment with explicit modeling of spatial ground motion variability, *Eng. Struct.* 100 (2015) 479–489.
- [12] J.B. Mander, Fragility curve development for assessing the seismic vulnerability of highway bridges, *Res. Prog.* 89 (1999).
- [13] S.M. Lee, T.J. Kim, S.L. Kang, Development of fragility curves for bridges in Korea, *KSCE J. Civ. Eng.* 11 (2007) 165–174.
- [14] T. Wright, R. Desroches, M. Asce, J.E. Padgett, A.M. Asce, Bridge Seismic Retrofitting Practices in the Central and Southeastern United States, (2011) 82–92.
- [15] J. Ghosh, P. Sood, Consideration of time-evolving capacity distributions and improved degradation models for seismic fragility assessment of aging highway bridges, *Reliab. Eng. Syst. Saf.* 154 (2016) 197–218.
- [16] L. Duan, F. Li, SEISMIC DESIGN PHILOSOPHIES AND PERFORMANCE-BASED DESIGN CRITERIA. IN: BRIDGE ENGINEERING: SEISMIC DESIGN, (2003).
- [17] M. Yashinsky, M.J. Karshenas, Fundamentals of seismic protection for bridges, National Information Centre of Earthquake Engineering, 2003.
- [18] J.E. Padgett, Seismic vulnerability assessment of retrofitted bridges using probabilistic methods, (2007).
- [19] S.H. Megally, P.F. Silva, F. Seible, Seismic response of sacrificial shear keys in bridge abutments: Structural systems research report SSRP-2001/23, (2001).
- [20] S.D. Werner, C.B. Crouse, L. Kafatygiotis, J.L.

- Dyn. 32 (2003) 2221–2240.
- [37] J.E. Padgett, B.G. Nielson, R. DesRoches, Selection of optimal intensity measures in probabilistic seismic demand models of highway bridge portfolios, *Earthq. Eng. Struct. Dyn.* 37 (2008) 711–725.
- [38] F.I. of B. Sciences, HAZUS-MH MR1, Multi-hazard Loss Estimation Methodology Earthquake Model, (2003).
- [39] M. Berry, M. Parrish, M. Eberhard, PEER Structural Performance Database, User's Manual (Version 1.0), Univ. California, Berkeley. (2004).
- [40] K.R. Karim, F. Yamazaki, Effect of isolation on fragility curves of highway bridges based on simplified approach, *Soil Dyn. Earthq. Eng.* 27 (2007) 414–426.
- [33] J.Q. Fang, Q.S. Li, A.P. Jeary, D.K. Liu, Damping of tall buildings: its evaluation and probabilistic characteristics, *Struct. Des. Tall Build.* 8 (1999) 145–153.
- [34] M. Rahimi Shahid, F. Kargaran, N. Rahimi, Using remote sensing data and GIS tools for preparation seismic zones map of Isfahan, Iran, *RS GIS Nat. Resour.* 6 (2016) 47-58. in Persian.
- [35] J.W. Baker, T. Lin, S.K. Shahi, New Ground Motion Selection Procedures and, 2011. https://peer.berkeley.edu/sites/default/files/baker_et_al_2011_peer_gm_report.pdf.
- [36] P.B. Tekie, B.R. Ellingwood, Seismic fragility assessment of concrete gravity dams, *Earthq. Eng. Struct.*

پیوست

مشخصات مجموعه چهل تایی زلزله های به کار رفته در تحلیل دینامیکی

Characteristics of forty seismic sets used in dynamic analysis

شماره	نام زلزله	سال	ایستگاه	بزرگی زلزله	فاصله	نزدیکترین فاصله	جهت گسل
1	'Big Bear-01'	1992	'Lake Cachulla'	6.5	83.3	-	323
2	'Big Bear-01'	1992	'Snow Creek'	6.5	40.4	-	323
3	'Loma Prieta'	1989	'Fremont - Emerson Court'	6.9	57.9	39.9	38
4	'Imperial Valley-06'	1979	'Superstition Mtn Camera'	6.5	60.4	24.6	233
5	'CA/Baja Border Area'	2002	'El Centro Array #7'	5.3	59.7	-	270
6	'Chalfant Valley-02'	1986	'Lake Crowley - Shehorn Res.'	6.2	28.4	24.5	58
7	'Northridge-01'	1994	'Elizabeth Lake'	6.7	55.9	36.6	32
8	'Northwest China-02'	1997	'Jiashi'	5.9	38.7	-	117
9	'Victoria, Mexico'	1980	'SAHOP Casa Flores'	6.3	59.9	39.3	228
10	'CA/Baja Border Area'	2002	'Calexico Fire Station'	5.3	42.8	-	270
11	'Whittier Narrows-01'	1987	'Norwalk - Imp Hwy, S Grnd'	6.0	20.9	20.4	190
12	'San Fernando'	1971	'Santa Felita Dam (Outlet)'	6.6	34.1	24.9	200
13	'Coalinga-01'	1983	'Parkfield - Stone Corral 3E'	6.4	44.9	34.0	47
14	'Imperial Valley-06'	1979	'Plaster City'	6.5	55.2	30.3	233
15	'El Alamo'	1956	'El Centro Array #9'	6.8	122.3	-	196
16	'Loma Prieta'	1989	'Fremont - Mission San Jose'	6.9	57.3	39.5	38
17	'N. Palm Springs'	1986	'San Jacinto - Valley Cemetary'	6.1	43.2	31.0	197
18	'Northridge-01'	1994	'Bell Gardens - Jaboneria'	6.7	48.5	44.1	32
19	'Chi-Chi, Taiwan-03'	1999	'CHY034'	6.2	45.4	37.0	270
20	'Morgan Hill'	1984	'Gilroy Array #2'	6.2	39.0	13.7	58

21	'CA/Baja Border Area'	2002	'Holtville Post Office'	5.3	55.6	0.0	270
22	'Morgan Hill'	1984	'San Juan Bautista, 24 Polk St'	6.2	52.2	27.2	58
23	'Livermore-01'	1980	'Tracy - Sewage Treatm Plant'	5.8	57.4	-	76
24	'Chi-Chi, Taiwan-03'	1999	'TCU145'	6.2	56.1	48.5	270
25	'N. Palm Springs'	1986	'Indio'	6.1	47.6	35.6	197
26	'Friuli, Italy-02'	1976	'Codroipo'	5.9	46.9	41.4	125
27	'Northridge-01'	1994	'Compton - Castlegate St'	6.7	50.6	47.0	32
28	'Morgan Hill'	1984	'Gilroy Array #7'	6.2	39.1	12.1	58
29	'Big Bear-01'	1992	'North Shore - Salton Sea Pk HQ'	6.5	116.3	-	323
30	'Big Bear-01'	1992	'Seal Beach - Office Bldg'	6.5	126.9	-	323
31	'Livermore-01'	1980	'San Ramon - Eastman Kodak'	5.8	20.9	-	76
32	'Coalinga-01'	1983	'Parkfield - Cholame 3W'	6.4	56.8	45.7	47
33	'Friuli, Italy-01'	1976	'Codroipo'	6.5	47.5	33.4	162
34	'Chi-Chi, Taiwan-03'	1999	'CHY047'	6.2	54.7	46.2	270
35	'Loma Prieta'	1989	'Dumbarton Bridge West End FF'	6.9	57.7	35.5	38
36	'Whittier Narrows-01'	1987	'West Covina - S Orange Ave'	6.0	18.9	16.3	190
37	'Mammoth Lakes-06'	1980	'Bishop - Paradise Lodge'	5.9	24.4	-	291
38	'Coalinga-01'	1983	'Parkfield - Fault Zone 16'	6.4	36.8	27.7	47
39	'Chi-Chi, Taiwan-06'	1999	'CHY036'	6.3	63.6	46.2	275
40	'Whittier Narrows-01'	1987	'Canoga Park - Topanga Can'	6.0	53.7	49.0	190

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم

S. Pourebrahim Abadi, B. Talaeitaba, Seismic Assessment of Three Generations of Isfahan Bridges Using Fragility Curves, Amirkabir J. Civil Eng., 53(12) (2022) 5457-5482.

DOI: 10.22060/ceej.2021.18847.6980



