



## Seismic Reliability Cable-Stayed Bridge with Latin Hypercube Sampling Methods

A. Rashid, H. Rahman Shokergozar\* , M. Mohebbi

Earthquake Engineering Department, University of Mohaghegh Ardabili, Ardabil, Iran.

**ABSTRACT:** Cable bridges are one of the essential structures that are sensitive to vibrations. Therefore, it is necessary to investigate the seismic behavior of them. The uncertainty in structural members and earthquake excitation should be considered due to the undetectability and indeterminability of them. In this paper, the reliability of the cable-stayed bridge with a 640-meter length span in two states with linear and nonlinear behavior for materials is investigated. The uncertainty in member parameters of pylons, girders, and cables, which includes the elasticity modulus, cross-section, material yield strength, is considered, and the efficiency of each one is simulated by the sampling method. Linear and nonlinear time history dynamic analyses are performed by artificial earthquakes produced at four different seismic hazard levels. The sensitivity analysis shows that the cable parameters have the highest sensitivity. The reliability analysis also indicates that the failure probability in the pylon is more than cable, and the failure probability in the nonlinear model is higher than the linear model.

### Review History:

Received: Jul. 17, 2019  
Revised: Apr. 22, 2020  
Accepted: May. 13, 2020  
Available Online: Aug. 21, 2020

### Keywords:

Reliability  
Cable-stayed bridge  
Artificial earthquake  
Uncertainty  
Latin hypercube sampling

### 1. Introduction

Cable-stayed bridges are one of the most common infrastructures with long spans, and recently they are constructed with more than 1000 meters span lengths. Operating loads, car accidents, and natural disasters are important causes of the failure at bridges. Therefore, an accurate assessment of them under natural hazards and service conditions is an essential issue [1]. The seismic behavior evaluation of such structures is a significant concern of engineers in high-seismic zones, and appropriate estimation of the seismic response could ultimately lead to structural damages and also economic losses [2]. Modeling parameters are usually considered definitive in analysis, but in reality, they are uncertain. These uncertainties are due to the member's geometry, material mechanical properties, the distribution and amount of loads, and so on. The deterministic analysis could not indicate the complete behavior of structures, and probability analyses are used to compensate for this defect. Cheng & Xiao (2005) estimated the serviceability reliability of cable-stayed bridges using a combination of the response surface method (RSM), finite element method (FEM), first-order reliability method (FORM), and the importance sampling updating method [3]. Cheng and Liu (2012) investigated the effect of soil-pile interaction on the assessment of the reliability of cable-stayed bridges using the combination method proposed by Cheng & Xiao (2005) [4]. Truong & Kim (2017) proposed the improved Latin Hypercube (IHS) and an effective importance sampling (EIS) method for reliability analysis of steel cable-

stayed bridges. They considered uncertainty at structural members, dead and live loads. In this paper, the seismic reliability of a cable-stayed bridge modeled at two different conditions (linear model and nonlinear model) is evaluated using artificial ground motion records. The ultimate (failure of cables, girders, and Pylon members) and serviceability (exceeding allowable drift) are considered as limit states functions. Latin Hypercube methods are used for sampling and simulation analyses. This method is a statistical method for generating a near-random sample of parameter values from a multidimensional distribution.

### 2. Methodology

The William H. Harsha Bridge is considered in this study (Fig. 1). This bridge is a cable-stayed bridge that connects Maysville, Kentucky, and Aberdeen, Ohio, over the Ohio River. The bridge has a total span of 2,100 feet (640 m) and the main span of 1050 feet (320 meters). The finite element modeling of William H. Harsha Bridge is developed using OPENSEES software. Two different models are made, one model with an assumption of linear behavior at the geometry and material properties, and the second one is considered geometric and material nonlinearity at all members. The linear and nonlinear time history analyses are performed for both models. Twenty-four artificial earthquakes are constructed for this purpose. The artificial earthquakes are developed according to four different properties (probability of being exceeded in 50 years of 20, 10, 5, and 2 percent).

\*Corresponding author's email: h\_rshokrgozar@uma.ac.ir

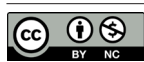




Fig. 1. William H. Harsha Bridge [6].

One of the essential steps in reliability analysis is sensitivity analysis, which is used to reduce the number of variables. This ratio is equal to the percentage of changes in the output response (probability of failure), divided by the percentage change of a special input variable with the assumption to be constant other parameters, which is shown as follow:

$$RS = \frac{\left(\frac{Y_2 - Y_1}{Y_1}\right) \times 100\%}{\left(\frac{X_2 - X_1}{X_1}\right) \times 100\%} \quad (1)$$

Where X1 is the initial value of the input, X2 is the changed value of one of the parameters, and Y1 is the initial output, Y2 is the output change relative to the change in one of the parameters. This equation is equivalent to the normal partial derivative. Variables with the highest sensitivity ratios have the most significant effect on the limit state function or the failure probability [7].

### 3. Results and Discussion

The average percentage of changes in the dynamic response of the pylon, girder, cable resistance, and drift at the top of the pylon, compared to the static responses are shown in Fig. 2 for linear and nonlinear models in the four different seismic levels. According to this figure, in the linear model, the pylon resistance and drift responses are raised by increasing the seismic return period. This result is due to the rising seismic demand of the bridge. However, in the girder and cable resistance, there is not a significant percentage of changes. This result is due to the lower stiffness of these members than the pylon. As shown in Fig. 2 in the nonlinear model, the percentage of changes in the drift at the top of the pylon as well as the pylon resistance increases with increasing return period. Unlike the linear model, the cable resistance is increased at higher performance levels. By increasing the return period, the pylon resistance in the linear model has a higher percentage change than the nonlinear model, but cable and girder resistances, and the drift at the top of the pylon changed significantly at the nonlinear model.

The results of sensitivity analysis and sensitivity ratio of different parameters in linear and nonlinear models are presented in Fig. 3. As can be seen in the linear model, the elasticity modulus and cross-sectional area of cables are more sensitive than other parameters, and the girder inertia moment and pylon cross-sectional area are less sensitive than other

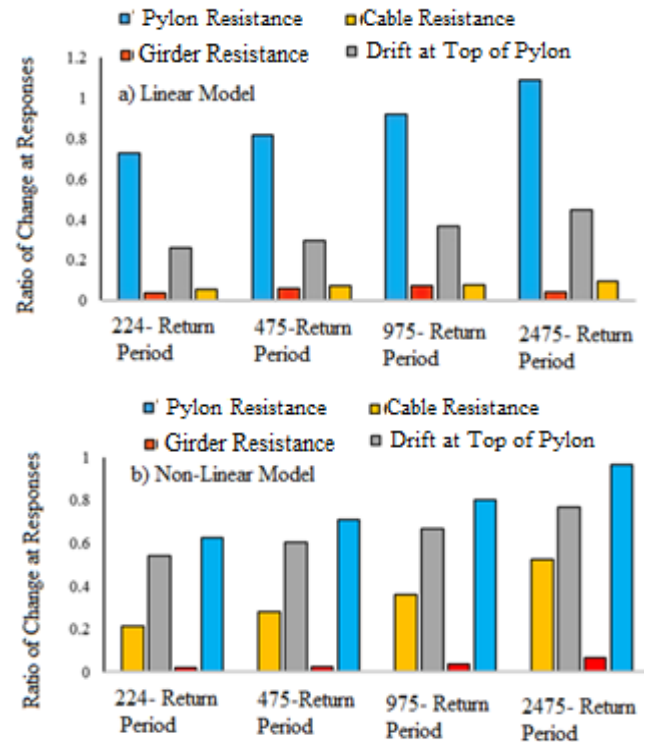


Fig. 2. The ratio of change at responses for various seismic levels.

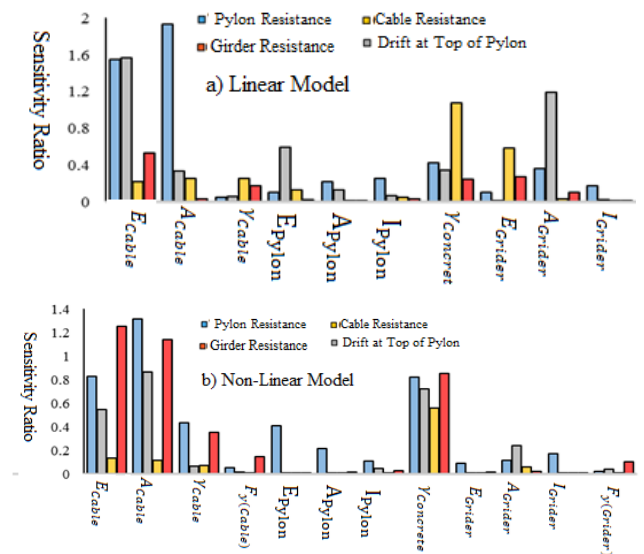


Fig. 3. Sensitivity ratios of girder, cable, pylon to input parameters

parameters. In the nonlinear model, the cross-sectional cable area and elasticity modulus, and density of concrete slabs have a higher sensitivity ratio. The girder elasticity modulus, pylon inertia moment, and yield stress of girder have a meager sensitivity ratio; in other words, these parameters are among the low significant parameters of structure. The reliability of the cable-stayed bridge in linear and nonlinear models has

**Table 1. Failure Probability and dispersion coefficient for ultimate and service limit state at linear and nonlinear models.**

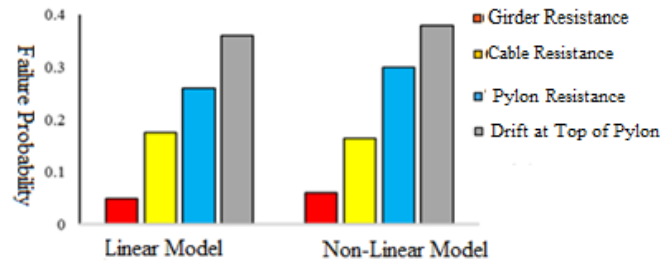
		Pylon	Cable	Girder	Drift
Linear Model	F. P.	0.26	0.175	0.047	0.36
	D. C.	0.0034	0.066	0.136	0.0029
Nonlinear Model	F. P.	0.302	0.164	0.06	0.382
	D. C.	0.0025	0.12	0.147	0.0026

been evaluated using the Latin Hypercube simulation. The failure probability and the dispersion coefficient, Table 1, for the ultimate and service limit states are estimated. According to Table 1, it is observed that between the criteria that are considered for the ultimate limit state, the pylon resistance has the highest failure probability and also has the lowest dispersion coefficient, while the girder resistance has the lowest failure probability and also the highest dispersion coefficient. According to Fig. 4, by comparing the result of two linear and nonlinear models, it can be concluded that the probability of failure in different limit states is almost the same, but the failure probability in the nonlinear model is higher than the linear model. It can also be concluded that the failure probability in the service limit state is higher than the ultimate limit states.

**4. Conclusions**

In this study, the seismic reliability of a cable-stayed bridge has been investigated, and two linear and nonlinear models have been developed using Opensees software. Some uncertainty parameters in the cable, girder, and pylon members were also considered in analyzes. To assumption, the uncertainty at the seismic loads, artificial earthquakes at four different levels was used. Fifty samples of variables have also been generated using the Latin Hypercube sampling method to assess the structural reliability. Modal, static, linear, and nonlinear time history analyzes were used to obtain structural responses. The results of sensitivity analysis, as well as estimating the failure probability of the cable-stayed bridge can be summarized as follows:

- The average percentage change of dynamic responses indicates that the bridge pylon is the vulnerable member of the cable-stayed bridge during the earthquake.



**Fig. 4. Failure probability of cable-stayed bridge at linear and nonlinear models.**

- The bridge pylon has a high failure probability compared to the cable and girder elements.
- The failure probability in the nonlinear model is higher than the linear model.
- In cable-stayed bridges, cable elasticity modulus and cross-section are high impact parameters.

**References**

[1] Ren, W. X., & Peng, X. L. (2005). Baseline finite element modeling of a large span cable-stayed bridge through field ambient vibration tests. *Computers & structures*, 83(8-9), 536-550.

[2] Cunha, M. A., Guerreiro, L., & Virtuoso F. (2012). Influence of the Plastic Hinges Nonlinear Behavior on Bridges Seismic Response. In 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal.


[3] Cheng, J., & Xiao, R. C. (2005). Serviceability reliability analysis of cable-stayed bridges. *Structural Engineering and Mechanics*, 20(6), 609-630.

[4] Cheng, J., & Liu, X. L. (2012). Reliability analysis of steel cable-stayed bridges including soil-pile interaction. *Steel and Composite Structures*, 13(2), 109-122.

[5] Truong, V. H., & Kim, S. E. (2017). An efficient method of system reliability analysis of steel cable- stayed bridges. *Advances in Engineering Software*, 114, 295-311.

[6] Nazmy, A. S., & Abdel-Ghaffar, A. M. (1990). Three-dimensional nonlinear static analysis of cable-stayed bridges. *Computers & structures*, 34(2), 257-271.

[7] Mahmoodian, M., Li, C. Q. 2012. Sensitivity analysis in structural reliability of buried pipelines. 6th International ASRANet Conference, Integrating Structural Analysis, Risk & Reliability, London, UK.

<p><b>Please cite this article using:</b></p> <p>M. A. Rashid, H. Rahman Shokergozar, M. Mohebbi, <i>Seismic Reliability Cable-Stayed Bridge with Latin Hypercube Sampling Methods, Amirkabir J. Civil Eng., 53(3) (2021): 251-254.</i></p> <p>DOI: <a href="https://doi.org/10.22060/ceej.2020.16781.6342">10.22060/ceej.2020.16781.6342</a></p>	
---	---





## ارزیابی قابلیت اعتماد لرزه‌ای پل‌های کابلی با روش شبیه‌سازی لاتین‌هایپرکیوب

علی رشید، حامد رحمن شکرگزار\*، محتشم محبی

گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه محقق اردبیلی، اردبیل، ایران.

### تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۳۹۸/۰۴/۲۶

بازنگری: ۱۳۹۹/۰۲/۰۳

پذیرش: ۱۳۹۹/۰۲/۲۴

ارائه آنلاین: ۱۳۹۹/۰۵/۳۱

### کلمات کلیدی:

تحلیل قابلیت اعتماد

پل کابلی

زلزله مصنوعی

عدم قطعیت

شبیه‌سازی لاتین‌هایپرکیوب.

**خلاصه:** پل‌های کابلی از جمله سازه‌های با اهمیت بالایی هستند که در مقابل ارتعاش‌های وارده بسیار حساس هستند، از این‌رو بررسی رفتار لرزه‌ای این پل‌ها تحت نیروی زلزله امری ضروری است. غیرقطعی بودن پارامترهای سازه‌ای و مشخصات نیروی زلزله دلیلی برای در نظر گرفتن عدم قطعیت در ارزیابی‌های لرزه‌ای است. در این مقاله قابلیت اعتماد پل کابلی با طول دهانه ۶۴۰ متر در دو حالت با رفتار خطی و غیرخطی برای مصالح مورد بررسی قرار گرفته است. عدم قطعیت در پارامترهای اعضاء برج، شاه‌تیر و کابل شامل مدول الاستیسیته، سطح مقطع، مقاومت تسلیم و وزن مخصوص مصالح در این ارزیابی لحاظ شده است و میزان تأثیرپذیری هر یک از این پارامترها با استفاده از روش نمونه برداری شبیه‌سازی شده است. برای بدست آوردن پاسخهای سازه از تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی خطی و غیرخطی با اعمال زلزله‌های مصنوعی تولید شده در چهار سطح خطر لرزه‌ای مختلف استفاده گردیده است. تحلیل حساسیت صورت گرفته نشان میدهد که پارامترهای کابل بالاترین حساسیت را دارد. تحلیل قابلیت اعتماد نیز نشان میدهد که احتمال خرابی در پایه برج‌ها بیشتر از عضو کابلی و شاه‌تیر است و احتمال خرابی در مدل غیرخطی بیشتر از مدل خطی است.

### ۱- مقدمه

زیرساخت‌های عمرانی از اساسی‌ترین دست آوردهای یک جامعه مدرن و صنعتی است و در دهه اخیر سازه‌هایی مانند پل‌های کابلی بیشتر از پیش کاربرد پیدا کرده و جای پل‌های معلق را گرفته‌اند. افزایش محبوبیت پل‌های کابلی را می‌توان بخاطر زیبایی ظاهری، استفاده کامل و مؤثر از مصالح سازه‌ای، سختی بیشتر نسبت به پل‌های معلق و ابعاد نسبتاً کوچک اعضاء پل کابلی دانست. پل‌های کابلی از جمله سازه‌هایی هستند که بطور معمول با دهانه‌های بلندی ساخته می‌شوند و اخیراً نیز دهانه میانی پل‌های کابلی به بیش از ۱۰۰۰ متر نیز رسیده است. بارهای بهره‌برداری، رخدادهای طبیعی و وقوع تصادفات از موارد مهمی هستند که باعث خرابی پل‌ها می‌گردند. بنابراین ارزیابی دقیق این پل‌ها با اهمیت، یک ضرورت شمرده می‌شود [۱].

پل‌ها از سازه‌های آسیب‌پذیر در سیستم حمل و نقل جاده‌ای در

\* نویسنده عهده‌دار مکاتبات: Email: h\_rshokrgozar@uma.ac.ir

اثر وقوع زلزله هستند و بیشتر آسیب‌های وارده نیز ناشی از مسدود شدن راه‌های ارتباطی است. پل‌های کابلی به دلیل داشتن ابعاد بزرگ و انعطاف‌پذیر معمولاً دوره تناوب طولانی‌تری نیز دارند که آنها را از سایر سازه‌ها مجزا می‌کند و بر رفتار دینامیکی آنها تأثیر می‌گذارد. با این وجود انعطاف‌پذیری و ویژگی دینامیکی این نوع پل‌ها به چندین پارامتر مانند طول دهانه اصلی، سیستم کابل‌ها و چیدمان آنها بستگی دارد. شناسایی رفتار این نوع سیستم‌ها کار پیچیده‌ای است که این پیچیدگی ناشی از مؤلفه ساختاری با سختی و میرایی متفاوت است. بنابراین در پل‌های کابلی ارزیابی دوره تناوب و شکل مودها و ویژگی‌های میرایی بسیار مهم است. یکی از عواملی که باعث وارد شدن خسارت بر پل‌های کابلی شده است، حرکات پایه به هنگام زلزله در جهات مختلف است [۲]. در مناطق با لرزه خیزی بالا مطالعه رفتار لرزه‌ای و دینامیکی سازه‌ها از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است و مدل‌سازی‌های مناسب رفتار لرزه‌ای و ارزیابی پاسخهای آن می‌تواند در نهایت منجر به امنیت جانی استفاده‌کنندگان شده و خسارات



وارده را کاهش دهد [۳].

پژوهشی اخیر، ترانق و کیم<sup>۳</sup> از روش نمونه‌گیری ترکیبی از روش‌های لاتین‌هایپرکیوب اصلاح شده و نمونه‌گیری با اهمیت برای ارزیابی قابلیت اعتماد سیستم پل کابلی فولادی با عدم قطعیت در پارامترهای سازه و بارگذاری مرده و زنده پرداخته شده است و نتایج این پژوهش نشان می‌دهد که روش پیشنهادی احتمال خرابی را بطور دقیقی محاسبه کرده و در مقایسه با روش‌های دیگر شبیه‌سازی با تعداد نمونه کمتری ضریب پراکندگی احتمال خرابی را کاهش می‌دهد [۹]. در این مقاله به ارزیابی قابلیت اعتماد لرزه‌ای با رفتار خطی و غیرخطی یک نمونه پل کابلی تحت رکورد زلزله‌های مصنوعی پرداخته شده است.

## ۲- قابلیت اطمینان سازه

روش‌های قابلیت اعتماد به شیوه مناسبی عدم قطعیت‌های موجود در پارامترهای سازه‌ای را در مسائل مهندسی ارزیابی می‌کنند. در تئوری قابلیت اعتماد پارامترهای حاکم بر مسأله بصورت متغیرهای تصادفی مدل می‌گردند. در صورتی که متغیرهای تصادفی بصورت بردار تصادفی  $X$  با تابع چگالی احتمال  $f(x)$  باشد، می‌توان احتمال شکست  $P_f$  را بصورت رابطه زیر بدست آورد:

$$P_f = P(G(X)) = \int_{G(X) \leq 0} f(x) dx \quad (1)$$

در رابطه بالا  $G(x)$  نشان دهنده تابع حالت حدی است. حالت‌های حدی در روش قابلیت اعتماد برای ارزیابی رخداد خرابی بکار می‌رود. در صورتی شکست اتفاق می‌افتد که شرط  $G(x) \leq 0$  برقرار باشد، در غیر این صورت سازه می‌تواند در برابر بارهای وارده مقاومت کند [۱۰].

## ۲-۱- توابع حالت حدی

حالت‌های حدی در نظر گرفته شده در پژوهش حاضر حالت بهره برداری و مقاومت اعضای پل کابلی است. شکست در حالت حدی بهره برداری بصورت تجاوز از مقدار مجاز تغییر مکان نسبی تعریف می‌گردد.

$$G = d_{allow} - d_{max}(h) \quad (2)$$

معمولاً در تحلیل‌ها، پارامترها بصورت قطعی در نظر گرفته می‌شوند ولی در واقعیت پارامترها دارای عدم قطعیت هستند. این عدم قطعیت‌ها ناشی از هندسه اعضاء سازه (ابعاد و سطح مقطع)، مشخصات مکانیکی مواد (مدول الاستیسیته، مقاومت و غیره)، توزیع و مقدار بارگذاری و غیره است. با این وجود تحلیل قطعی نمی‌تواند رفتار پل کابلی را به طور کامل نشان دهد، بنابراین باید با ارزیابی احتمالاتی به رفتار پل‌های کابلی پرداخته شود [۴]. برخی از آیین‌نامه‌ها احتمال شکست سازه را در طول عمر آن تعیین می‌کنند. این احتمال شکست بصورت ضریب ایمنی جزئی و ضرایب پارامترهایی مثل مقاومت و نیرو در طراحی اعمال می‌گردند. این مقادیر طراحی به عنوان ورودی‌های روش اجزاء محدود هستند و نتیجه حاصله با حالت‌های حدی (مثل فروریزش و تغییر مکان بیشینه) مقایسه می‌شود. در صورتی سازه ایمنی لازم را دارد که از حالت‌های حدی در نظر گرفته شده تجاوز ننماید [۵]. در برخی مواقع ارزیابی قابلیت اعتماد سازه می‌تواند به طراح کمک کند تا درک درستی از رفتار و سطح عملکرد نهایی سازه داشته باشد و به طراحی منطقی و اقتصادی سازه کمک کند. چنین مزایایی به ویژه برای سیستم‌های پیچیده بیش از حد انتظار است. با این وجود تکنیک تحلیل قابلیت اعتماد در عملیات مهندسی پل بطور گسترده‌ای مورد استفاده قرار نمی‌گیرد [۶]. از خروجی‌های مهم ارزیابی قابلیت اعتماد سازه‌ها به تمرکز خرابی در عضو و اندازه‌گیری آسیب‌های سازه برای برآورد احتمال شکست اشاره کرد [۷].

یکی از پژوهش‌های احتمالاتی انجام گرفته برای ارزیابی عدم قطعیت بر روی پل‌های کابلی تحقیق چنگ و ژیاو<sup>۱</sup> در سال ۲۰۰۵ است. در این پژوهش قابلیت اعتماد پل کابلی از روش رویه پاسخ با ترکیب روش‌های قابلیت اعتماد مرتبه اول و نمونه‌گیری با اهمیت استفاده شده است. با توجه به نتایج این پژوهش روش نمونه‌گیری با اهمیت پاسخ قابل قبول‌تری دارد و در مقایسه با روش‌های دیگر مثل روش مونت‌کارلو تعداد نمونه‌های کمتری برای تحلیل نیاز دارد. در پژوهشی دیگر توسط چنگ و لیو<sup>۲</sup> در سال ۲۰۱۲ با استفاده از روش پیشنهادی مرجع [۴] تأثیر اندرکنش خاک-شمع در ارزیابی قابلیت اعتماد پل‌های کابلی مورد بررسی قرار گرفته است [۸]. همچنین

1 Cheng & Xiao

2 Cheng & Liu

جدول ۱. محدوده تغییر مکان نسبی برحسب سطوح آسیب [۱۱]

Table 1. Limit of drifts for various damage levels

سطح آسیب	محدوده تغییر مکان نسبی
بدون آسیب دیدگی	۰/۰۰۵
آسیب دیدگی خیلی کم	۰/۰۰۷
آسیب دیدگی متوسط	۰/۰۱۵
آسیب دیدگی سنگین	۰/۰۲۵
فروپاشی	۰/۰۵

تغییر مکان نسبی مجاز برای سطوح آسیب مختلف با توجه به تحقیقات یی و همکاران<sup>۱</sup> مطابق جدول فوق بوده و  $d_{max}(h)$  تغییر مکان نسبی بیشینه بدست آمده برای هر یک آنالیزها می باشد. حالت حدی شکست ناشی از مقاومت، بدین صورت تعریف می گردد:

$$G = \sigma_{y1} - \sigma_{ci} \quad \text{برای کابل‌ها} \quad (۳)$$

$$G = \sigma_{y2} - \sigma_{gi} \quad \text{برای شاه‌تیرها} \quad (۴)$$

$$G = 1.0 - \left( \frac{|F_1|}{AC_1} + \frac{|M_1|}{AM_1} + \frac{|M_2|}{AM_2} \right) \quad \text{برای برج‌ها} \quad (۵)$$

در این روابط  $\sigma_{y1}$  تنش کابل بوده،  $\sigma_{ci}$  تنش عضو کابل نام می باشد،  $\sigma_{y2}$  تنش شاه‌تیر بوده،  $\sigma_{gi}$  تنش عضو نام شاه‌تیر می باشد،  $F_1$  بار محوری در مقطع پایه،  $M_1$  و  $M_2$  ممان خمشی حول محور  $x$  و محور  $y$  در مقطع پایه می باشد و به ترتیب  $AC_1$  ظرفیت فشاری محوری اسمی،  $AM_1$  و  $AM_2$  ممان خمشی حول محور  $x$  و محور  $y$  در پایه هستند که مطابق با مشخصات و مصالح مورد استفاده در مدل سازی حالت‌های حدی در نظر گرفته شده‌اند.

## ۲-۲- روش نمونه‌گیری قابلیت اعتماد سازه

روش‌های متفاوتی برای ارزیابی قابلیت اعتماد وجود دارد. روش‌های نمونه‌گیری به دلیل سادگی و دقت بالا در محاسبات از پرکاربردترین روش‌های قابلیت اعتماد سازه بوده و در این مقاله نیز از این روش استفاده شده است. ایده اصلی روش نمونه‌گیری بر این اساس است که پدیده‌ها به صورت عددی شبیه سازی می شود و احتمال تعداد دفعات رخداد موفقیت از بین تمام رخدادها ارزیابی می گردد. مفهوم این روش بسیار ساده است ولی این روش می تواند به

محاسبات زیادی نیاز داشته باشد [۱۲].

اگر تابع حالت حدی را بصورت  $g(x)$  تعریف کنیم، زمانی خرابی اتفاق می افتد که  $G(x) \leq 0$  و در غیر این صورت سیستم ایمن است. با این تعاریف می توان رابطه (۱) را بصورت رابطه (۶) بیان کرد:

$$P_f = \int I(x)f(x)dx \quad (۶)$$

در این رابطه  $I(x)$  بصورت زیر تعیین می گردد:

$$I(x) = \begin{cases} 1 & \text{if } g(x) \leq 0 \\ 0 & \text{if } g(x) > 0 \end{cases} \quad (۷)$$

می توان رابطه (۷) را به صورت رابطه (۸) ساده سازی کرد:

$$P_f = \frac{1}{N} \sum_{j=1}^N I(x_j) \quad (۸)$$

برای ارزیابی احتمال خرابی  $P_f$  تعداد کافی از  $N$  نمونه تصادفی با استفاده از تابع چگالی احتمال خاص بردار  $x$  تولید می شود. مقدار تابع خرابی به ازای هر نمونه تصادفی محاسبه می گردد و در نهایت می توان احتمال خرابی بر حسب میانگین نمونه به صورت رابطه زیر بدست آورد:

$$P_f = \frac{N_f}{N} \quad (۹)$$

در رابطه بالا،  $N_f$  نشان دهنده تعداد رخدادهایی است که  $g(0)$  میان  $N$  رخ داده، نقض گردیده است [۱۳].

مراحل ارزیابی قابلیت اعتماد را می توان بدین صورت بیان کرد:

- ۱- تولید نمونه‌ها برای متغیرهای تصادفی
- ۲- تحلیل سازه با نمونه‌های تولید شده و بدست آوردن پاسخ سازه
- ۳- ارزیابی پاسخ سازه با توابع حالت حدی
- ۴- بدست آوردن احتمال خرابی با تقسیم تعداد پاسخ‌های تجاوز کرده از حد مجاز توابع حالت حدی به تعداد تمام پاسخ‌ها.

## ۲-۲-۱- روش شبیه‌سازی لاتین هایپرکیوب<sup>۲</sup>

تحلیل شبیه‌سازی با استفاده از نمونه‌گیری لاتین هایپرکیوب

سپس برای هر متغیر یک نمونه تصادفی در هر بازه انتخاب می‌گردد و نمونه‌های تصادفی تولید شده برای هر متغیر بصورت تصادفی با نمونه‌های تولید شده متغیرهای دیگر ترکیب می‌گردند. متغیرهای در نظر گرفته شده شامل متغیرهایی در مشخصات مصالح و مقاطع اعضاء کابل‌ها، شاه‌تیرها و برج در نظر گرفته شده است. در جدول ۲ این متغیرها با مقدار میانگین و ضریب پراکندگی با توزیع مربوطه آورده شده است. تعداد نمونه شبیه‌سازی پنجاه نمونه بوده و با استفاده از نرم‌افزار MATLAB 2017a تولید شده است.

برای صحت‌سنجی روش لاتین‌هایپر کیوب و تولید نمونه‌ها و همچنین مقایسه این روش با روش مونت‌کارلو مدل سازه‌ای قاب یک طبقه یک دهانه در نرم‌افزار Opensees ایجاد گردیده است. در این مدل تحلیلی متغیرهای تصادفی شامل تنش تسلیم و مدول الاستیسیته اعضاء است. پس از انجام تحلیل و ارزیابی قابلیت اعتماد در روش مونت‌کارلو با ۱۸۴۸ نمونه به احتمال شکست ۰/۵۷۵ با ضریب پراکندگی ۰/۱۹۹۹ محاسبه شد، در حالی که در روش لاتین‌هایپر کیوب با ۱۰۰ نمونه به احتمال شکست ۰/۵۸ با ضریب پراکندگی ۰/۱۷ محاسبه شده است. طبق نتایج روش لاتین‌هایپر کیوب دقت بالایی با تعداد نمونه‌های کمی نسبت به روش مونت‌کارلو است.

### ۳- معرفی پل کابلی

پل کابلی بررسی شده در این مقاله با نام مایسویل یا William

یکی از پرکاربردترین و مؤثرترین روش‌های ارزیابی عدم قطعیت است. روش لاتین‌هایپر کیوب (LHS)، یک روش تصادفی طبقه‌بندی شده می‌باشد که روشی کارآمد برای نمونه‌گیری از متغیرها با توزیع چند متغیره را فراهم می‌کند.

روند تولید متغیرهای تصادفی با استفاده از روش شبیه‌سازی لاتین‌هایپر کیوب بصورت زیر است:

\* تقسیم کردن توزیع هر متغیر  $X$  به  $n$  بازه با احتمال برابر؛

\* در بازه  $i$ ام، احتمال تجمعی نمونه را می‌توان به صورت زیر

نوشت:

$$Prob_i = (1/n)r_u + (i - 1)/n \quad (10)$$

که  $r_u$  یک عدد تصادفی یکنواخت از ۰ تا ۱ است.

\* تبدیل احتمال به مقدار نمونه  $x$  با استفاده از معکوس تابع

توزیع  $F_I$  انجام می‌گیرد:

$$x = F^{-1}(Prob) \quad (11)$$

مقدارهای  $n$  برای هر متغیر  $x$  با جفت‌های تصادفی یا با برخی

مرتب‌سازی با مقادیر  $n$  متغیرهای دیگر بدست می‌آید [۱۴].

مراحل تولید نمونه‌ها به روش لاتین‌هایپر کیوب به این صورت

است که: ابتدا متغیرها با توزیع مربوطه به بازه‌هایی که احتمال برابری

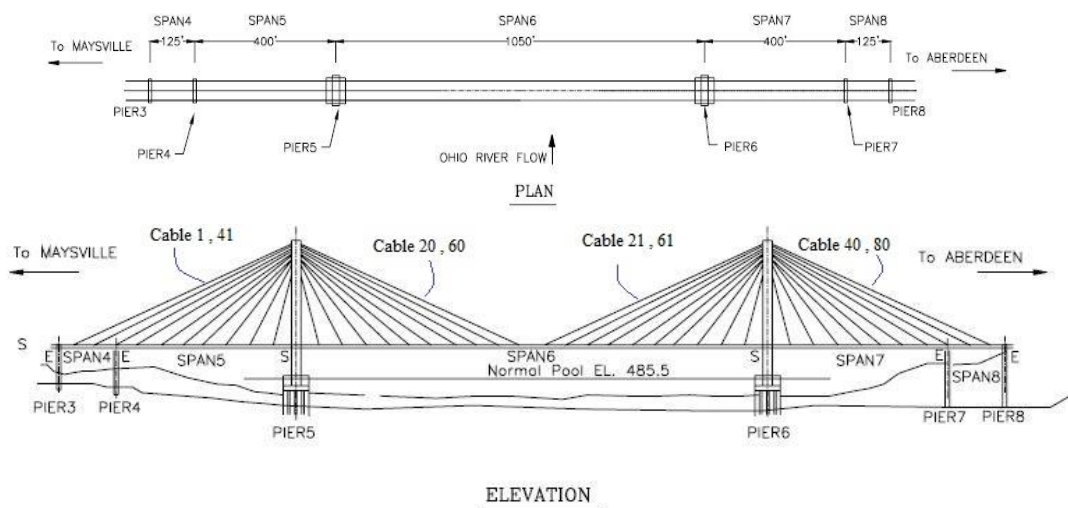
داشته (تعداد نمونه‌ها برابر تعداد نمونه‌ها است) تقسیم‌بندی می‌گردند.

جدول ۲. متغیرها، مقدار میانگین، ضریب پراکندگی، توزیع و مراجع در نظر گرفته شده برای هر متغیر برای اعضاء پل کابلی (مقادیر بر حسب واحد متریک هستند)

Table 2. Considered parameters, average values, dispersion coefficient, distribution function and also references for the cable-stayed bridge (unit: SI)

عضو	متغیر تصادفی	توزیع	مقدار میانگین	ضریب پراکندگی	مرجع
کابل	$E$	Normal	$4/176 \times 10^9$	۰/۱	[۴]
	$\gamma$	Lognormal	۴۹۰	۰/۰۵	[۴]
	$A$	Lognormal	۰/۱	۰/۰۵	[۴]
	$\sigma_y$	Normal	$3/69 \times 10^7$	۰/۲	[۱۵]
برج	$E$	Normal	$6/087 \times 10^8$	۰/۱	[۴]
	$\gamma$	Lognormal	۱۵۰	۰/۰۵	[۴]
	$A$	Lognormal	۱۸۲/۸۷	۰/۰۵	[۴]
	$I$	Lognormal	۱۷۶۰	۰/۱۳	[۴]
شاه‌تیر	$E$	Normal	$4/17 \times 10^9$	۰/۱	[۴]
	$A$	Lognormal	۱/۳۷۵	۰/۰۵	[۴]
	$I$	Lognormal	۸/۴۵	۰/۰۵	[۴]
	$\sigma_y$	Normal	$5/29 \times 10^6$	۰/۲	[۴]



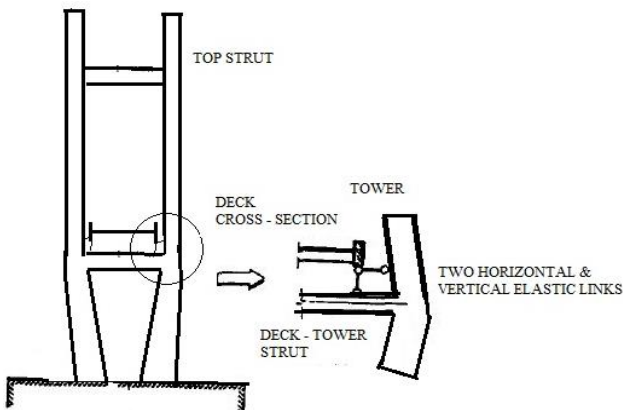


شکل ۱. تصویری از پلان، نما و تصویر واقعی از پل کابلی مایسویل [۱۷]

Fig. 1. Plan and real picture of William H. Harsha (Maysville) Bridge

دو المان رابط افقی و قائم (شکل ۲) استفاده شده است که مشخصات این المان‌های رابط در جدول ۳ ارائه شده است [۱۷]. دو مدل خطی و غیرخطی با تکیه‌گاه‌های ثابت تهیه شده است. در مدل خطی از مشخصات مصالح و هندسه خطی و در مدل غیرخطی از مصالح و

H. Harsha Bridge در ایالات متحده آمریکا (ایالت کنتاکی) واقع است و راه ارتباطی بین مایسویل و ایبریدین بوده و بروی رودخانه اوهایو قرار گرفته است. همچنان که در شکل ۱ نیز مشاهده می‌شود، این پل با مجموع طول ۲۱۰۰ فوت (۶۴۰ متر) شامل دو دهانه لنگرگاهی که هر کدام ۱۲۵ فوت (۳۸/۱ متر) طول داشته، دو دهانه جانبی که هر کدام ۴۰۰ فوت (۱۲۲ متر) طول دارند و طول دهانه میانی ۱۰۵۰ فوت (۳۲۰ متر) است. همچنین مشخصات اعضاء پل کابلی مطابق جدول ۳ آورده شده است.



شکل ۲. نحوه اتصال عرشه پل به پایه [۱۷]

Fig. 2. Connection of deck to pylon

در این مقاله مدل‌های سه بعدی در نرم‌افزار المان محدود Opensees مدل‌سازی شده است، بطوری که شاه‌تیرها توسط مدل رفتاری uniaxialMaterial Steel01، برج uniaxialMaterial Concrete02 و کابل‌ها uniaxialMaterial و ElasticPPGap مدل گردیده است. برای اتصال عرشه به پایه پل از

جدول ۳. مشخصات اعضای سازه‌ای پل کابلی مایسویل [۱۶، ۱۷]

Table 3. Structural properties of members at William H. Harsha (Maysville) bridge

ردیف	عضو سازه‌ای	ممان اینرسی (m <sup>4</sup> )		سطح مقطع عضو (m <sup>2</sup> )	کرنش اولیه
		I <sub>zz</sub>	I <sub>yy</sub>		
۱	شاه‌تیر	۰/۰۷۳	۰/۰۰۸۵	۰/۱۲۸	-
۲	تیر عرضی	۰/۰/۰۰۱۳	۰/۰۱۶	۰/۰۶	-
۳	تیرچه	۰/۰۰۵۵	۰/۰۰۰۰۶	۰/۰۱۴	-
۴	پایه برج	۱۵/۲۲	۴۷/۵۸	۱۶/۹۹	-
۵	تیر پیوندی پایینی برج	۱۷/۷	۲/۴۹	۸/۹۲	-
۶	تیر پیوندی بالایی برج	۹/۹۶	۴/۴۳	۸/۹۳	-
۷	برج	۹/۹۸	۴۷/۶	۱۵/۹	-
۸	پایه‌های کناری	۱/۳۴	۱/۳۴	۸/۹۳	-
۹	کابل	-	-	۰/۰۰۹۲	۰/۰۰۱۸ الی ۰/۰۰۲۴۹
۱۰	المان افقی اتصال عرشه به پایه	۰/۰۰۰۰۰۸۶	۰/۰۰۰۰۰۸۶	۰/۲۷۹	-
۱۱	المان قائم اتصال عرشه به پایه	۰/۰۵۱	۰/۰۵۱	۰/۲۷۹	-

تأثیر قابل توجهی بر روی سختی سازه پل کابلی دارد. در تحلیل اجزاء محدود این تأثیر با تحلیل استاتیکی به سازه اعمال می‌گردد و سپس تحلیل دینامیکی تحت بار زنده انجام می‌شود. در حالت کلی هدف از تحلیل استاتیکی تعادل تغییر شکل تحت بار مرده در عضو سازه‌ای پیش‌تنیده است که در نهایت تأثیر بار مرده در سختی اعمال می‌گردد. همچنین در تحلیل مودال باید تحلیل استاتیکی تحت بار مرده و سپس تحلیل مودال با پیش‌تنیدگی در کابل‌ها انجام گیرد. از آنجایی که مدل المان محدود سه بعدی استفاده شده است، تحلیل مودال بطور کلی قادر به ارائه تمام حالت‌های ممکن پل (عرضی، عمودی، پیچشی و ترکیبی) خواهد بود. به منظور صحت‌سنجی روش بکار رفته برای مدل‌سازی پل کابلی مایسویل در نرم‌افزار Opensees از مقایسه نتایج تحلیل مودال این روش با نتایج تحلیل مودال صورت گرفته توسط هاریک و همکاران [۱۶] و همچنین نتایج آزمایش‌های محیطی صورت گرفته توسط اسمیت و کمپبل در سال ۲۰۰۲ [۱۹] استفاده شده است. در جدول ۴ نتایج فرکانس‌های ده مدل اول این سازه ارائه شده است. مقایسه فرکانسها در ده مود اول نشان از انطباق بسیار خوب نتایج این پژوهش با نتایج هاریک و همکاران و همچنین

هندسه غیرخطی در تحلیل استفاده شده است. برای مدل‌سازی غیرخطی کابل‌ها چندین روش المان محدودی ارائه شده است که در این پژوهش روش ارنست<sup>۱</sup> یا روش مدول الاستیک اصلاح شده، با توجه به توانایی این روش برای تشخیص اثر افت و کاربرد آسان، مورد استفاده قرار گرفته است. در این روش تغییرشکل‌های کابل به صورت سهموی فرض می‌گردد که قابل قبول برای انحناهای متوسط در کابل بسیار پیش‌تنیده می‌باشد [۱۸]. المان کابلی در پل‌های کابلی به عنوان یک المان با جابه‌جایی افقی بزرگ شناخته می‌شود و مدول الاستیسیته اصلاح شده کابل  $E_{eq}$ ، توسط رابطه (۸) محاسبه می‌شود:

$$E_{eq} = \frac{E_c}{1 + \frac{(wL_x)^2 Ac E_c}{12T_c^3}} \quad (12)$$

در رابطه (۱۲)،  $Ac$  مساحت سطح مقطع عرضی کابل‌ها،  $T_c$  تنش در کابل‌ها،  $w$  وزن در واحد طول،  $L_x$  طول کابل‌ها و  $E_c$  مدول الاستیسیته کابل‌ها می‌باشد.

تحلیل‌های انجام شده برای دو مدل شامل تحلیل مودال، تحلیل تاریخچه زمانی خطی و غیرخطی است. در پل‌های کابلی بار مرده

جدول ۴. مقایسه نتایج فرکانسهای طبیعی ده مود اول پل کابلی مایسویل

Table 4. Comparison of ten first natural frequencies of William H. Harsha (Maysville) bridge

شماره مود	۱	۲	۳	۴	۵	۶	۷	۸	۹	۱۰
فرکانس (آزمایش محیطی (Hz))	۰/۳۹۵	۰/۵	۰/۵۲	۰/۶۶	۰/۷۸	۰/۸۴	۰/۹۳	۱	-	-
فرکانس (هاریک و همکاران (Hz))	۰/۴۳	۰/۵۱	۰/۵۴	۰/۶۷	۰/۷	۰/۸۱	۰/۹۶	۰/۹۷	۱/۰۱	۱/۰۱
فرکانس (نتایج این پژوهش (Hz))	۰/۴۴	۰/۵۱	۰/۵۴	۰/۶۷	۰/۶۹	۰/۷۱	۰/۸۲	۰/۸۴	۰/۹۵	۱/۰۳

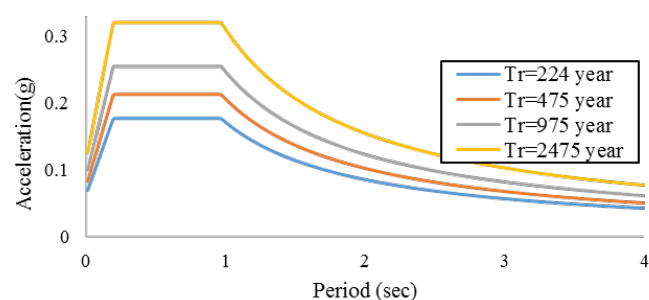
نتایج آزمایش محیطی دارد.

### ۳-۱- بارگذاری سازه

در این پژوهش به دلیل بررسی اثر زلزله‌های مختلف بر روی قابلیت اعتماد لرزه‌ای پل کابلی، بارگذاری سازه بصورت بار مرده، بار ترافیک از ضریب ۰/۵ برای پل‌های بین شهری استفاده می‌گردد. طبق مشخصات پل موجود که شامل دو خط عبوری در طرفین بوده، براساس نشریه AASHTO بارگذاری خطی به مقدار ۶/۲۷ کیلو نیوتن در متر برای هر خط عبوری اعمال شده است. در بارگذاری لرزه‌ای نیز ۱۰۰ درصد نیروی زلزله در یک جهت با ۳۰ درصد زلزله در جهت دیگر به پل اعمال شده است. در پژوهش‌های قبلی نشان داده شده است که ۱۰۰ درصد نیروی زلزله در جهت طولی با ۳۰ درصد نیرو در جهت عرضی پل کابلی بیشترین تأثیر را دارد [۱۸].

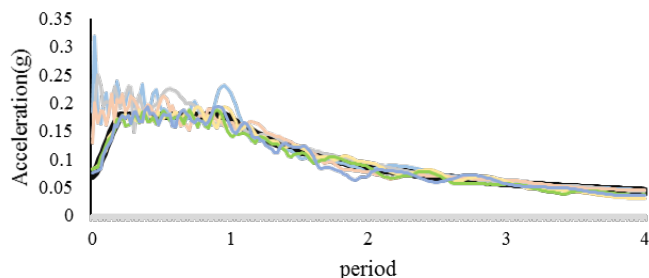
### ۳-۱-۱- شتاب نگاشت زلزله

در این پژوهش از زلزله‌های مصنوعی دور از گسل با مشخصات متفاوت استفاده شده است. از طیف طراحی مختلف (شکل ۳) برای ساخت زلزله‌های مصنوعی بهره برده شده است و در مجموع ۲۴ زلزله مصنوعی با استفاده از نرم‌افزار SeismoArtif 2016 تولید شده است. طیف‌های زلزله در چهار سطح مختلف جهت ارزیابی سازه پل در برابر سطوح مختلف زلزله بکار برده شده است. این سطوح خطر لرزه‌ای مطابق شکل ۳ در دوره‌های بازگشت ۲۲۴ سال (با احتمال وقوع ۲۰ درصد در ۵۰ سال)، ۴۷۵ سال (با احتمال وقوع ۱۰ درصد در ۵۰ سال)، ۹۷۵ سال (با احتمال وقوع ۵ درصد در ۵۰ سال) و ۲۴۷۵ سال (با احتمال وقوع ۲ درصد در ۵۰ سال) انتخاب شده‌اند. در شکل ۴ مطابقت زلزله تولید شده با طیف هدف در دوره بازگشت



شکل ۳. طیف‌های طراحی با دوره بازگشت‌های مختلف

Fig. 3. Design Spectrums with various return periods



شکل ۴. مطابقت زلزله تولید شده با طیف هدف برای دوره بازگشت ۲۲۴ سال

Fig. 4. Matching artificial earthquake spectrums with a 224-return period spectrum

۲۲۴ سال نشان داده شده است.

### ۴- تحلیل حساسیت

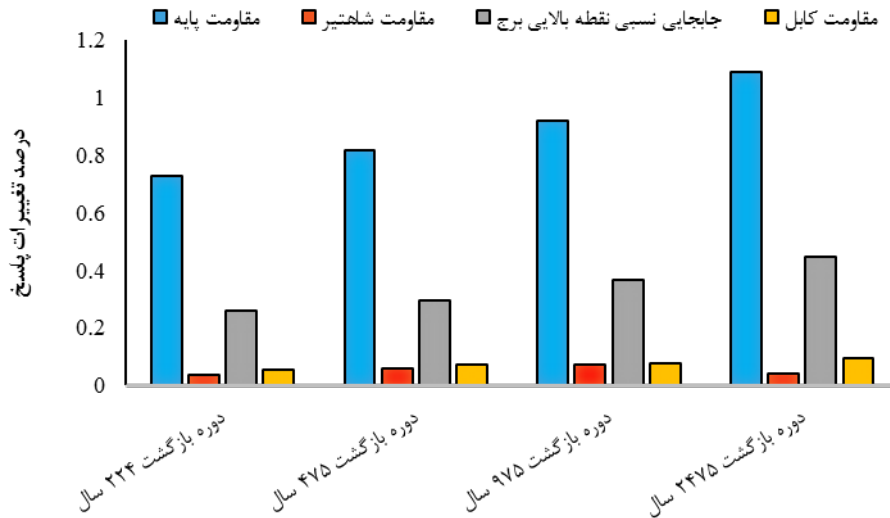
یکی از مهمترین گام‌های تحلیل قابلیت اعتماد، تحلیل حساسیت است که با انجام این تحلیل پارامترهای مهم شناسایی می‌شوند، به دلیل اینکه تعداد کمی از متغیرها اثر قابل توجهی بر قابلیت اعتماد سازه دارند، برای کاهش تعداد متغیرها از این تحلیل استفاده می‌شود. روش تحلیل حساسیت برای مدل‌های مختلف در علوم، مهندسی و اقتصاد مورد استفاده قرار می‌گیرد و به نسبت حساسیت یا معادله کشش نیز معروف است. این نسبت با درصد تغییرات در پاسخ خروجی (احتمال خرابی)، تقسیم بر درصد تغییرات یک متغیر ورودی ویژه به ازای ثابت بودن پارامترهای دیگر برابر است که به صورت رابطه (۱۳) نشان داده می‌شود:

$$RS = \frac{\left(\frac{Y_2 - Y_1}{Y_1}\right) \times 100\%}{\left(\frac{X_2 - X_1}{X_1}\right) \times 100\%} \quad (13)$$

در این رابطه  $X_1$  مقدار اولیه پارامتر،  $X_2$  مقدار تغییر یکی از پارامترها و  $Y_1$  خروجی اولیه،  $Y_2$  تغییرات خروجی نسبت به تغییر یکی از پارامترها می‌باشند. این معادله، معادل مشتق جزئی نرمال می‌باشد. متغیرهایی با بیشترین نسبت‌های حساسیت بیشترین تأثیر را بر تابع حالت حدی یا احتمال خرابی دارند [۲۰].

### ۵- بررسی نتایج

با انجام تحلیل‌های دینامیکی تاریخچه زمانی، میانگین درصد



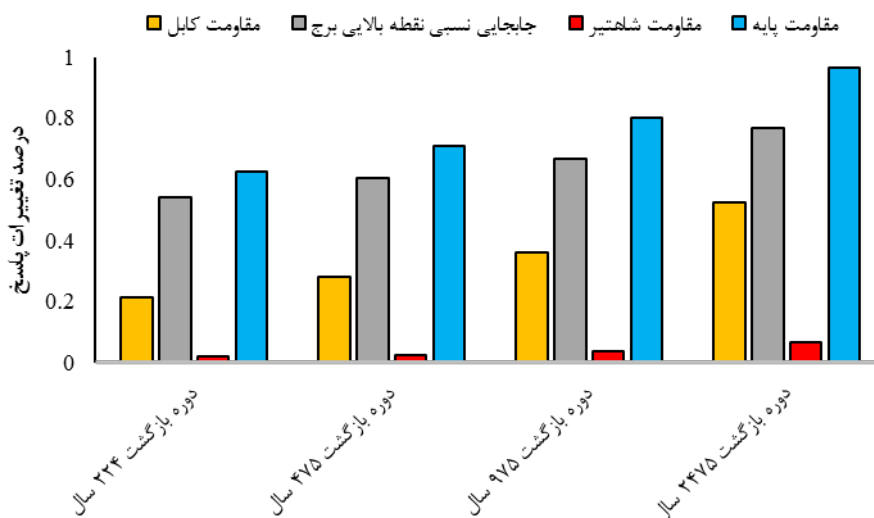
شکل ۵. درصد تغییرات پاسخ معیارها به ازای زلزله‌های مختلف با دوره بازگشت‌های ۲۲۴، ۴۷۵، ۹۷۵ و ۲۴۷۵ سال در مدل خطی

Fig. 5. The ratio of change at responses for seismic levels with 224, 475, 975 and 2475 return periods at a linear model

نسبت به حالت استاتیکی با افزایش دوره بازگشت زلزله‌ها افزایش خواهد یافت، این افزایش به علت بالا رفتن تقاضای لرزه‌ای در پایه پل است. ولی در معیارهای مقاومت کابل‌ها و شاه‌تیرها درصد تغییرات چندانی مشاهده نمی‌شود که این مورد می‌تواند به علت سختی کم اتصال عرشه پل به پایه‌ها باشد.

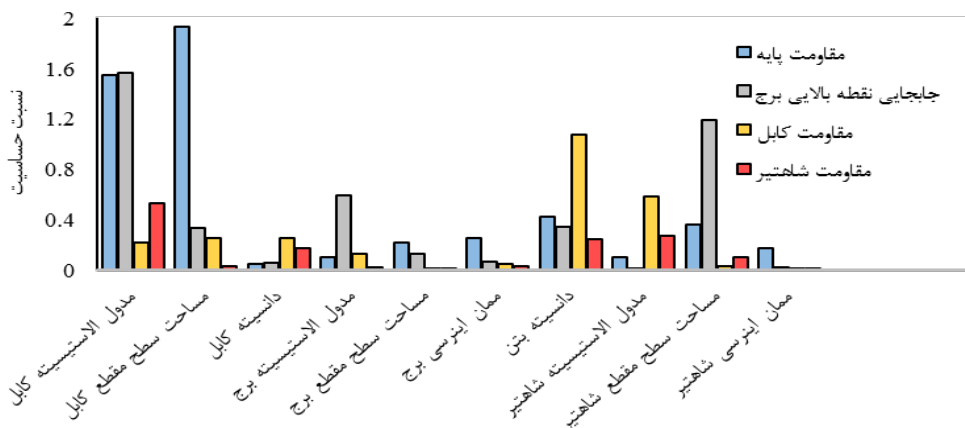
در شکل ۶ نیز میانگین درصد تغییرات پاسخ‌ها شامل مقاومت پایه پل، مقاومت شاه‌تیر، جابه‌جایی نسبی بالایی برج و مقاومت کابل است، در حالت دینامیکی غیرخطی نسبت به حالت استاتیکی در دوره بازگشت‌های مختلف نشان داده شده است. مانند مدل خطی، درصد تغییرات پاسخ در معیارهای جابه‌جایی نسبی و همچنین

تغییرات پاسخ معیارهای مختلف در تحلیل دینامیکی نسبت به تحلیل استاتیکی برای مدل‌های خطی در دوره‌های بازگشت ۲۲۴، ۴۷۵، ۹۷۵ و ۲۴۷۵ سال در شکل ۵ نشان داده شده است. پاسخ جابه‌جایی نسبی نقطه بالایی هر برج و پاسخ مقاومت پایه هر کدام از پیلون‌ها و نیرو هر کدام از مدل‌ها استخراج شده است و مقدار بیشینه آنها در ارزیابی‌ها و ترسیم نمودار مورد استفاده قرار گرفته است. پاسخ مقاومت کابل‌ها، کابل شماره بیست که از کابل‌های وسطی دهانه اصلی است و مقاومت شاه‌تیر نیز از المان وسطی دهانه اصلی انتخاب گردیده است. مطابق این شکل میانگین درصد تغییرات پاسخ دینامیکی معیارهای مقاومت و جابه‌جایی نسبی نقطه بالایی برج



شکل ۶. درصد تغییرات پاسخ معیارها به ازای زلزله‌های مختلف با دوره بازگشت‌های ۲۲۴، ۴۷۵، ۹۷۵ و ۲۴۷۵ سال در مدل غیرخطی

Fig. 6. The ratio of change at responses for seismic levels with 224, 475, 975 and 2475 return periods at a non-linear model



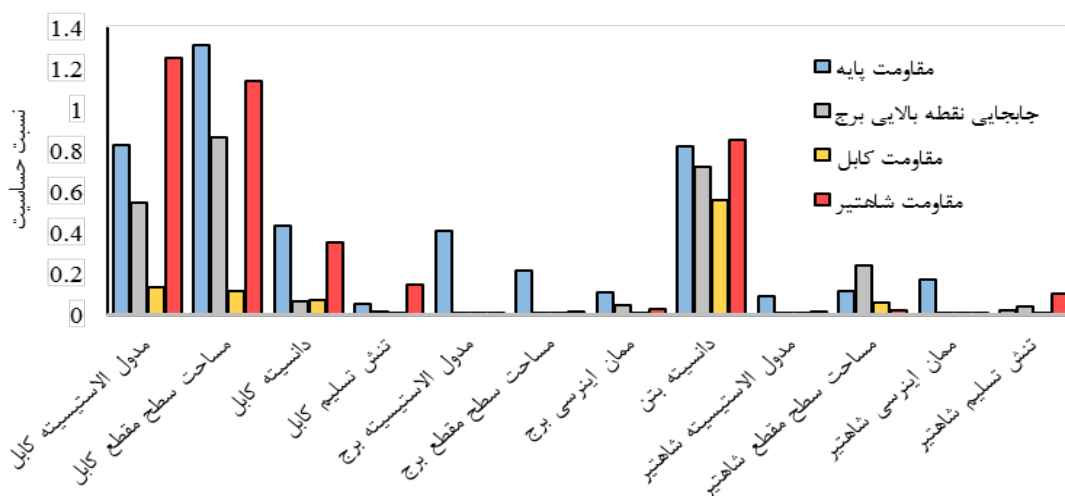
شکل ۷. نمودار نسبت حساسیت برای پارامترهای ورودی به ازای پاسخ معیارهای مقاومت شاه‌تیر، کابل، برج و جابه‌جایی نقطه بالایی برج در مدل خطی  
**Fig. 7. Sensitivity ratios of the girder, cable, pylon resistance and drift at the top of pylon to input parameters at a linear model**

مقاومت پایه پل، مقاومت شاه‌تیرها، جابه‌جایی نسبی نقطه بالایی برج و مقاومت کابل است. همان‌طور که مشاهده می‌گردد، مدول الاستیسیته و سطح مقطع کابل‌ها حساسیت بالایی نسبت به پارامترهای دیگر دارند و پارامترهای ممان اینرسی و مساحت سطح مقطع پایه برج‌ها حساسیت کمتری نسبت به پارامترهای دیگر دارند.

در شکل ۸ نیز نسبت حساسیت پارامترهای مختلف در مدل غیرخطی ارائه شده است که سطح مقطع کابل‌ها و مدول الاستیسیته و دانسیته دال بتنی نسبت حساسیت بیشتری داشته و پارامتر مدول الاستیسیته شاه‌تیر، ممان اینرسی پایه و تنش تسلیم شاه‌تیر نسبت حساسیت بسیار پایینی دارند و جزء پارامترهای کم‌اهمیت سازه

مقاومت پایه برج با بالا رفتن دوره بازگشت افزایش دارد و برخلاف مدل خطی که معیار مقاومت کابل‌ها در دوره‌های بازگشت مختلف تقریباً ثابت بود، در مدل غیرخطی این معیار روند افزایشی نشان داده است. با مقایسه‌ی نتایج بین دو مدل خطی و غیرخطی می‌توان نتیجه گرفت، که درصد تغییرات در پاسخ معیار پایه برج‌ها در مدل خطی بیشتر از مدل غیرخطی بوده ولی درصد تغییرات پاسخ معیار کابل‌ها و جابه‌جایی نسبی نقطه بالایی برج و شاه‌تیرها در مدل غیرخطی نسبت به مدل خطی زیاد است و این درصد تغییرات برای کابل‌ها بسیار قابل‌توجه‌تر است.

در شکل ۷ نتایج تحلیلهای حساسیت و نسبت حساسیت پارامترهای مختلف در مدل‌های خطی ارائه گردیده که شامل معیار



شکل ۸. نمودار نسبت حساسیت برای پارامترهای ورودی به ازای پاسخ معیارهای مقاومت شاه‌تیر، کابل، برج و جابه‌جایی نقطه بالایی برج در مدل غیرخطی  
**Fig. 8. Sensitivity ratios of the girder, cable, pylon resistance and drift at the top of pylon to input parameters at a non-linear model**

جدول ۵. احتمال خرابی و ضریب پراکندگی برای حالت‌های حدی نهایی و بهره‌برداری مدل خطی و غیرخطی

Table 5. Failure Probability and dispersion coefficient for ultimate and service limit states at linear and non-linear models

تغییر مکان نسبی	شاه‌تیر	کابل	برج		
۰/۳۶	۰/۰۴۷	۰/۱۷۵	۰/۲۶	احتمال خرابی	
۰/۰۰۲۹	۰/۱۳۶	۰/۰۶۶	۰/۰۰۳۴	مدل خطی	ضریب پراکندگی
۰/۳۸۲	۰/۰۶	۰/۱۶۴	۰/۳۰۲	احتمال خرابی	
۰/۰۰۲۶	۰/۱۴۷	۰/۱۲	۰/۰۰۲۵	مدل غیرخطی	ضریب پراکندگی

### ۶- نتیجه‌گیری

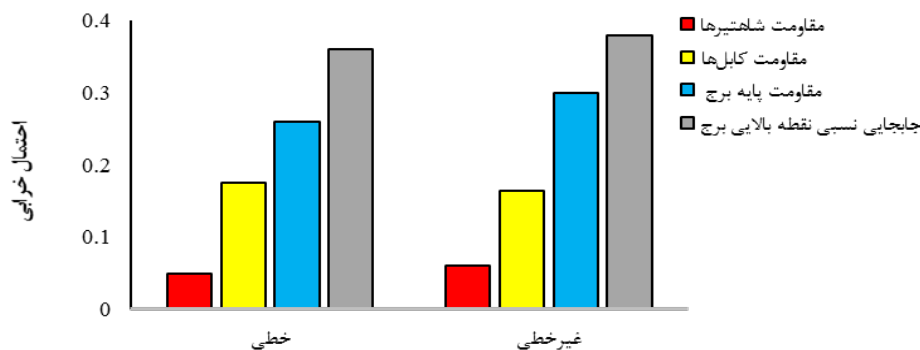
هستند.

در این پژوهش به بررسی قابلیت اطمینان لرزه‌ای پل کابلی مایسویل پرداخته شده است و مدل‌سازی این پل در دو حالت با فرض رفتار مصالح خطی و غیرخطی توسط نرم‌افزار Opensees انجام گرفت. برخی پارامترهای دارای عدم قطعیت مانند مدول الاستیسیته، سطح مقطع و تنش تسلیم در اعضای کابل‌ها، شاه‌تیرها و برج‌ها نیز در تحلیل‌ها لحاظ گردید. برای اعمال عدم قطعیت ناشی از بارگذاری لرزه‌ای از زلزله‌های مصنوعی در چهار سطح مختلف استفاده گردید. همچنین برای ارزیابی قابلیت اطمینان از روش نمونه‌گیری لاتین‌هایپرکیوب تعداد پنجاه نمونه از متغیرها تولید گردیده است. از تحلیل‌های مودال، استاتیکی، تاریخچه زمانی خطی و غیرخطی برای بدست آوردن پاسخهای سازه استفاده گردید. نتایج تحلیل حساسیت و همچنین تخمین احتمال خرابی صورت گرفته برای پل کابلی را می‌توان بصورت زیر خلاصه نمود:

\* میانگین درصد تغییرات پاسخ دینامیکی معیارها نشان می‌دهد که پایه برج‌ها از اعضای آسیب‌پذیر پل کابلی در حین اعمال نیروی زلزله است.

قابلیت اعتماد پل کابلی در مدل‌های خطی و غیرخطی با استفاده از تئوری قابلیت اعتماد شبیه‌سازی لاتین‌هایپرکیوب ارزیابی شده است و احتمال خرابی برای سازه و ضریب پراکندگی برای حالت‌های حدی نهایی و بهره‌برداری ارائه شده است. مطابق جدول ۵، مشاهده می‌گردد که احتمال خرابی در حالت حدی نهایی، مقاومت پایه برج بیشترین مقدار را داشته و ضریب پراکندگی کمتری نیز دارند؛ درحالی که مقاومت شاه‌تیرها کمترین احتمال خرابی و بیشترین ضریب پراکندگی را دارد.

مطابق شکل ۹ با مقایسه دو مدل خطی و غیرخطی می‌توان بدین نتیجه رسید که احتمال‌های خرابی در حالت‌های حدی مختلف در دو مدل تقریباً یکسان است. در حالت حدی مقاومت پایه برج و تغییر مکان نسبی نقطه بالایی برج در مدل غیرخطی احتمال شکست بیشتری دارد و به طور کلی احتمال شکست در مدل غیرخطی بالاتر از مدل خطی است. همچنین می‌توان نتیجه گرفت که احتمال خرابی در حالت حدی جابه‌جایی نسبی نقطه بالایی برج بیشتر از حالت‌های حدی دیگر است.



شکل ۹. احتمال خرابی پل در مدل خطی و غیرخطی

Fig. 9. Failure probability of cable-stayed bridge at linear and non-linear models

- 109-122.
- [9] Truong, V. H., & Kim, S. E. (2017). An efficient method of system reliability analysis of steel cable-stayed bridges. *Advances in Engineering Software*, 114, 295-311.
- [10] Bastidas-Arteaga, E., & Soubra, A. H. (2014). Reliability analysis methods.
- [11] Yi, J. H., Kim, S. H., & Kushiyama, S. (2007). PDF interpolation technique for seismic fragility analysis of bridges. *Engineering Structures*, 29(7), 1312-1322.
- [12] Nowak, A. S., & Collins, K. R. (2000). Reliability of structures. CRC Press.
- [13] Siddall, J. N. (1983). Probability engineering design. CRC Press.
- [14] Minasny, B., & McBratney, A. B. (2006). A conditioned Latin hypercube method for sampling in the presence of ancillary information. *Computers & geosciences*, 32(9), 1378-1388.
- [15] Wang, J., & Ghosn, M. (2006). Hybrid data mining/genetic shredding algorithm for reliability assessment of structural systems. *Journal of structural engineering*, 132(9), 1451-1460.
- [16] Harik, I.E., Hu, J., Smith, S.W., Ren, W.X., Zhao, T., Campbell, J.E., Graves, R.C. 2005. Baseline Modeling of The Maysville Cable-Stayed bridge Over the Ohio River.
- [17] Nazmy, A. S., & Abdel-Ghaffar, A. M. (1990). Three-dimensional nonlinear static analysis of cable-stayed bridges. *Computers & structures*, 34(2), 257-271.
- [18] Casciati, F., Cimellaro, G.P., Domaneschi, M. 2008. Seismic reliability of a cable-stayed bridge retrofitted with hysteretic devices. *Computers and Structures*, 86(2008): 1769–1781
- [19] Smith, S. W., & Campbell, J. E. (2002). Testing and model verification of the Maysville Kentucky Bridge stay cables. In SPIE proceedings series. Society of Photo-Optical Instrumentation Engineers.
- [20] Mahmoodian, M., Li, C. Q. 2012. Sensitivity analysis in structural reliability of buried pipelines, 6th International ASRANet Conference, Integrating Structural Analysis, Risk & Reliability, London, UK
- \* المان پایه برجها نسبت به المان‌های کابلی و شاه‌تیرها از احتمال خرابی بالایی برخوردار است.
- \* احتمال خرابی در مدل غیرخطی بیشتر از مدل خطی است.
- \* در پل‌های کابلی مدول الاستیسیته و سطح مقطع کابل‌ها از پارامترهای با تأثیرگذاری بالایی هستند.

## ۷- مراجع

- [1] Ren, W. X., & Peng, X. L. (2005). Baseline finite element modeling of a large span cable-stayed bridge through field ambient vibration tests. *Computers & structures*, 83(8-9), 536-550.
- [2] Valdebenito, G. E., & Aparicio, A. C. (2006, October). Seismic behavior of cable-stayed bridges: The state of the art review. In 4th International Conference on Earthquake Engineering, Taipei, Taiwan.
- [3] Cunha, M. A., Guerreiro, L., & Virtuoso F. (2012). Influence of the Plastic Hinges Non-Linear Behavior on Bridges Seismic Response. In 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal.
- [4] Cheng, J., & Xiao, R. C. (2005). Serviceability reliability analysis of cable-stayed bridges. *Structural Engineering and Mechanics*, 20(6), 609-630.
- [5] Negrão, J. H., & Simões, L. M. (2004). Reliability-based optimum design of cable-stayed bridges. *Structural and Multidisciplinary Optimization*, 28(2-3), 214-220.
- [6] Bruneau, M. (1992). Evaluation of system-reliability methods for cable-stayed bridge design. *Journal of Structural Engineering*, 118(4), 1106-1120.
- [7] Vazirizade, S. M., Nozhati, S., & Zadeh, M. A. (2017). Seismic reliability assessment of structures using artificial neural network. *Journal of Building Engineering*, 11, 230-235.
- [8] Cheng, J., & Liu, X. L. (2012). Reliability analysis of steel cable-stayed bridges including soil-pile interaction. *Steel and Composite Structures*, 13(2),

برای ارجاع به این مقاله از عبارت زیر استفاده کنید:

A. Rashid, H. Rahman Shokergozar, M. Mohebbi, *Seismic Reliability Cable-Stayed Bridge with Latin Hypercube Sampling Methods*, *Amirkabir J. Civil Eng.*, 53(3) (2021): 1095-1106.  
DOI: 10.22060/ceej.2020.16781.6342



