



Investigating the Effect of Random Variables on the Changes of IDA Curves in the Dual System of Steel Frames and Divergent Bracing

Mohammad Javad Goodarzi^{1*} , Majid Moradi²

¹Faculty Member, Department of Civil Engineering, Technical and Vocational University (TVU), Tehran, Iran.

²PhD in Earthquake Engineering, Department of Civil Engineering, Babol Noshirvani University of Technology, Iran.

ARTICLE INFO

Received: 03.10.2023

Revised: 07.19.2023

Accepted: 09.05.2023

Keyword:

IDA Curve

Monte Carlo Analysis

Tornado Diagram

Dual Diverging Bracing System

Seismic Sensitivity

***Corresponding Author:**

Mohammad Javad Goodarzi

Email: mgoodarzi@tvu.ac.ir

ABSTRACT

Incremental dynamic analysis is one of the most common analyses in evaluating the seismic performance of structures. Usually, in this method, the influence of uncertainties is ignored and only by considering different records, it attempts to evaluate the uncertainty of seismic load. In this research, an attempt was made to investigate the effect of random variables on these curves by using two methods: Monte Carlo and Tornado diagram. A 10-story steel frame with a dual bending frame system with a divergent brace was selected and then the effect of uncertainties on its IDA curves was investigated. First, by using the Monte Carlo method, the sensitivity of the IDA curve of the Bam earthquake record with respect to six random variables including yield stress of steel, dead load, live load, span length, damping ratio and elastic modulus was investigated. Then, using the tornado diagram method, the sensitivity of these variables on the average IDA curves obtained from 18 records of different earthquakes was investigated. The results demonstrated that dead load and yield stress had the greatest impact on random variables. In addition, the degree of sensitivity of random variables increased with the increase of spectral acceleration. The comparison of the tornado diagram method with the Monte Carlo method illustrated that the tornado diagram method with a maximum error of 12.4% has a good accuracy in evaluating seismic sensitivity.



EXTENDED ABSTRACT

Introduction

One of the types of structural analysis methods is the incremental dynamic analysis (IDA) method. IDA analysis is usually conducted with the attitude that there are uncertainties in the seismic records and the structural characteristics are considered fixed while the structure itself also has uncertainties that can affect the IDA curves. In this research, an attempt was made to investigate the effect of random variables related to the structure on the IDA curves. Therefore, by using the methods of sensitivity analysis, the changes in the maximum drift of a steel structure with a double system with eccentricity bracing were investigated as an engineering demand parameter (EDP) at different maximum seismic accelerations.

Methodology

Tornado diagram (TDA) and Monte Carlo (MCS) methods are the most famous sensitivity analysis methods. To evaluate the sensitivity of random variables, a two-dimensional double steel frame with a diverging brace was used. All beam and column connections are considered rigid. The structural system is designed according to (AISC) and based on the LRFD method. The plan of the structure and the structures were analyzed and designed on 10 floors with a floor height of 3.2 meters According to Figure 1.

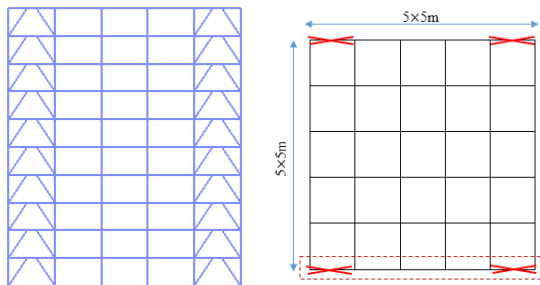


Figure 1. Structural plan and 2D model of finite elements.

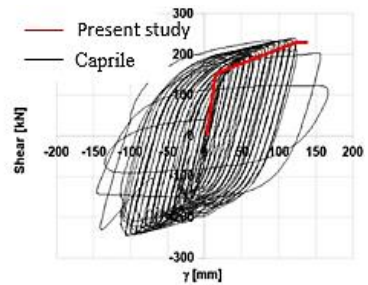


Figure 2. Comparison of the experimental model of Caprile and the numerical model of the present research.

Non-linear modelling was selected in OpenSees software. For non-linear modelling, Steel02 materials was used in the material library of this software. In this study, the secondary hardness slope was considered to be 2%. Beam and column elements were modelled using non-linear beam and column. In this research, the laboratory model of Silva Caprile et al. (2018) was used to evaluate the accuracy of the results. In Figure (2), the hysteresis curves of the current research and the research of Caprile are shown together. As it is clear in this diagram, the result of pushover analysis in the current research has good compliance with the hysteresis curve of Caprile's research in terms of displacement and ultimate yield stress.

Table 1. Characteristics of random variables.

Row	Variable	Average	Coefficient of (%) variation	Distribution function
1	(Fy)	240 Mpa	10	Normal
2	(E)	2e5 Mpa	5	normal
3	Dead Load	600 Kg/m ²	10	lognormal
4	Live Load	200 Kg/m ²	20	lognormal
5	(Length)	5 m	5	gama
6	damping	0.05	40	lognormal

In this research, the sensitivity of the IDA curves of the steel bracing frame to six random variables was investigated. The summary of the characteristics of random variables is shown in Table (1).

To perform incremental dynamic analysis, eighteen near-field records were used. First, an incremental dynamic analysis was performed where no uncertainty was considered. The median value is usually used to evaluate IDA curves. Based on the results of the analysis, the Bam earthquake record is the closest value to the middle of the IDA curves. Therefore, this record was selected as a standard record for evaluating the behavior of the structure.

Results and discussion

To evaluate the sensitivity of the IDA curve of the structure under the Bam earthquake record, each of the random variables of a sample space was created proportional to its probability distribution while other random variables were at their mean value. The results of the analysis were presented in the form of cumulative distribution function (CDF) curves in terms of drift. Figure (3) shows the result of Monte Carlo analysis for each Sa of the Bam earthquake record.

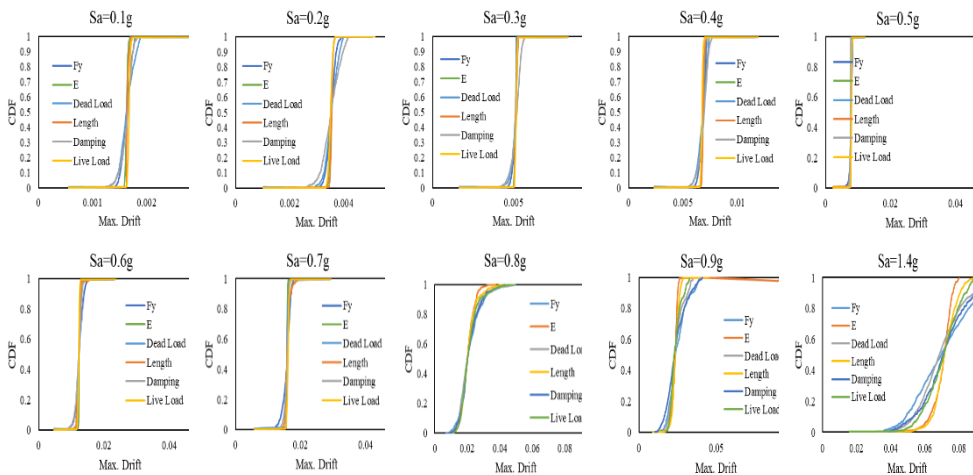


Figure 3. CDF curves obtained from Monte Carlo analysis for each different Sa from the Bam earthquake record.

The curves in Figure (3) show the probability of cumulative distribution of the maximum drift of the structure concerning random variables in each Sa. The wider the CDF

curve and the curve resulting from Monte Carlo analysis covering more values of the drift, the greater the sensitivity of the drift to the changes of that random variable. By comparing the curves in Figure (3), it is clear that in all models, the sensitivity to the changes in the modulus of elasticity of the steel had the least impact on the structural drift changes. Changes in span length and live load had the least impact. The greatest impact was between the yield stress of steel and dead load. In some intensities of the seismic load, the dead load caused the greatest sensitivity and in some cases, the yield stress of the steel caused the greatest sensitivity for the maximum drift of the structure. In another part, the drift sensitivity of the structure was checked with the Tornado diagram (TDA) method; the error of TDA method compared to the Monte Carlo method was calculated as a maximum of 12.4% according to Figure 4.

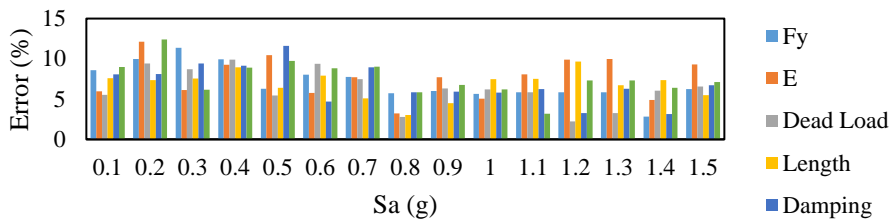


Figure 4. The error rate of the TDA method compared to the Monte Carlo method.

Conclusion

In this research, the effects of uncertainties on the IDA curves were evaluated.

The summary of the results is as follows:

- The sensitivity of random variables on the IDA curves is different in different accelerations so that at low accelerations, dead load and damping ratio have the highest sensitivity, and at higher accelerations, dead load and yield stress have the highest sensitivity.
- The maximum error of the TDA method compared to the Monte Carlo method was calculated as 12.4%. The lowest amount of error was calculated as 2%, which shows that the TDA method was more accurate than the Monte Carlo method in evaluating seismic sensitivity.
- The results of Monte Carlo analysis demonstrated that the highest sensitivity coefficient in the spectral acceleration $S_a=1g$ is equal to 0.76 for the yield stress of steel, and the lowest sensitivity coefficient in the spectral acceleration $S_a=0.7g$ is calculated for the damping coefficient parameter and is equal to 0.07.



بررسی تأثیر متغیرهای تصادفی بر تغییرات منحنی‌های IDA در قاب فولادی با سیستم دوگانه مهاربندی واگرا

محمد جواد گودرزی^{۱*}، مجید مرادی^۲

- ۱- عضو هیئت علمی، گروه مهندسی عمران، دانشگاه فنی و حرفه‌ای، تهران، ایران.
- ۲- دکتری زلزله، گروه مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروان بابل، ایران.

چکیده

اطلاعات مقاله

تحلیل دینامیکی افزایشی یکی از تحلیل‌های متداول در ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها محسوب می‌شود. معمولاً در این روش از تأثیر عدم قطعیت‌ها صرف نظر می‌شود و تنها با در نظر گرفتن رکوردهای مختلف سعی می‌شود که عدم قطعیت بار لرزه‌ای مورد ارزیابی قرار گیرد. در این تحقیق سعی شده است با استفاده از دو روش مونت کارلو و دیاگرام تورنادو تأثیر متغیرهای تصادفی بر روی این منحنی‌ها بررسی شود. از این روی یک قاب ۱۰ طبقه فولادی با سیستم دوگانه قاب خمشی دارای مهاربند برون محور انتخاب شده و سپس تأثیر عدم قطعیت‌ها بر منحنی‌های IDA آن بررسی شده است. در ابتدا با استفاده از روش مونت کارلو حساسیت منحنی IDA رکورد زلزله بم نسبت به شش متغیر تصادفی شامل تنش تسلیم فولاد، بار مرده، بار زنده، طول دهانه، نسبت میرایی و مدول الاستیسه بررسی شده است. در ادامه با استفاده از روش دیاگرام تورنادو حساسیت زائی این متغیرها بر میانگین منحنی‌های IDA حاصل از ۱۸ رکورد زلزله‌های مختلف بررسی شده است. نتایج نشان داده است بار مرده و تنش تسلیم بیشترین تأثیر را بر متغیرهای تصادفی داشته‌اند. همچنین میزان حساسیت زائی متغیرهای تصادفی با افزایش شتاب طیفی افزایش می‌یابد. مقایسه روش دیاگرام تورنادو با روش مونت کارلو نشان داده است روش دیاگرام تورنادو با حداکثر خطایی برابر با ۱۲.۴٪ دقت مناسبی در ارزیابی حساسیت لرزه‌ای دارد.

دریافت مقاله: ۱۴۰۱/۱۲/۱۹

بازنگری مقاله: ۱۴۰۲/۰۸/۲۸

پذیرش مقاله: ۱۴۰۲/۰۶/۱۴

کلید واژگان:

منحنی IDA

تحلیل مونت کارلو

دیاگرام تورنادو

سیستم دوگانه مهاربندی واگرا

حساسیت لرزه‌ای

*نویسنده مسئول: محمد جواد گودرزی

پست الکترونیکی:

mgoodarzi@tvu.ac.ir



مقدمه

یکی از انواع روش‌های تحلیل سازه روش تحلیل دینامیکی افزایشی است که در آن از مفهوم دیرینه مقیاس کردن رکوردهای حرکت زمین و توسعه آن به روشی که بتوان به دقت کل محدوده رفتاری سازه از الاستیک تا ویرانی را پوشش داد، استفاده می‌شود [۱]. در این روش مدل سازه‌ای تحت یک یا چند رکورد حرکت زمین که با سطوح شدت متفاوت مقیاس شده‌اند قرار می‌گیرد. پس از انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی، یک یا چند منحنی از پاسخ پارامتریک در مقابل سطوح شدت حاصل خواهد شد [۲]. در این منحنی‌ها کل محدوده رفتاری مدل تحت پوشش قرار می‌گیرد و در نهایت با تعریف حالات حدی و ترکیب نتایج با منحنی‌های تحلیل احتمالی به ارزیابی سازه‌ها می‌توان پرداخت [۳]. تحلیل دینامیکی افزایشی یک تحلیل چند منظوره با اهداف مختلفی است: درک کامل از دامنه پاسخ یا نیاز سازه در مقابل اعمال یک سلسله رکورد زلزله، شناسایی پاسخ سازه به رکوردهایی که احتمال اتفاق آنها در منطقه کم می‌باشد، ارائه تخمین‌هایی از ظرفیت دینامیکی کلی سازه، مطالعه IDA چند رکورد معین، که چگونگی پایداری را از یک رکورد به رکورد دیگر بیان می‌کند [۴]. منحنی‌های IDA یک ابزار برای ارزیابی شکنندگی در سازه محسوب می‌شوند و معمولاً به آنها به صورت یک موضوع مجزا پرداخته شده است. به عنوان مثال محسنیان و همکاران (۲۰۲۱) با استفاده از منحنی‌های IDA شکنندگی قاب‌های فولادی مهاربندی شده دارای جاذب انرژی را تحت بارهای لرزه‌ای متوالی بررسی کردند [۵]. محمدی و همکاران (۲۰۲۱) با استفاده از منحنی‌های IDA شکنندگی قاب فولادی را مورد بررسی قرار دادند [۶]. هه و لیو (۲۰۱۹) با استفاده از منحنی‌های IDA رفتار لرزه‌ای یک سازه بلند را مورد بررسی قرار دادند [۱]. مرادی و عبدالمحمدی (۲۰۲۰) با استفاده از روش انرژی منحنی‌های IDA جدیدی را معرفی و در ارزیابی شکنندگی از آن استفاده نمودند [۷]. گودرزی و مرادی (۱۴۰۱) عملکرد لرزه‌ای قاب خمشی دوگانه با مهاربند برون محور دارای لینک افقی برشی را با استفاده از روش IDA بررسی کردند [۸]. در تمامی این تحقیقات و تحقیقات مشابه عدم قطعیت‌ها در رکوردهای لرزه‌ای در نظر گرفته شده است و سپس شکنندگی سازه‌ها بر این مبنای محاسبه شده است.

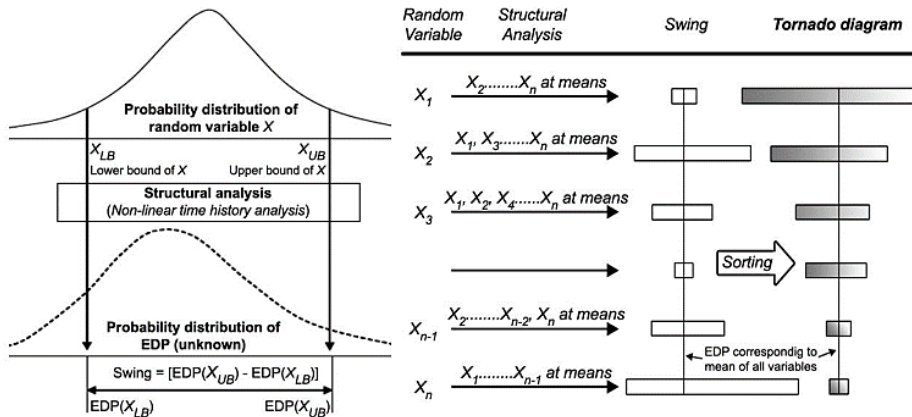
عدم قطعیت‌ها همواره جزو پارامترهایی هستند که بر رفتار سازه اثر می‌گذارند و معمولاً در تحلیل‌های تعیینی در نظر گرفته نمی‌شوند. در بارهای لرزه‌ای عدم قطعیت به دودسته عدم قطعیت ناشی از بار لرزه‌ای و عدم قطعیت‌های سازه تقسیم می‌شود [۹]. تغییرات هر یک از این عدم قطعیت‌ها یا متغیرهای تصادفی می‌تواند در پاسخ لرزه‌ای سازه‌ها تأثیرگذار باشد. مشخصات هندسی، بارگذاری و مصالح می‌توانند به عنوان یک عدم قطعیت یا متغیر تصادفی سازه‌ای در نظر گرفته شوند [۱۰]. متغیرهای تصادفی یا عدم قطعیت‌های سازه‌ای جزئی از ویژگی‌های ذاتی یک سازه محسوب می‌شوند [۱۱]. هر یک از این متغیرها می‌تواند در پاسخ سازه به بارهای لرزه‌ای مؤثر باشد [۱۲]. تأثیر متغیرهای تصادفی در پاسخ سازه‌ها را می‌تواند با مفهوم حساسیت بررسی کرد. حساسیت سازه‌ها به متغیرهای تصادفی نشان می‌دهد که تأثیر یک متغیر تصادفی در تغییرات پاسخ سازه‌ها چقدر است [۱۳]. حساسیت سنجی پاسخ سازه نسبت به متغیرهای تصادفی این امکان را می‌دهد تا پارامترهایی که بیشترین تأثیر را بر پاسخ سازه می‌گذارد مشخص شود [۱۴].

تحلیل IDA معمولاً با این نگرش انجام می‌شود که عدم قطعیت‌ها در رکوردهای لرزه‌ای وجود دارد و مشخصات سازه ثابت در نظر گرفته می‌شود. درحالی که خود سازه نیز عدم قطعیت‌هایی دارد که می‌تواند بر منحنی‌های IDA تأثیرگذار باشد. از این روی در این تحقیق سعی شده است تا تأثیر متغیرهای تصادفی مربوط به سازه بر روی منحنی‌های IDA بررسی شود. لذا با استفاده از روش‌های تحلیل حساسیت، تغییرات ماکزیمم دررفت یک سازه فولادی با سیستم دوگانه با مهاربند برون محور به عنوان پارامتر تقاضای مهندسی (EDP) در بیشینه شتاب‌های لرزه‌ای مختلف بررسی می‌شود.

روش تحقیق

روش‌های مختلفی برای ارزیابی حساسیت سازه نسبت به پارامترهای مورد نظر مهندسی وجود دارد. روش‌های دیاگرام تورنادو (TDA) و مونت کارلو (MCS) معروف‌ترین روش‌های تحلیل حساسیت هستند [۱۵]. MCS یکی از روش‌های عمیق در مسائل مربوط به تحلیل عدم قطعیت و تحلیل احتمالاتی است. در این روش متغیر تصادفی به صورت مجموعه‌ای از مقادیر تعینی تعریف می‌شود [۱۶]. این مجموعه داده‌های ورودی مجموعه‌ای از خروجی تعینی را نتیجه می‌دهند. در نهایت شکل احتمالاتی خروجی‌ها محاسبه و ارائه می‌شود [۱۷]. به علت دقت بالا معمولاً از روش MCS برای صحت سنجی سایر روش‌های احتمالاتی استفاده می‌شود. استفاده از روش MCS بسیار زمان‌بر است [۱۸].

TDA یکی از روش‌های متداول است که در زمینه آنالیز تصمیم‌گیری مورد استفاده قرار می‌گیرد [۱۹]. TDA یک آنالیز حساسیت مرتبه اول است. در این روش حساسیت تقاضا به هر پارامتر به وسیله نمودارهای افقی نشان داده می‌شود. در این روش مجموعه‌ای از متغیرها با توزیع احتمالاتی آنها در نظر گرفته می‌شود. در ابتدا خروجی مربوط به میانگین هر یک از این پارامترها اندازه‌گیری می‌شود. این مقدار به عنوان baseline خروجی‌ها در نظر گرفته می‌شود. سپس هر یک از پارامترها به صورت جداگانه در کران بالا و پائین توزیع احتمالاتی خود فیکس می‌شود. در این حالت سایر پارامترها در مقدار میانگین خود قرار دارند. اختلاف بین خروجی‌ها بین این دو کران با نام نوسان^۳ به عنوان حساسیت پارامتر انتخاب شده محاسبه می‌شود. در نهایت پارامتر ورودی بر اساس نوسان خود درجه‌بندی می‌شود. روند انجام تحلیل حساسیت به روش TDA در شکل ۱ نشان داده شده است. مرجع [۲۰؛ ۲۱] اطلاعات دقیقی در مورد آنالیز حساسیت به روش TDA را ارائه می‌دهد.



شکل ۱. روند تحلیل TDA [۲۰؛ ۲۱].

معرفی مدل سازه‌ای

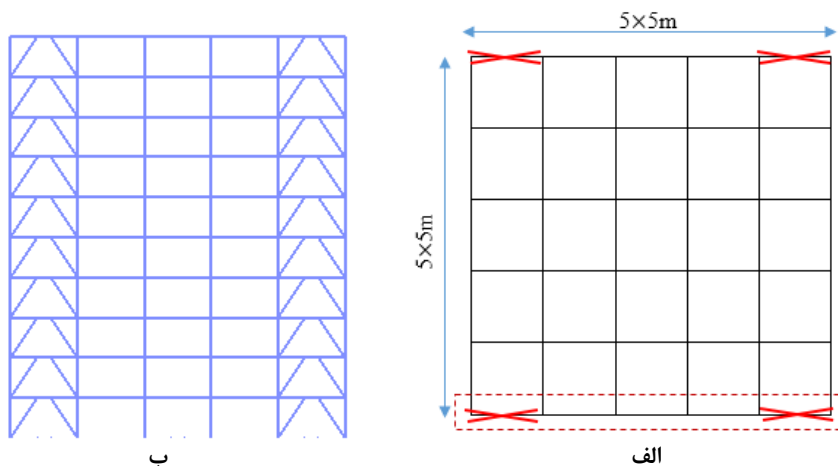
یکی از سیستم‌های سازه‌ای رایج در جهان سیستم سازه‌ای دوگانه با مهاربند برون محور است. این سیستم دارای مقاومت، سختی و شکل پذیری مناسبی در برابر بارهای لرزه‌ای است [۲۲]. برای ارزیابی حساسیت سنجی نسبت به

¹ Tornado Diagram Analysis

² Monte Carlo Simulation

³ Swing

متغیرهای تصادفی از قاب دو بعدی فولادی دوگانه با مهاربند و اگر استفاده شده است. تمامی اتصالات تیر و ستون به صورت صلب در نظر گرفته شده‌اند. سیستم‌های سازه‌ای به صورت قاب خمشی فولادی با مهاربند و اگر مطابق با آئین‌نامه طراحی سازه‌های فولادی و بر اساس روش LRFD مدل‌سازی و طراحی شده‌اند. بارگذاری لرزه‌ای بر اساس آئین‌نامه طراحی سازه‌های مقاوم در برابر زلزله [۲۳] انجام شده است. پلان سازه به صورت یک پلان مربعی با پنج دهانه با ابعاد ۵ متر انتخاب شده بود (شکل ۲). سازه‌ها در ۱۰ طبقه با ارتفاع طبقه ۳.۲ متر تحلیل و طراحی شده‌اند. بار مرده برابر با 600 kg/m^2 و بار زنده برابر با 200 kg/m^2 در نظر گرفته شده است. فرض شده است سازه در زمینی با خاک نوع III و خطر لرزه‌خیزی زیاد ($A=0.3g$) قرار دارد. مقاومت تسلیم فولاد برابر با ۲۴۰ مگا پاسکال و مقاومت نهایی برابر با ۳۴۰ مگا پاسکال در نظر گرفته شده است. موقعیت مهاربندها در دو دهانه انتهایی قاب‌های پیرامونی مطابق با شکل ۲-۱ الف در نظر گرفته شده است. در طراحی سازه سعی شده است ضمن رعایت معیار دررفت، نسبت تنش‌ها نزدیک به یک در نظر گرفته شود. خلاصه نتایج حاصل از مدل‌سازی و طراحی سازه‌های مورد نظر در جدول ۱ نشان داده شده است. پس از طراحی اولیه یکی از قاب‌های پیرامونی مهاربندی شده به عنوان مدل دو بعدی برای انجام تحلیل‌های غیر خطی و حساسیت سنجی در نظر گرفته شده است. در شکل ۲-۱ ب مدل دو بعدی مورد نظر تحقیق نشان داده شده است. برای تیرها از مقاطع I شکل و برای ستون‌ها و مهاربندها از مقطع باکس استفاده شده است.



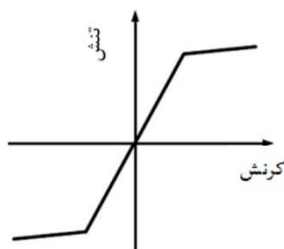
شکل ۲. الف) پلان سازه ب) مدل اجزای محدود دو بعدی.

جدول ۱. مقاطع به کار رفته برای هندسه دو بعدی مدل.

Story	Column	Beam	Brace
۱	Box ۵۰۰x۵۰۰x۴۰	W۱۴x۶۸	Box ۲۸۰x۲۸۰x۲۵
	&		
۲	Box ۴۰۰x۴۰۰x۳۵	W۱۴x۴۳	Box ۲۵۰x۲۵۰x۲۵
	&		
۳	Box ۴۰۰x۴۰۰x۳۵	W۱۴x۳۴	Box ۲۲۵x۲۲۵x۲۵
	Box ۳۵۰x۳۵۰x۳۰		

Story	Column	Beam	Brace
&			
Box ۳۰۰x۳۰۰x۲۰			
۴	Box ۳۰۰x۳۰۰x۲۰	W1۴x۳۰	Box ۲۲۵x۲۲۵x۲۵
۵	Box ۲۷۵x۲۷۵x۲۰	W1۴x۲۲	Box ۲۰۰x۲۰۰x۲۰
۶	Box ۲۷۵x۲۷۵x۱۵	W1۲x۳۰	Box ۱۷۵x۱۷۵x۱۲
۷	Box ۲۵۰x۲۵۰x۱۵	W1۲x۲۲	Box ۱۵۰x۱۵۰x۱۲
۸	Box ۲۰۰x۲۰۰x۱۵	W1۰x۲۶	Box ۱۲۵x۱۲۵x۱۲
۹	Box ۲۰۰x۲۰۰x۱۰	W1۰x۲۲	Box ۱۲۰x۱۲۰x۱۰
۱۰	Box ۲۰۰x۲۰۰x۱۰	W1۰x۲۲	Box ۱۲۰x۱۲۰x۱۰

پس از طراحی اولیه قاب‌های پیرامونی مدل‌های سازه‌ای برای مدل‌سازی غیر خطی در نرم‌افزار اپنسیس انتخاب شده‌اند. برای مدل‌سازی غیر خطی از مصالح Steel ۰۲ در کتابخانه مصالح این نرم‌افزار استفاده شده است. این مصالح دارای رابطه دوخطی تنش-کرنش است. شیب سختی ثانویه در این تحقیق ۲٪ در نظر گرفته شده است. رابطه تنش کرنش برای این مصالح در شکل (۳) نشان داده شده است. برای مدل‌سازی المان‌ها از مفهوم مفصل پلاستیک گسترده استفاده شده است. المان‌های تیر و ستون با استفاده از nonlinear Beam Column به صورت غیر خطی مدل‌سازی شده است [۲۴]. مدل‌های اجزای محدودی مدل شده در نرم‌افزار opensees در شکل ۲-ب نشان داده شده است.



شکل ۳. مدل رفتاری تنش کرنش [۱۵].

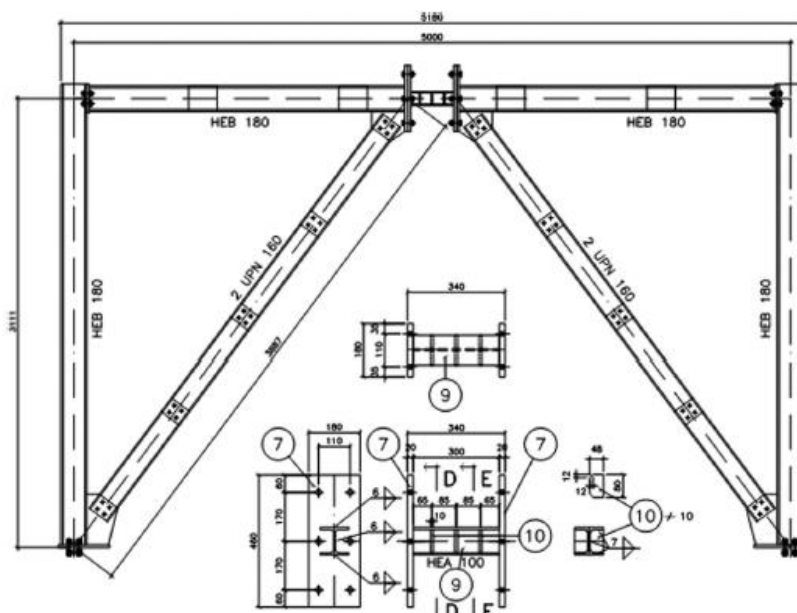
اعتبارسنجی مدل‌سازی

برای اعتماد به نتایج عددی نیاز است تا یک اعتبار سنجی انجام شود. اعتبار سنجی به منظور ارزیابی صحت نتایج عددی است که معمولاً این نتایج با نتایج یک مدل آزمایشگاهی مقایسه می‌شوند. در این تحقیق برای ارزیابی صحت نتایج از مدل آزمایشگاهی سیلوا کاپریل^۱ و همکاران [۲۵] استفاده شده است. آنها دو قاب فولادی با مهارندهای برون محور را در دو حالت افقی و عمودی به صورت سیکلیک تحلیل کرده و رفتار آنها را با یکدیگر مقایسه کرده‌اند [۲۵]. در این تحقیق از مدل قاب دارای مهاربند برون محور با لینک افقی برشی آنها به منظور اعتبار سنجی استفاده شده است. مشخصات مدل آنها در جدول ۲ و شکل شماتیک آن نیز در شکل ۴ نشان داده شده است. در این تحقیق تنش تسلیم فولاد برابر با ۳۵۵ مگا پاسکال و مدول الاستیسیته برابر با ۲۰۰۰۰ مگا پاسکال در نظر گرفته شده است.

¹ Silvia Caprili

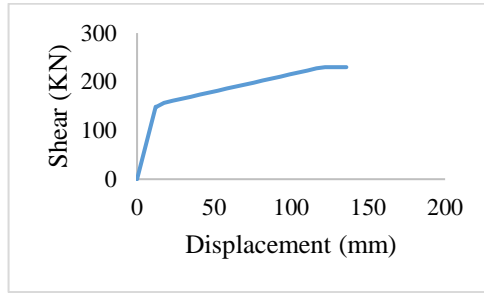
جدول ۲. مشخصات مدل آزمایشگاهی کاپریل و همکاران [۲۵].

پارامتر	مقدار
طول دهانه	۵ متر
ارتفاع طبقه	۳ متر
طول لینک	۱۲ سانتی متر
مقطع لینک	HEB ۱۲۰
مقطع تیر	HEB ۱۸۰
مقطع ستون	HEB ۱۸۰
مقطع مهاربند	۲UNP۱۶۰



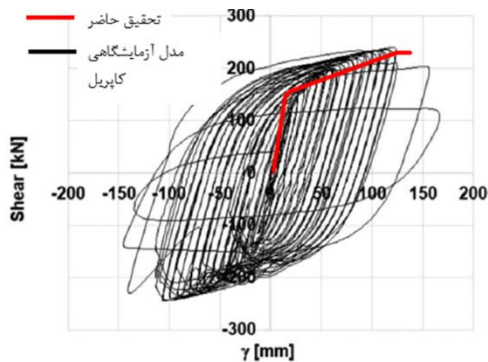
شکل ۴. شکل شماتیک مدل آزمایشگاهی کاپریل [۲۵].

در تحقیق کاپریل از بارگذاری سیکلیک کنترل شونده توسط تغییر مکان استفاده شده است. آنها مدل آزمایشگاهی خود را ساخته و سپس توسط جک هیدرولیکی، تغییر مکان‌های خاصی را بر اساس الگوی ارائه شده در تحقیق خود به مدل اعمال نمودند. نتیجه تحقیق آنها به صورت منحنی‌های هیستریزیس لینک‌های افقی و قائم ارائه شده است. اما از آنجائی که الگوی بارگذاری سیکلیک در این تحقیق ارائه نشده است، برای اعتبار سنجی از تحلیل پوش اور استفاده شده است. لذا سازه تا تغییر مکان بزرگی پوش داده شده و سپس منحنی هیستریزیس لینک قائم به عنوان خروجی مورد نظر تحقیق استخراج شده است. این منحنی در شکل ۵ نشان داده شده است.



شکل ۵. منحنی پوش اور حاصل از اعتبار سنجی.

از آنجائی که این منحنی باید با منحنی هیستریزس حاصل از تحلیل سیکلیک کاپریل مقایسه شود، در شکل ۶ منحنی‌های هیستریزس تحقیق حاضر و تحقیق کاپریل به صورت یکجا نشان داده شده است. همان‌طور که در این شکل مشخص است، نتیجه تحلیل پوش اور در تحقیق حاضر انطباق مناسبی از نظر جابجائی و تنش تسلیم و نهائی با منحنی هیستریزس تحقیق کاپریل دارد. نتایج اعتبار سنجی نشان می‌دهد که روش پیش گرفته شده برای مدلسازی عددی روش مناسبی بوده و نتایج آن نزدیک به نتایج تحقیق‌های آزمایشگاهی خواهد بود.



شکل ۶. مقایسه مدل آزمایشگاهی کاپریل و مدل عددی تحقیق حاضر.

عدم قطعیت‌ها

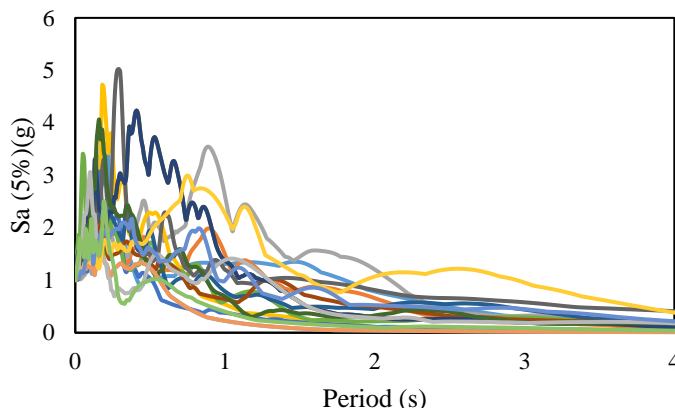
در این تحقیق حساسیت منحنی‌های IDA قاب مهاربندی فولادی نسبت به شش متغیر تصادفی بررسی شده است. این شش متغیر تصادفی بر اساس چهار نوع، طبقه‌بندی شده‌اند که عبارت‌اند از: متغیرهای هندسی، مصالح، بارگذاری و میرایی. تنش تسلیم و مدول الاستیسیته فولاد به عنوان متغیر تصادفی مربوط به مصالح در نظر گرفته شده‌اند. بار مرده و زنده به عنوان متغیرهای تصادفی مربوط به بارگذاری، ضریب میرایی سازه برای متغیرهای میرایی و طول دهانه به عنوان متغیرهای هندسی در نظر گرفته شده‌اند. تنش تسلیم فولاد با میانگین 240 Mpa و ضریب تغییرات 10% با توزیع نرمال در نظر گرفته شده است. برای مدول الاستیسیته از توزیع نرمال با میانگین $2e5 \text{ Mpa}$ و ضریب تغییرات 5% استفاده شده است. برای بارهای مرده و زنده از توزیع لاگ نرمال با ضریب تغییرات به ترتیب 10% و 20% استفاده شده است. ضریب میرایی با میانگین 5% ، توزیع لاگ نرمال و ضریب تغییرات 40% در نظر گرفته شده است. برای طول دهانه نیز از

توزیع گاما، میانگین ۵ متر و ضریب تغییرات ۵٪ در نظر گرفته شده است. خلاصه مشخصات متغیرهای تصادفی در جدول ۳ نشان داده شده است.

جدول ۳. مشخصات متغیرهای تصادفی [۱۵؛ ۲۰؛ ۲۱].

ردیف	نام متغیر	میانگین	ضریب تغییرات (%)	تابع توزیع متغیر
۱	تنش تسلیم (Fy)	۲۴۰ Mpa	۱۰	Normal
۲	مدول الاستیسیته (E)	۲۵۵ Mpa	۵	normal
۳	بار مرده (DL)	۶۰۰ Kg/m ²	۱۰	lognormal
۴	بار زنده (LL)	۲۰۰ Kg/m ²	۲۰	lognormal
۵	طول دهانه (L)	۵ m	۵	gama
۶	ضریب میرایی	۰.۰۵	۴۰	lognormal

در تحلیل حساسیت برای ارزیابی تأثیرپذیری پاسخ سازه از متغیرهای تصادفی، هریک از متغیرهای تصادفی با توزیع خود برای سازه در نظر گرفته می‌شود در حالی که سایر پارامترها در مقدار میانگین خود قرار دارند. به این ترتیب تغییرات پاسخ قاب‌های مهاربندی شده تحت هریک متغیرهای تصادفی موجود در جدول ۳ محاسبه می‌شود. برای انجام تحلیل دینامیکی افزایشی از هجده رکورد حوزه نزدیک استفاده شده است. مشخصات این رکوردها در جدول ۴ ارائه شده است. در انتخاب رکوردها سعی شده است تا نوع خاک نزدیک به نوع خاک در نظر گرفته برای طراحی سازه باشد. ضمناً فاصله ایستگاه تا کانون زلزله نیز به ۳۰ کیلومتر محدود شده است. در شکل ۷ طیف پاسخ سیستم یک درجه آزاد هریک از رکوردها برای میرایی ۵٪ نشان داده شده است.



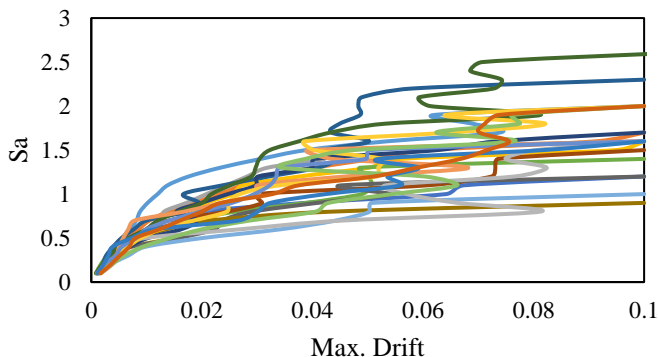
شکل ۷. طیف پاسخ سیستم یک درجه آزاد متناسب با میرایی ۵٪.

جدول ۴. مشخصات رکوردهای مورد استفاده در تحلیل‌های IDA.

.No	Record	Station	Max. PGA (g)	Max. PGV (cm/s)	Mw	Epicentral (km)
۱	Cape Mendocino	Cape Mendocino	۱.۴۳	۱۱۹.۵	۷	۱۰.۴
۲	Chi-Chi, Taiwan	TCU۰۸۴	۱.۱۶	۱۱۵.۱	۷.۶	۸.۹
۳	Chi-Chi, Taiwan	TCU۰۶۵	۰.۷۸۹	۱۲۷.۷	۷.۶	۲۶.۷
۴	Coalinga-۰۵	Oil City	۰.۸۴۱	۴۱.۲	۵.۸	۴.۶
۵	Gazli, USSR	Karakyr	۰.۷۱	۷۱.۲	۶.۸	۲۸
۶	Imperial Valley-۰۶	Elcentro#۵	۰.۵۲۸	۹۱.۵	۶.۵	۲۷.۸
۷	Imperial Valley-۰۶	Elcentro#۸	۰.۶۰۲	۴۸.۶	۶.۵	۲۸.۱
۸	Kocaeli, Turkey	Izmit	۰.۲۲	۲۸.۹	۷.۵	۵.۳
۹	Loma Prieta	BRAN	۰.۶۴	۵۵.۹	۶.۹	۹
۱۰	Morgan Hill	Coyote Lake Dam	۱.۳	۶۲	۶.۲	۲۴.۶
۱۱	Nahanni	Site ۲	۰.۴۵	۳۷.۴	۶.۸	۶.۵
۱۲	Northridge	Sylmar-Converter Station	۰.۸۹۷	۱۳۰.۳	۶.۷	۱۳.۳
۱۳	Northridge	Sylmar-Olive View	۰.۸۴۳	۱۲۲.۷	۶.۷	۱۶.۸
۱۴	San Fernando	Pacoima Dam	۱.۲۴	۱۱۶.۵	۶.۶	۱۱.۹
۱۵	Bam	Bam	۰.۸	۱۲۴.۱	۶.۶	۱۵
۱۶	Tabas	Tabas	۰.۸۵	۲۴	۷.۳۵	۸
۱۷	Manjil	Abhar	۰.۵۱	۱۰۰.۶	۷.۳۷	۱۵
۱۸	Duzce	Bolu	۰.۸۲۲	۶۲.۱	۷.۱	۱.۶

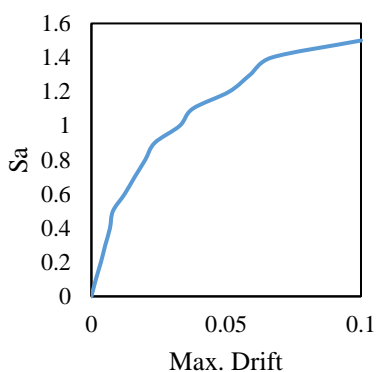
تحلیل دینامیکی افزاینده (IDA)

در ابتدا یک تحلیل دینامیکی افزاینده انجام شده است. در این بخش هیچ عدم قطعیتی در نظر گرفته نشده است. سازه تحت بارهای لرزه‌ای به صورت افزاینده تحلیل شده است و نمودار IDA آن استخراج شده است. در شکل ۸ منحنی‌های IDA قاب مورد نظر تحت هجده رکورد معرفی شده در بخش ۴، نشان داده شده است. محور قائم نشان‌دهنده S_a و محور افقی بیشترین درiftی است که سازه تحت رکورد بار لرزه‌ای در آن S_a تجربه کرده است. برای انجام تحلیل IDA هریک از رکوردهای به مقادیر مشخصی از S_a به صورت افزاینده با گام‌های شتاب $0.1g$ مقیاس و سپس به سازه اعمال شده است. تحلیل IDA تا جایی انجام شده است که ماکزیمم درift سازه به مقدار 0.1 که حد ناپایداری سازه است رسیده باشد و پس از آن تحلیل متوقف شده است.

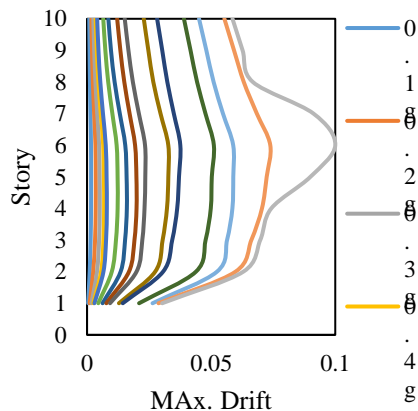


شکل ۸. منحنی IDA سازه تحت رکوردهای بارهای لرزه‌ای.

معمولاً برای ارزیابی منحنی‌های IDA از مقدار میانه استفاده می‌شود. بر اساس نتایج تحلیل، رکورد زلزله بم نزدیک‌ترین مقدار به میانه منحنی‌های IDA است. بنابراین این رکورد به عنوان رکورد معیار برای ارزیابی رفتار سازه انتخاب شده است. در شکل ۹ (الف) و (ب) به ترتیب منحنی‌های ماکزیمم دریفت طبقات و منحنی IDA مربوط به رکورد زلزله بم نشان داده شده است.



ب



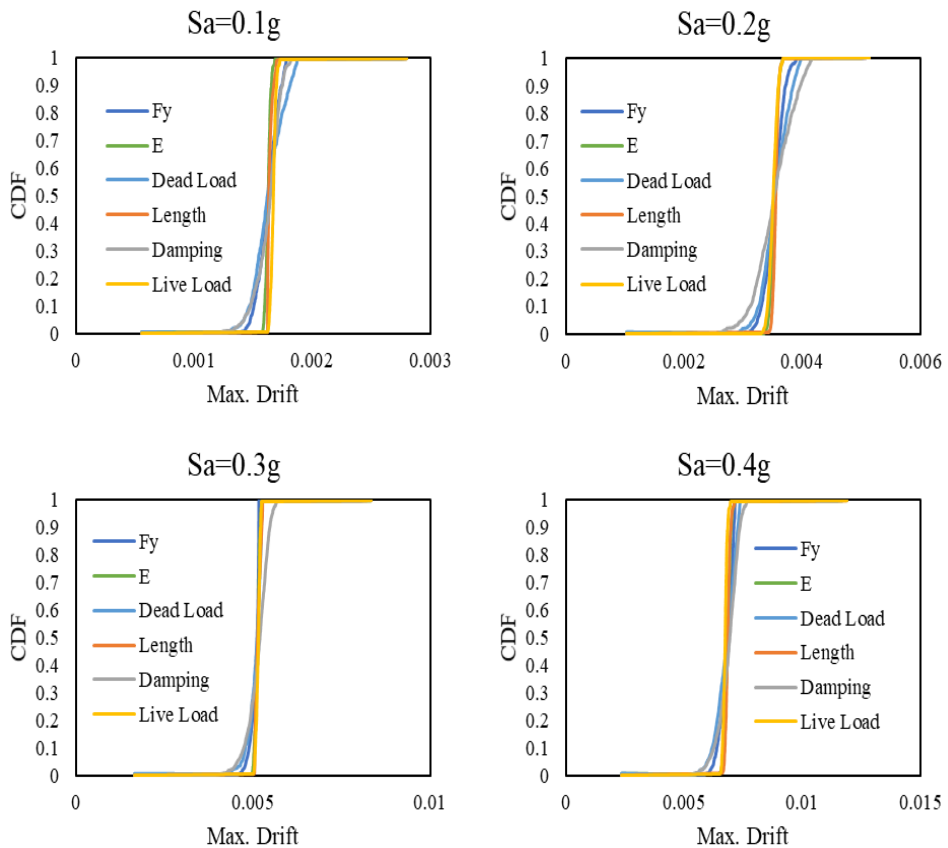
الف

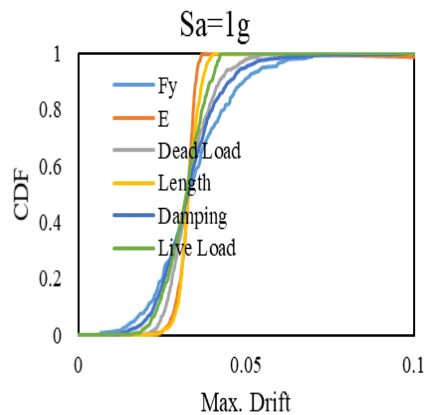
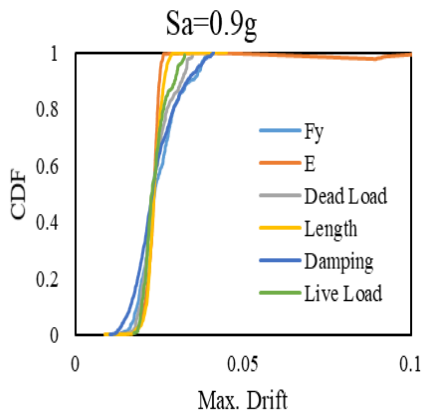
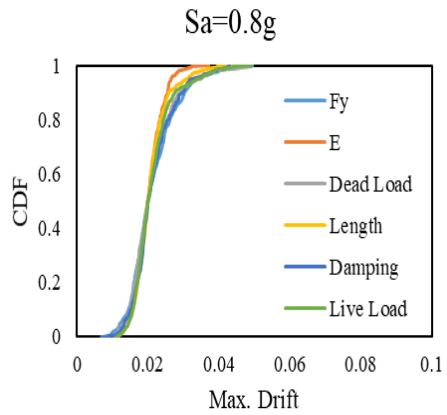
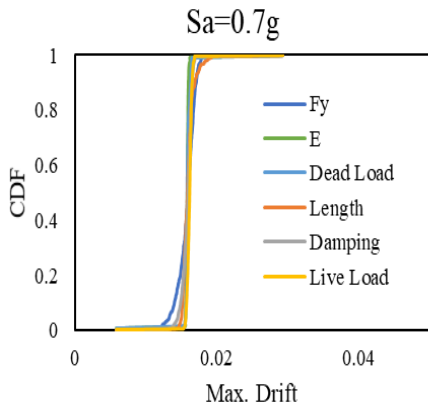
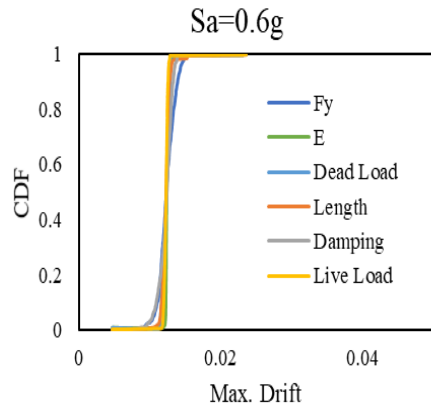
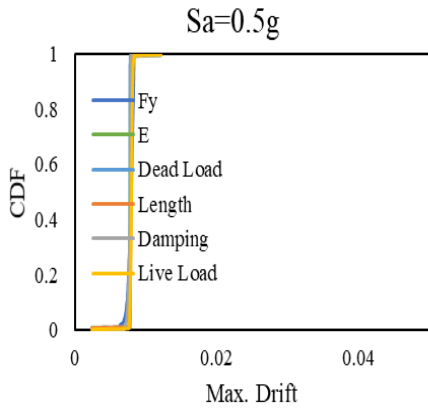
شکل ۹. الف) منحنی ماکزیمم دریفت طبقات سازه تحت رکورد زلزله بم (ب) منحنی IDA.

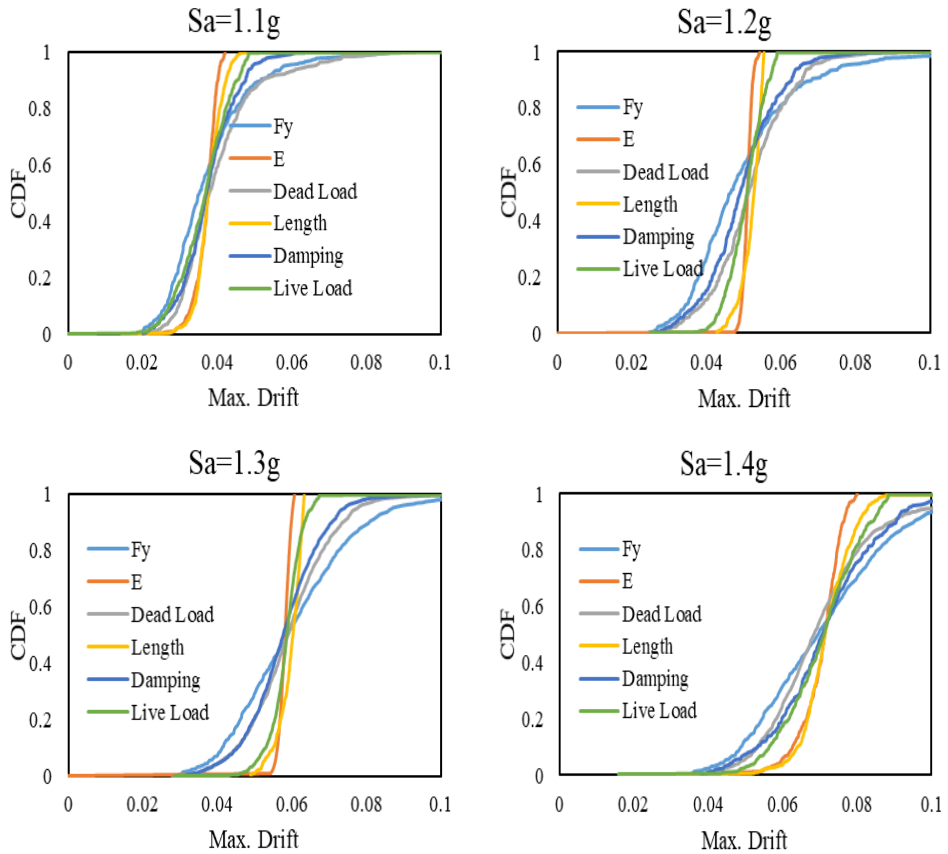
در استخراج این منحنی‌ها فرض شده است مقادیر عدم قطعیت‌هایی که در جدول ۳ به آن اشاره شده است در مقادیر میانگین خود ثابت هستند. بنابراین تنها عدم قطعیت در این بخش از تحقیق، بارهای لرزه‌ای و مقادیر شتاب سازه هستند. در ادامه بررسی خواهد شد که این عدم قطعیت‌ها تا چه میزان بر منحنی‌های IDA تأثیر گذارند.

تحلیل حساسیت با روش مونت کارلو

روش مونت کارلو یک روش کارآمد برای انجام تحلیل‌های احتمالاتی و همچنین ارزیابی حساسیت سازه‌ها است و معمولاً به عنوان یک روش مرجع در ارزیابی حساسیت رفتار سازه‌ها استفاده می‌شود. با این حال این روش بسیار وقت‌گیر است به همین دلیل در این تحقیق از این روش تنها در ارزیابی حساسیت منحنی IDA مربوط به رکورد زلزله بم استفاده شده است. همان‌طور که به آن اشاره شده است، مقادیر منحنی IDA رکورد زلزله بم نزدیک‌ترین رکورد به میانه منحنی‌های IDA است. از این رکورد برای ارزیابی حساسیت منحنی IDA نسبت به متغیرهای تصادفی با استفاده از روش مونت کارلو استفاده شده است. برای ارزیابی حساسیت منحنی IDA سازه تحت رکورد زلزله بم برای هر یک از متغیرهای تصادفی یک فضای نمونه‌ای متناسب با توزیع احتمالاتی آن ایجاد شده است. درحالی که سایر متغیرهای تصادفی در مقدار میانگین خود هستند، تأثیر یکی از متغیرها با استفاده از تحلیل مونت کارلو بر تغییرات منحنی IDA مربوط به رکورد زلزله بم محاسبه شده است. در هر Sa و برای هر یک از متغیرهای تصادفی یک تحلیل مونت کارلو انجام شده است. ضریب تغییرات هدف برای رسیدن به دقت مطلوب در تحلیل مونت کالو برابر با ۰.۰۲ در نظر گرفته شده است. نتایج حاصل از تحلیل به صورت منحنی‌های تابع توزیع تجمعی (CDF) برحسب دریافت ارائه شده است. در شکل ۱۰ منحنی‌های CDF حاصل از تحلیل مونت کارلو برای هر Sa رکورد زلزله بم نشان داده شده است.





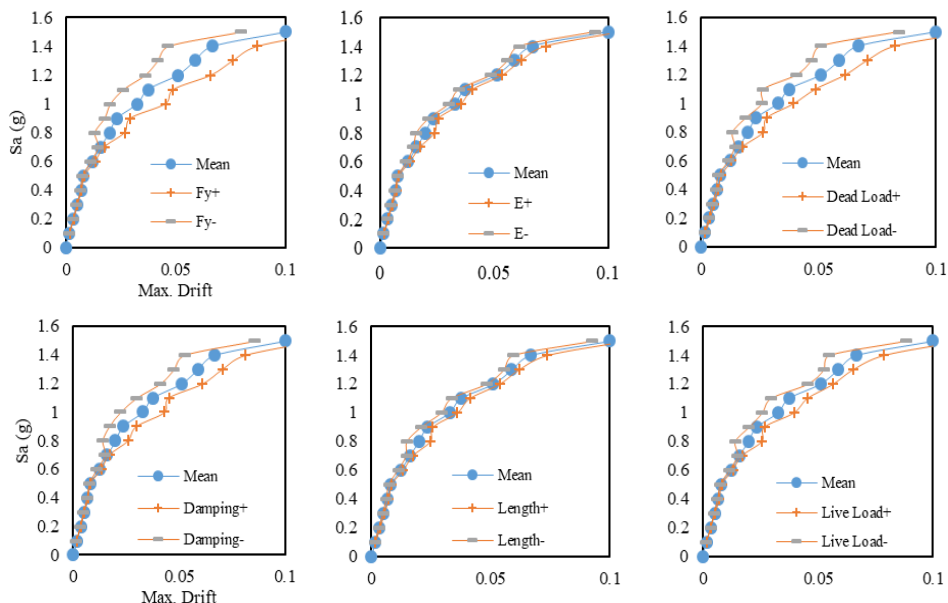


شکل ۱۰. منحنی‌های CDF حاصل از تحلیل مونت کارلو برای هر Saهای مختلف از رکورد زلزله بم.

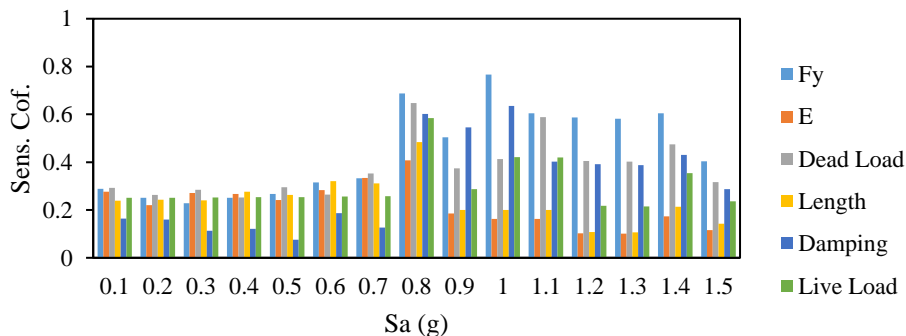
منحنی‌های شکل ۱۰ احتمال توزیع تجمعی ماکزیمم دررفت سازه را نسبت به متغیرهای تصادفی در هر Sa نشان می‌دهد. در تحلیل حساسیت به روش مونت کارلو پهنای نمودار نشان دهنده حساسیت بیشتر پاسخ سازه نسبت به متغیر تصادفی است. هرچه منحنی CDF پهن‌تر باشد و منحنی حاصل از تحلیل مونت کارلو مقادیر بیشتری از دررفت را بپوشاند نشان می‌دهد حساسیت دررفت نسبت به تغییرات آن متغیر تصادفی بیشتر است. براین اساس با افزایش مقادیر Sa و ماکزیمم دررفت سازه پهنای منحنی‌ها بیشتر می‌شود. با مقایسه منحنی‌های شکل ۱۰ مشخص می‌شود در تمامی مدل‌ها حساسیت نسبت به تغییرات مدول الاستیسیته فولاد کمترین تأثیر را بر تغییرات دررفت سازه داشته است. پس از آن تغییرات طول دهانه و بار زنده کمترین تأثیر را داشته‌اند. بیشترین تأثیر نیز بین تنش تسلیم فولاد و بار مرده بوده است. در برخی از شدت‌های بار لرزه‌ای بار مرده بیشترین حساسیت‌زائی و در برخی نیز تنش تسلیم فولاد بیشترین حساسیت‌زائی را برای ماکزیمم دررفت سازه ایجاد کرده‌اند.

برای این که درک بهتری از تأثیر متغیرهای تصادفی بر روی منحنی IDA سازه در رکورد زلزله بم ارائه شود در شکل ۱۱ بازه تغییرات منحنی IDA برای کران بالا (مقدار میانگین به علاوه انحراف معیار) و کران پائین (میانگین منهای انحراف معیار) سازه‌ها ارائه شده است. به بازه کران بالا تا کران پائین نوسان گفته می‌شود. بنابراین شکل ۱۱ را می‌توان نوسانات منحنی IDA نسبت به تغییرات هر یک از متغیرهای تصادفی در نظر گرفت. به عنوان مثال در

شکل ۱۱ نشان دهنده مقدار میانگین به علاوه انحراف معیار در بقت سازه در یک Sa ثابت نسبت به تغییرات تنش تسلیم فولاد و $-F_y$ نشان دهنده مقدار میانگین منهای انحراف معیار در بقت سازه در یک Sa مشخص نسبت به تغییرات تنش تسلیم است.



(الف)



(ب)

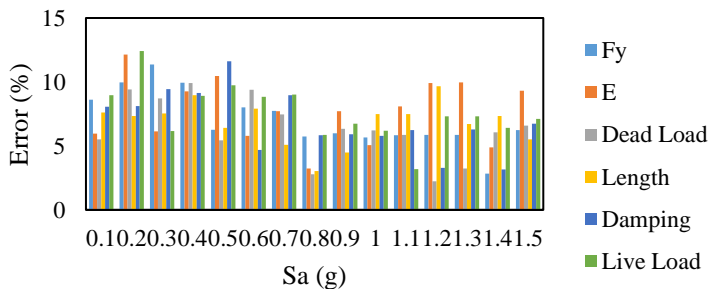
شکل (۱۱. الف) تأثیر عدم قطعیت‌ها بر منحنی IDA سازه تحت رکورد زلزله بم (ب) ضریب حساسیت متغیرهای تصادفی.

بر اساس شکل ۱۱ نتایج نشان می‌دهد در Sa های کم که شیب منحنی IDA خطی است تأثیر متغیرهای تصادفی بر تغییرات در بقت بسیار کمتر از زمانی است که منحنی IDA از حالت خطی خارج می‌شود. به صورت کلی در Sa بیشتر

از ۰.۶g تأثیر متغیرهای تنش تسلیم، بار مرده و میرایی بر تغییرات دررفت در رکورد زلزله بم به چشم می‌آید. در شکل ۱۱-ب ضریب حساسیت برای متغیرهای تصادفی در شتاب‌های طیفی مختلف ارائه شده است. ضریب حساسیت نسبت دو انحراف معیار به مقدار میانگین را نشان می‌دهد. هرچه این ضریب بیشتر باشد حساسیت پاسخ سازه نیز به متغیرهای تصادفی بیشتر می‌شود. بر اساس این شکل در زلزله بم بیشترین حساسیت‌زائی را تنش تسلیم فولاد در شتاب طیفی ۱g در سازه ایجاد کرده است.

تحلیل حساسیت با روش دیاگرام تورنادو

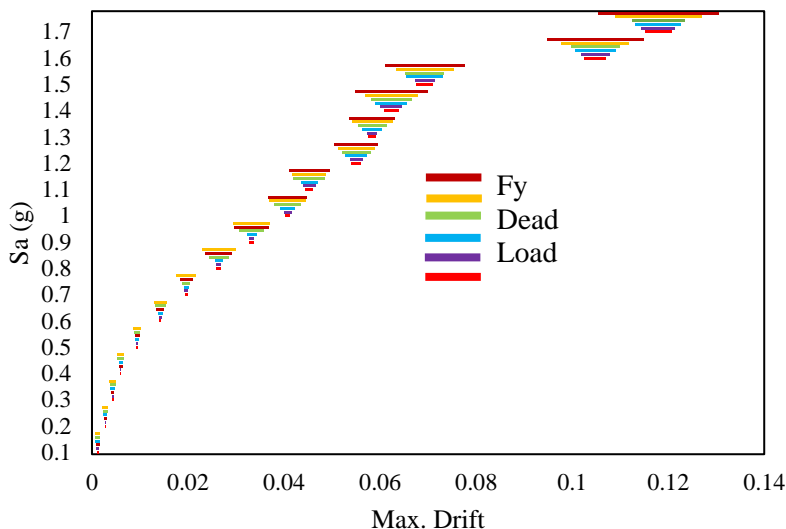
در بخش ۶، حساسیت دررفت سازه با روش مونت کارلو بررسی شده است. روش مونت کارلو یک روش زمان‌بر است که باید برای هر یک از متغیرها هزاران تحلیل انجام شود تا ضریب تغییرات به همگرایی برسد و تحلیل کامل شود. اما روش‌های ساده‌تری هم هستند که می‌شود با دقت قابل قبولی تحلیل حساسیت را انجام داد. روش دیاگرام تورنادو یکی از این روش‌ها است. در این بخش ابتدا دقت روش TDA و میزان خطای آن بررسی شده است. برای این منظور حساسیت سازه نسبت به متغیرهای تصادفی در رکورد زلزله بم با روش TDA انجام شده و نوسانات آن با روش مونت کارلو مقایسه شده است. در شکل (۱۲) خطای روش TDA نسبت به روش مونت کارلو نشان داده شده است. بر اساس این شکل حداکثر خطا برابر با ۱۲.۴٪ محاسبه شده است که نشان می‌دهد روش TDA دقت مناسبی نسبت به روش مونت کارلو دارد.



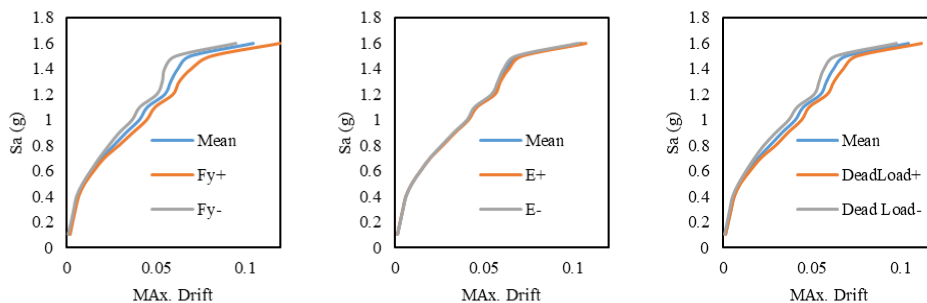
شکل ۱۲. میزان خطای روش TDA نسبت به روش مونت کارلو.

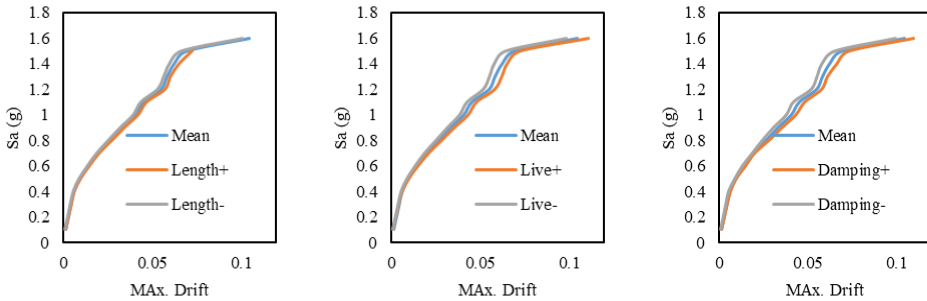
برای ارزیابی حساسیت منحنی‌های IDA نسبت به متغیرهای تصادفی، تحلیل TDA برای هر یک از رکوردهای معرفی شده در جدول ۴ انجام شده و سپس میانگین کران بالا و پائین تغییرات منحنی‌های IDA محاسبه و در شکل ۱۳ ارائه شده است. در منحنی‌های TDA پارامتری که کمترین حساسیت را ایجاد کرده است در پائین و پارامتری که بیشترین حساسیت را داشته است در بالا قرار می‌گیرد. پهنای منحنی‌های TDA فاصله کران بالا و پائین تغییرات دررفت را نسبت به هر متغیر تصادفی نشان می‌دهد. فاصله کران بالا و پائین در این تحقیق فاصله بین میانگین منهای انحراف معیار و میانگین به علاوه انحراف معیار در نظر گرفته شده است. طبیعی است هر متغیر که پهنای بیشتری را داشته باشد حساسیت‌زائی لرزه‌ای بیشتری را در هر Sa ارائه داده است. بر اساس این شکل پارامتر بار مرده تا $Sa=0.9g$ بیشترین پهنای حساسیت‌زائی را داشته است و از آن پس تنش تسلیم فولاد بیشترین حساسیت‌زائی را ایجاد کرده است. تا $Sa=0.4g$ ضریب میرایی پس از بار مرده بیشترین حساسیت‌زائی را بر روی منحنی IDA داشته است اما از $Sa=0.5g$ تا $Sa=0.9g$ حساسیت‌زائی تنش تسلیم فولاد بیشتر از نسبت میرایی بوده است. نتایج تحلیل TDA نشان می‌دهد

میزان حساسیت زائی متغیرهای تصادفی بر منحنی IDA می‌تواند تابعی از شتاب طیفی باشد و ممکن است در یک شتاب یک پارامتر بر روی ماکزیمم دریافت سازه بیشترین تأثیر را داشته باشد و در یک شتاب دیگر پارامتر دیگر. در شکل ۱۴ میانگین منحنی‌های IDA و کران بالای و پائین تغییرات میانگین منحنی‌های IDA برای هر یک از متغیرهای تصادفی ارائه شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود تأثیر دو پارامتر بار مرده و تنش تسلیم فولاد بر میانگین منحنی‌های IDA بیشتر از سایر پارامترهاست. تغییر هر متغیر می‌تواند بر منحنی‌های IDA تأثیرگذار باشد اما میزان تأثیر در این دو پارامتر بیشتر و در مدول الاستیسیته و طول دهانه‌ها کمتر است. البته باید در نظر گرفت که نوع توزیع و ضریب تغییرات نیز تأثیرگذار است چرا که ضریب تغییرات برای طول دهانه و مدول الاستیسیته برابر با ۰.۰۵ در نظر گرفته شده است. از آنجائی که احتمال میزان تغییرات این دو پارامتر کمتر احتساب می‌شود می‌تواند دلیلی بر تأثیر کمتر این دو پارامتر بر منحنی IDA باشد. از طرفی ضریب تغییرات بار زنده عدد بزرگی است اما از آنجائی که بار زنده با ضریب ۰.۲ در الگوی بار به سازه اعمال می‌شود تأثیر آن نسبت به بار مرده که با ضریب ۱ اعمال می‌شود کمتر است.



شکل ۱۴. دیاگرام تورنادوی میانگین منحنی‌های IDA نسبت به عدم قطعیت‌ها.





شکل ۱۴. تغییرات میانگین منحنی‌های IDA نسبت به عدم قطعیت‌ها.

نتیجه‌گیری

در این تحقیق تأثیر عدم قطعیت‌ها بر منحنی‌های IDA مورد ارزیابی قرار گرفته است. یک سازه ۱۰ طبقه با سیستم دوگانه قاب خمشی دارای مهاربند برون محور پس از طراحی به صورت غیر خطی مدلسازی شده و سپس تحلیل دینامیکی افزایشی بر روی آن انجام شده است. در ابتدا با روش مونت کارلو منحنی‌های CDF ماکزیمم دررفت سازه تحت رکورد زلزله بم ارائه شده است و سپس با روش دیاگرام تورنادو میزان حساسیت‌زائی هر یک از متغیرهای تصادفی بر ماکزیمم دررفت سازه در هر شتاب طیفی در ۱۸ رکورد مورد بررسی قرار گرفته است که منحنی‌های TDA میانگین آنها ارائه و بررسی شده است. خلاصه‌ی نتایج به صورت زیر است:

- حساسیت‌زائی متغیرهای تصادفی بر روی منحنی‌های IDA در شتاب‌های مختلف متفاوت است به طوری که در شتاب‌های کم بار مرده و نسبت میرائی بیشترین حساسیت‌زائی را داشته‌اند و در شتاب‌های بیشتر بار مرده و تنش تسلیم.
- نتایج تحلیل مونت کارلو نشان داده است بیشترین ضریب حساسیت در شتاب طیفی $Sa=1g$ رخ داده است و برابر با ۰.۷۶ برای تنش تسلیم فولاد محاسبه شده است. کمترین ضریب حساسیت در شتاب طیفی $Sa=0.07g$ برای پارامتر ضریب میرایی و برابر با ۰.۰۷ محاسبه شده است.
- حداکثر میزان خطای روش TDA نسبت به روش مونت کارلو برابر با ۱۲.۴٪ محاسبه شده است. کمترین میزان خطا نیز برابر با ۲٪ محاسبه شده است که نشان می‌دهد روش TDA دقت مناسبی نسبت به روش مونت کارلو در ارزیابی حساسیت لرزه‌ای دارد.
- نوسانات میزان دررفت نسبت به تغییرات متغیرهای تصادفی نشان می‌دهد با افزایش شتاب طیفی پهنای منحنی‌های TDA افزایش می‌یابد که نشان می‌دهد به طور کلی افزایش شتاب باعث افزایش حساسیت‌زائی متغیرهای تصادفی می‌شود. به طور مثال میزان نوسانات دررفت برای تنش تسلیم فولاد در شتاب طیفی $0.1g$ برابر با ۰.۰۰۰۲۵ و در شتاب طیفی $1.2g$ برابر با ۰.۰۱ محاسبه شده است.

References

- [1] He, X., & Lu, Z. (2019). Seismic fragility assessment of a super tall building with hybrid control strategy using IDA method. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 123(3), 278-291. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2019.05.003>
- [2] Lu, X., & Su, N. (2012). IDA-based seismic fragility analysis of a complex high-rise structure. *Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 32(5), 19-25. https://www.researchgate.net/publication/279543560_IDA-based_seismic_fragility_analysis_of_a_complex_high-rise_structure

- [3] Hariri-Ardebili, M. A., Sattar, S., & Estekanchi, H. E. (2014). Performance-based seismic assessment of steel frames using endurance time analysis. *Engineering Structures*, 69(3), 216-234. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.03.019>
- [4] Jouneghani, H. G., & Haghollahi, A. (2020). Assessing the seismic behavior of steel moment frames equipped by elliptical brace through incremental dynamic analysis (IDA). *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 19(2), 435-449. <https://doi.org/10.1007/s11803-020-0572-z>
- [5] Mohsenian, V., Filizadeh, R., Hajirasouliha, I., & Garcia, R. (2021). Seismic performance assessment of eccentrically braced steel frames with energy-absorbing links under sequential earthquakes. *Journal of Building Engineering*, 33, 101576. <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2020.101576>
- [6] Mohammadi, M., Mirzaei, M., & Pashaie, M. R. (2021). Seismic performance and fragility analysis of infilled steel frame structures using a new multi-strut model. *Structures*, 34(3), 1403-1415. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2021.08.015>
- [7] Moradi, M., & Abdolmohammadi, M. (2020). Seismic fragility evaluation of a diagrid structure based on energy method. *Journal of Constructional Steel Research*, 174(10), 106311. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2020.106311>
- [8] Goodarzi, M. J., & Moradi, M. (2022). Evaluation of Seismic Performance of Dual Flexural Frame with Eccentric Bracing, Horizontal Shear and Flexural Link in Consideration of the Effect of Soil-Structure Interaction under Near Field Record. *Karafan Quarterly Scientific Journal*, 19(3), 477-500. <https://doi.org/10.48301/kssa.2022.326213.1968>
- [9] Moradi, M., Tavakoli, H., & AbdollahZade, G. (2020). Sensitivity analysis of the failure time of reinforcement concrete frame under postearthquake fire loading. *Structural Concrete*, 21(2), 625-641. <https://doi.org/10.1002/suco.201900165>
- [10] Bojórquez, E., Terán-Gilmore, A., Ruiz, S. E., & Reyes-Salazar, A. (2011). Evaluation of Structural Reliability of Steel Frames: Interstory Drift versus Plastic Hysteretic Energy. *Earthquake Spectra*, 27(3), 661-682. <https://doi.org/10.1193/1.3609856>
- [11] Lin, K-C., Lin, C-C. J., Chen, J-Y., & Chang, H-Y. (2010). Seismic reliability of steel framed buildings. *Structural Safety*, 32(3), 174-182. <https://doi.org/10.1016/j.strusafe.2009.11.001>
- [12] Nowak, A. S., & Collins, K. R. (2012). *Reliability of Structures* (2 ed.). Chemical Rubber Company Press. <https://books.google.com/books?id=z98q9wLKC4C>
- [13] Bhattacharyya, B., & Chakraborty, S. (2001). Sensitivity Statistics of 3D Structures under Parametric Uncertainty. *Journal of Engineering Mechanics*, 127(9), 909-914. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(2001\)127:9\(909\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(2001)127:9(909))
- [14] Zhang, H., Ellingwood, B. R., & Rasmussen, K. J. R. (2014). System reliabilities in steel structural frame design by inelastic analysis. *Engineering Structures*, 81, 341-348. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.10.003>
- [15] Kim, J., Park, J-H., & Lee, T-H. (2011). Sensitivity analysis of steel buildings subjected to column loss. *Engineering Structures*, 33(2), 421-432. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2010.10.025>
- [16] Boronovo, E., & Plischke, E. (2016). Sensitivity analysis: A review of recent advances. *European Journal of Operational Research*, 248(3), 869-887. <https://doi.org/10.1016/j.ejor.2015.06.032>
- [17] Yang, J. (2011). Convergence and uncertainty analyses in Monte-Carlo based sensitivity analysis. *Environmental Modelling & Software*, 26(4), 444-457. <https://doi.org/10.1016/j.envsoft.2010.10.007>

- [18] Wei, P., Lu, Z., & Yuan, X. (2013). Monte Carlo simulation for moment-independent sensitivity analysis. *Reliability Engineering & System Safety*, 110, 60-67. <https://doi.org/10.1016/j.res.2012.09.005>
- [19] Borgonovo, E. (2017). *Sensitivity Analysis: An Introduction for the Management Scientist*. Springer International Publishing. <https://books.google.com/books?id=HOK4DgAAQBAJ>
- [20] Porter, K. A., Beck, J. L., & Shaikhutdinov, R. V. (2002). Sensitivity of Building Loss Estimates to Major Uncertain Variables. *Earthquake Spectra*, 18(4), 719-743. <https://doi.org/10.1193/1.1516201>
- [21] Lee, T-H., & Mosalam, K. M. (2005). Seismic demand sensitivity of reinforced concrete shear-wall building using FOSM method. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 34(14), 1719-1736. <https://doi.org/10.1002/eqe.506>
- [22] Rasouli, S., & Latifi, M. K. (2022). Numerical Study of the Combination of Steel Shear Wall with Eccentric Bracing Under Cyclic Loads. *Karafan Quarterly Scientific Journal*, 19(3), 393-412. <https://doi.org/10.48301/kssa.2022.299081.1689>
- [23] Permanent Committee for Revision of Building Regulations Against Earthquakes. (2014). *Design regulations for buildings against earthquakes* (2800 Standard). Bhrc. <https://www.bhrc.ac.ir/news/ID/1890>
- [24] Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M. H., & Fenves, G. L. (2006). *OpenSees command language manual*. The Regents of the University of California. <https://opensees.berkeley.edu/OpenSees/manuals/usermanual/OpenSeesCommandLanguageManualJune2006.pdf>
- [25] Caprili, S., Mussini, N., & Salvatore, W. (2018). Experimental and numerical assessment of EBF structures with shear links. *Steel and Composite Structures*, 28(2), 123-138. <https://doi.org/10.12989/scs.2018.28.2.123>