



Seismic Vulnerability Study of Derrick Supported Flare Using Incremental Dynamic Analysis

S. Koohestani¹, B. Sayyafzadeh¹, A. R. Sarvghad Moghadam², M. Sharifi^{1*}

¹ Department of Civil Engineering, Faculty of Technical and Engineering, University of Qom, Qom, Iran

² Structural Engineering Research Center, International Institute of Earthquakes Engineering and Seismology (IIEES), Tehran, Iran

ABSTRACT: The vulnerability of industrial plants to natural hazards has made the world worried because of countries' general disability about the prediction of the level of effects and preparedness for the consequences of these types of events. For this purpose, seismic assessment of plant equipment is a strategic issue. One of the most equipment that is used in most oil & gas plants is stack flares. Stack flares are a type of stacks that are used for burning additional flammable gases before causing any other problem for other plant facilities. Proper seismic assessment of this type of equipment has been missed in the past and its exact performance evaluation can be effective in determining probable damages in future earthquakes and distinguishing the weakness of components of this type of structure. In this study, probabilistic seismic behavior of two designed and constructed stack flares is investigated and using incremental dynamic analysis their fragility curve and behavior factor are calculated. Results show that in ordinary intensities, the seismic demand of these structures is not considerable but in the range of rare intensities, extreme damages are probable. Also, in the above case studies, the performance of the 4-sided stack with respect to 3-sided stack was more proper and seems more assessment is needed on the suggested behavior factor by codes.

Review History:

Received: Oct. 11, 2021

Revised: Mar. 12, 2022

Accepted: Mar. 15, 2022

Available Online: Apr. 06, 2022

Keywords:

Seismic assessment

Incremental dynamic analysis

Fragility curves

Behavior coefficient

Stack flare

1- Introduction

One of the equipment used in the majority of oil and gas industries is stack flare, which is used to secure industrial equipment against overpressure by releasing and burning gases [1]. Given the need for risk assessment to take precautionary measures in industrial facilities and the need for information on the collapse of structures in different PGAs, the development of fragility curves is essential for all structures in industrial plants [2], however, no comprehensive research has not studied the seismic behavior of stack under real accelerograms, and no information is available on the behavior of these structures at high seismic intensities.

The focus of this research is on recognizing the seismic behavior of the stacks supporting structures and calculating their coefficient of behavior. For this purpose, two stack equipment were selected as a case study, and seismic assessment was performed using incremental dynamic analysis and extraction of fragility curves. Behavior coefficients under earthquake records are also calculated and presented for case studies.

2- Case studies details

The first sample located in Iran, Khuzestan province, is a 3-sided stack with a height of 93 meters, which supports a chimney with a height of 94.5 meters. This stack is located in an area with base design acceleration $A = 0.25$ g with SD soil

type according to UBC97 code, and the seismic load for the mentioned structure is also in accordance with this mentioned code. The 2nd sample is a 4-sided stack located in Iran, Bushehr-Assaluyeh province, with 86 meters height, which supports a chimney with 89 meters height. The base design acceleration $A=0.5$ g with soil type C according to IBC 2009 code, and the earthquake load is also calculated according to the same code. Figure 1 shows the exact dimensions of the stacks and sections used in height.

The connections in both models are welded and modeled continuously. Such an approach has been used in Tian studies [3].

3- Details of Finite Element Model

Since the lateral stability of the stacks is provided by a braces structure, which consists mainly of pipe members, and due to the slender of these members, the failure mode is usually buckling mode, so the seismic performance is controlled by pipe members buckling. The basis for accurate prediction of structural response is the stress-strain relationship governing the behavior of materials.

Marshall push theory gives a seven-line model as shown in Figure 2 to predict the ultimate strength of braced steel structures, in which the member failure mechanism is based on a local buckling estimate [4].

*Corresponding author's email: m.sharifi@qom.ac.ir



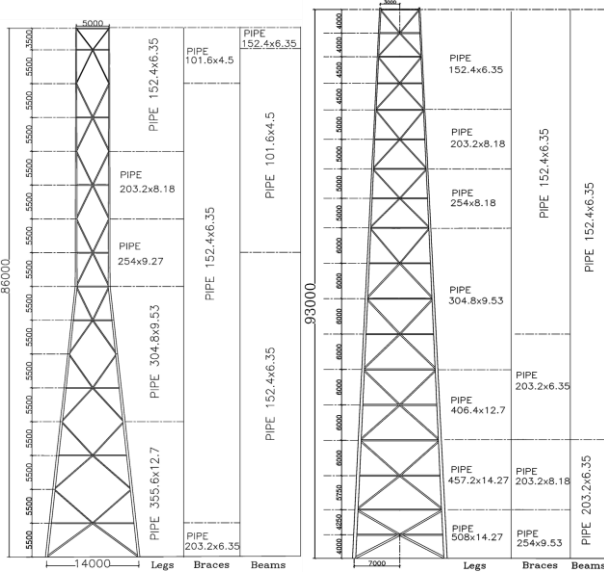


Fig. 1. Geometric configuration and cross-sections of samples

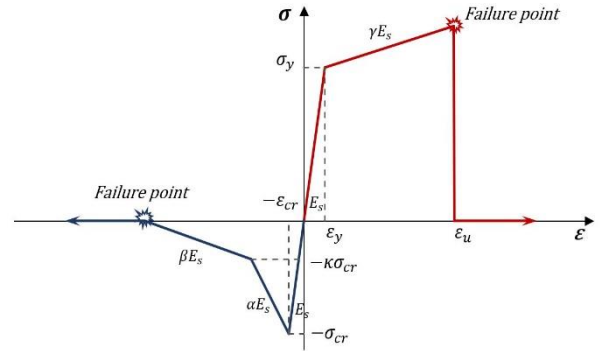


Fig. 2. Marshall Defined the behavior of axial elements with pipe cross-section

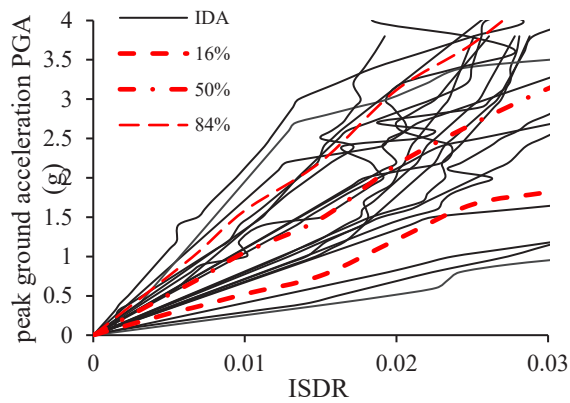


Fig. 3. IDA curves with summarized diagrams for the first sample

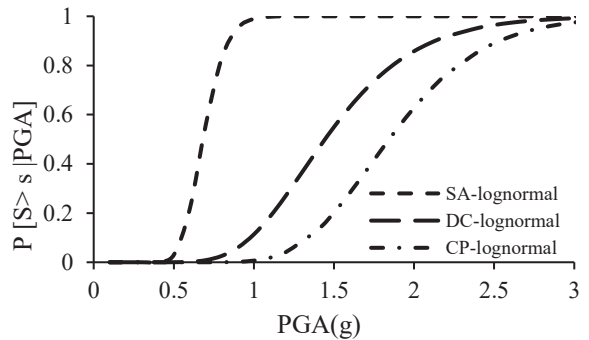


Fig. 4. Fragility curves for the first sample

4- Methodology

Using Visual Basic coding language for Excel (VBA) and its interaction with SAP2000, an IDA was performed for both models under 20 accelerograms, and IDA curves as shown in Figure 3 were obtained for both models. In the existing codes and articles, there is no specific value or method to determine the limit state values of flare equipment. The pushover analysis is conducted to acquire the corresponding thresholds for different limit states. The first limit state (serviceability) requires the tower remain in the elastic stage during the earthquake. The third limit state (collapse prevention) in the pushover curve, corresponds to the point that a small increment of lateral force results in a significant increase of drift value and finally by considering the damage control level, equal to 0.75 of collapse prevention level, the limit states are determined. This approach has been used in some other studies [5].

5- Results

By reviewing the results, it was observed that the resulting fragility values for both samples are close to each other. Also, the structures have a tiny probability of failure within the code's earthquake intensities, but for strong ground motions (high-intensity earthquakes), failure of these structures is likely.

Regarding the studied structures, assuming a normal distribution for the obtained data, close median and dispersion for both structures were observed in the results of ductility and over-strength coefficients. This similarity indicates the possibility of considering a single behavior coefficient value regardless of the number of sides.

6- Conclusions

The produced fragility curves show the seismic safety of this type of structures (concerning probability values close to zero) for all limit states in the range of earthquakes up to 0.5 g, while the earthquake in the region is 0.35 g and the probability

of exceeding the state is very low. The main reason for this result is the low mass of the structure and consequently, low seismic effects compared to the effects of wind load in the design of these structures. The result is acceptable due to the prevailing wind load for the design of these structures and is compatible with reports [5].

The obtained values of extra strength coefficient, ductility coefficient, and behavior coefficient for the first sample were 2.35, 1.16, and 2.75, respectively, and for the second sample were equal to 2.44, 1.27, and 3.12, and it was observed that the difference in the number of stack sides do not have much effect on the value of the behavior coefficient and equal behavior coefficient can be adopted for this type of structures. The calculated behavior coefficient for the 3-sided stack is 4% higher and for the 4-sided stack is 8% less than the code regulation value and it seems that the code regulation value is appropriate.

It is worth mentioning that the results are based on a case study on two samples of stack, and to express these results with more certainty, it is necessary to study a wider range of various types of these structures at different heights.

References

- [1] W.B. Group, Global Gas Flaring Reduction A Public-Private Partnership World Bank Group A Voluntary Standard For Global Gas Flaring And Venting Reduction, 2004.
- [2] A.C. Caputo, F. Paolacci, O.S. Bursi, R. Giannini, Problems and perspectives in seismic quantitative risk analysis of chemical process plants, *Journal of Pressure Vessel Technology*, 141(1) (2019).
- [3] D.Z. Tzvetan Georgiev, Lora Raycheva Performance assessment of concentrically braced frames with modified braces depending on the applied beam-column joints, *Eccomas Procedia*, (2017).
- [4] H. Pan, L. Tian, X. Fu, H. Li, Sensitivities of the seismic response and fragility estimate of a transmission tower to structural and ground motion uncertainties, *Journal of Constructional Steel Research*, 167 (2020) 105941.
- [5] E. Krausmann, A.M. Cruz, B. Affeltranger, The impact of the 12 May 2008 Wenchuan earthquake on industrial facilities, *Journal of Loss Prevention in the Process Industries*, 23(2) (2010) 242-248.

HOW TO CITE THIS ARTICLE

S. Koohestani, B. Sayyafzadeh, A. R. Sarvghad Moghadam, M. Sharifi, *Seismic Vulnerability Study of Derrick Supported Flare Using Incremental Dynamic Analysis*, *Amirkabir J. Civil Eng.*, 54(9) (2022) 713-716.

DOI: 10.22060/ceej.2022.20656.7491





بررسی آسیب‌پذیری لرزه‌ای دکل‌های نگهدارنده مشعل با استفاده از تحلیل دینامیکی افزایشی

سعیده کوهستانی^۱، بیژن سیاف زاده^۱، عبدالرضا سروقد مقدم^۲، مهدی شریفی^{۱*}

۱-دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه قم، قم، ایران

۲-پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، تهران، ایران

تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۴۰۰/۰۷/۱۹

بازنگری: ۱۴۰۰/۱۲/۲۱

پذیرش: ۱۴۰۰/۱۲/۲۴

ارائه آنلاین: ۱۴۰۰/۰۱/۱۷

کلمات کلیدی:

ارزیابی لرزه‌ای

تحلیل دینامیکی افزایشی

منحنی‌های شکنندگی

ضریب رفتار

دکل خربای

خلاصه: آسیب‌پذیری کارخانه‌های صنعتی به حوادث طبیعی، نگرانی‌های جهانی را به دلیل ناتوانی عمومی کشورها در پیش‌بینی میزان تأثیرات و آمادگی برای پیامدهای ناشی از وقوع این دسته از رویدادها، ایجاد کرده است. در این راستا بررسی اثرات لرزه‌ای بر روی تجهیزات کارخانه‌ها، یک مسئله‌ی استراتژیک می‌باشد. یکی از تجهیزاتی که در عمده کارخانه‌های صنایع نفت و گاز موجود می‌باشد مشعل است. مشعل‌ها دودکش‌هایی هستند که در آن گازهای اضافی قابل اشتعال قبل از آن که مشکلی برای تاسیسات به وجود آورند سوزانده می‌شود. ارزیابی لرزه‌ای مناسب این دسته از تجهیزات در گذشته مغفول مانده و بررسی دقیق عملکرد لرزه‌ای این تجهیز می‌تواند در ارزیابی خسارت‌های احتمالی وارد بر آن‌ها در زلزله‌های آینده موثر باشد و نقاط ضعف اجزا این دسته از سازه‌ها را مشخص کند. در این پژوهش رفتار لرزه‌ای احتمالاتی دو نمونه از مشعل طراحی و ساخته شده مورد بررسی قرار می‌گیرد و با استفاده از روش تحلیل دینامیکی افزایشی منحنی شکنندگی و ضریب رفتار آن‌ها استخراج می‌گردد. نتایج حاصل نشان می‌دهد در شدت‌های لرزه‌ای متعارف مقدار نیاز لرزه‌ای وارد به سازه اصلی قابل ملاحظه نمی‌باشند اما در محدوده شدت‌های نادر احتمال بروز خسارت شدید بر روی مشعل‌ها وجود دارد. همچنین در مطالعات موردی مذکور عملکرد لرزه‌ای دکل ۴ وجهی نسبت به دکل ۳ وجهی مناسب‌تر بوده هر چند که در مورد ضریب رفتار این دسته از سازه‌ها به نظر ارزیابی‌های لرزه‌ای بیشتری لازم می‌باشد.

۱- مقدمه

زلزله یکی از مخاطرات طبیعی می‌باشد که وقایع ناگواری را در کارخانه‌های صنعتی به ویژه صنایع نفت و گاز منجر شده است و ارزیابی و کاهش ریسک آن از موضوعات و چالش‌های تحقیقاتی سال‌های اخیر محققین می‌باشد [۱]. دسترسی به رفتار لرزه‌ای سازه‌های مورد استفاده در این صنایع و نیازهای تحقیقاتی در خصوص آشنایی بیشتر با عملکرد آن‌ها در هنگام وقوع زلزله‌ها در مطالعات بسیاری مطرح شده است [۲]. یکی از تجهیزاتی که در عمده کارخانه‌های صنایع نفت و گاز مورد استفاده واقع می‌شود، مشعل‌ها^۱ می‌باشند که جهت ایمن‌سازی تجهیزات صنعتی در مقابل ازدیاد فشار با آزادسازی و سوزاندن گازها مورد استفاده قرار می‌گیرد [۳]. بدیهی است در صورت عدم تخلیه فشار و متعاقباً بالا رفتن فشار، صدمات جبران‌ناپذیری همچون انفجار می‌تواند به همراه داشته باشد [۴]. با توجه به گزارش‌های موجود، فروریزش این سازه‌ها یکی از سناریوهای محتمل

موجود در این دسته از کارخانه‌ها می‌باشد که می‌تواند موجب آسیب به سایر تجهیزات و در واقع اثرات آبخاری گردد [۵]. سیستم سازه‌ای مشعل‌ها برای مقابله با نیروی زلزله یا باد بسته به ارتفاع آن‌ها متفاوت است و به سه نوع خود ایستا^۲، کابلی^۳، محافظت شده به وسیله دکل^۴ تقسیم می‌شوند [۶]. با استفاده از دکل‌های پشتیبان مشعل که عملکردی مشابه به دکل‌های انتقال نیرو دارند، می‌توان مشعل مد نظر را تا هر ارتفاع مورد نیاز ساخت زیرا بار جانبی وارد به سیستم، به دکل وارد شده و دیگر افزایش غیرمعمول قطر لوله مشعل را به همراه نخواهد داشت [۷]. در طراحی این دکل‌ها با توجه به حاکم بودن بار جانبی باد، به طور مرسوم به صورت ارتجاعی در برابر آن طراحی می‌شوند. از طرفی با توجه به احداث مجتمع‌های صنعتی در مناطق لرزه‌خیز و نقش ضروری مشعل‌ها و سازه‌های نگهدارنده آن‌ها در نیروگاه‌ها و پالایشگاه‌ها، پایداری و عملکرد بی‌وقفه آن‌ها پس از وقوع زلزله و خارج شدن احتمالی سایر تجهیزات از چرخه بهره‌برداری،

- 2 Supported Self
- 3 Guyed Supported
- 4 Derrick Type

- 1 Flare

*نویسنده عهده‌دار مکاتبات: m.sharifi@qom.ac.ir



عنوان یکی دیگر از پارامترهای لرزه‌ای علاوه بر محاسبه منحنی شکنندگی در دستور کار قرار گرفت.

تمرکز این پژوهش بر شناخت رفتار لرزه‌ای سازه پشتیبان مشعل و محاسبه ضریب رفتار آن‌ها می‌باشد. برای این منظور دو تجهیز فلر اجرا شده به عنوان مطالعه موردی انتخاب و با استفاده از تحلیل دینامیکی افزایشی^۱ و استخراج منحنی‌های شکنندگی تحت ارزیابی لرزه‌ای قرار گرفته است. همچنین ضرایب رفتار تحت رکوردهای زلزله محاسبه شده و برای آن‌ها ارائه شده است.

۲- معرفی مدل‌های مورد مطالعه و مدل‌سازی عددی

۲-۱- شرح مشخصات و بارگذاری نمونه‌ها

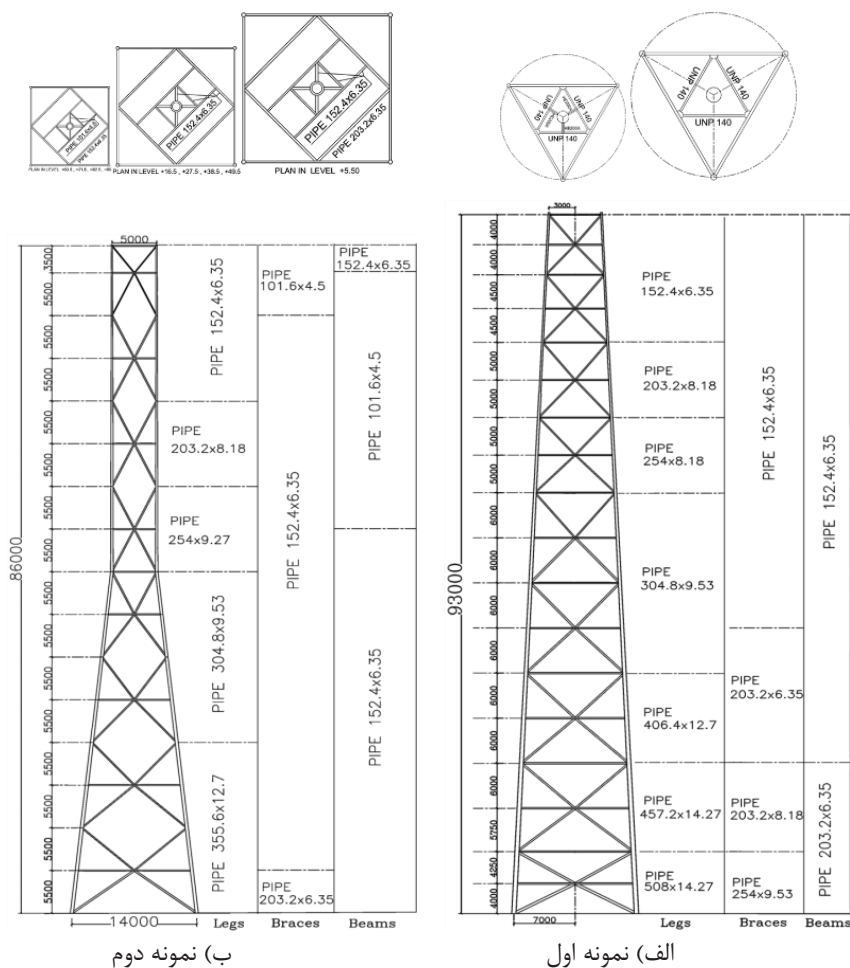
جهت بررسی رفتار لرزه‌ای، دو نمونه از مشعل‌های طراحی و ساخته شده جهت مطالعه موردی انتخاب شده است. نمونه اول واقع در ایران استان خوزستان، دکل سه وجهی با ارتفاع ۹۳ متر می‌باشد که از دودکشی با ارتفاع ۹۴/۵ متر پشتیبانی می‌کند. مطابق پهنه‌بندی لرزه‌ای ارائه شده توسط استاندارد لرزه‌ای سازه‌ها در ایران، این مشعل در منطقه‌ای با شتاب مبنای $g = 0.25$ قرار دارد و نوع خاک SD مطابق آیین‌نامه UBC97 می‌باشد و بار لرزه‌ای در نظر گرفته شده برای سازه مذکور نیز بر اساس همین آیین‌نامه می‌باشد. چیدمان ستون‌ها در تراز ارتفاعی ۰/۰۰ (baseplate) به صورت دایره با شعاع برابر ۷ متر است که با شیب یکنواخت تا تراز ارتفاعی ۹۳+ متر با شعاع ۳ متر امتداد می‌یابد. دودکش در ارتفاعات ۲۰+، ۳۲+، ۴۴+، ۵۶+، ۶۶+، ۷۶+، ۸۵+، ۹۳+ در جهت افقی مهار شده است.

نمونه دوم واقع در ایران استان بوشهر - عسلویه دکلی چهار وجهی با ارتفاع ۸۶ متر می‌باشد که از دودکشی به ارتفاع ۸۹ متر محافظت می‌کند. شتاب مبنای منطقه برابر با $g = 0.5$ می‌باشد و خاک منطقه مطابق با آیین‌نامه IBC 2009 از نوع C و بار زلزله نیز بر اساس همین آیین‌نامه محاسبه شده است. چیدمان ستون آن‌ها بر روی تراز ارتفاعی ۰/۰۰ (base-plate) به شکل مربع به طول هر ضلع برابر با ۱۴ متر است که با شیب ثابت تا تراز ارتفاعی ۴۴+ با طول هر ضلع برابر با ۵ متر امتداد می‌یابد و این طول ضلع تا تراز ارتفاعی ۸۶+ متر ثابت باقی می‌ماند. ترازهای ارتفاعی سازه ۵/۵+، ۱۶/۵+، ۲۷/۵+، ۳۸/۵+، ۴۴+، ۴۹/۵+، ۶۰/۵+، ۷۱/۵+، ۸۲/۵+، ۸۶+ در نظر گرفته شده است. در این ارتفاعات دودکش در جهت افقی مهار شده است.

اهمیت به سزایی پیدا می‌کند. وقوع زلزله‌های شدیدی همچون توهوکو در سال ۲۰۱۱، باعث در نظر گرفتن سطوح بالاتر لرزه‌ای در طراحی‌ها گردید و تلاش‌های صورت گرفته در جهت مقاوم‌سازی دکل‌های خریایی موجود در برابر زلزله نشان از حاکم شدن بارهای لرزه‌ای برای این سازه‌ها دارد [۹] و ۸]. بنابراین الزامات لرزه‌ای و آسیب‌پذیری این سازه‌ها در برابر تحریکات شدید لرزه‌ای باید مورد ارزیابی قرار گیرد [۱۰]. همچنین با توجه به لزوم ارزیابی ریسک برای ایجاد اقدامات پیشگیرانه در تاسیسات صنعتی [۱۱] و نیاز به اطلاعات مربوط به خرابی و فروریزش سازه‌ها در PGA های مختلف، توسعه منحنی شکنندگی برای کلیه سازه‌های موجود در پلنت‌ها اهمیت دارد [۱۲] با این وجود هیچ تحقیق جامعی، رفتار لرزه‌ای سازه فلر را تحت شتاب‌نگاشت‌های واقعی مورد بررسی قرار نداده است و اطلاعاتی در زمینه رفتار این سازه‌ها در شدت‌های لرزه‌ای زیاد در دسترس نیست. مطالعات صورت گرفته توسط ماتسوی [۱۳] و سیاف زاده [۱۴] به عنوان مطالعه موردی در خصوص این نوع سازه‌ها می‌باشند و لزوم انجام مطالعاتی جامع‌تر محسوس می‌باشد.

در حال حاضر برای طراحی این سازه‌ها از استانداردهای مرسوم استفاده می‌گردد. آیین‌نامه‌های لرزه‌ای عمدتاً بر تحلیل‌های خطی استوارند و با استفاده از ضریب رفتار تعیین شده برای انواع سازه‌ها، سازه را برای نیرویی کمتر از نیروی لرزه‌ای متناظر با رفتار خطی سیستم طراحی می‌نمایند تا از مزایای اتلاف انرژی سازه استفاده نمایند. این ضریب در آیین‌نامه‌های مختلف، برای هر سیستم سازه بر اساس توانایی شکل‌پذیری و میزان اضافه مقاومت سازه ارائه شده است و بدیهی است تعیین دقیق این ضریب اهمیت بسیاری در رفتار سازه و هزینه ساخت و کاهش ریسک تحمیلی و بالعکس دارد. در آیین‌نامه‌های لرزه‌ای از جمله FEMA 356 [۱۵]، ضریب رفتار برای دکل‌های خودایستا برابر ۳ و در آیین‌نامه UBC [۱۶] برابر ۲/۹ ارائه شده است. همچنین آیین‌نامه طراحی سازه‌های فولادی اروپا (دکل‌های مشبک) EN 1993-3-1 مقادیر این ضریب را برای انواع مختلف شکل مهاربند به صورت متفاوت تعریف کرده است [۱۷] که بر اساس تحقیقات صورت گرفته مقادیر درج شده در این آیین‌نامه محافظه کارانه به نظر می‌رسد [۱۸]. قابل توجه است آیین‌نامه‌ها تنها اشاره کلی به دکل خریایی داشته‌اند و به وضوح اشاره‌ای به سازه‌های فلر نشده است در حالی که سازه‌های مشبک طیف وسیعی از سازه‌ها مانند دکل‌های انتقال برق را هم دربر می‌گیرد و این در حالی است که سازه‌های فلر به نسبت این سازه‌ها از بار ثقلی کمتری برخوردار می‌باشند. لذا با عنایت به توضیحات فوق، محاسبه ضریب رفتار به

1 Incremental dynamic analysis (IDA)



شکل ۱. جزئیات ابعاد و مقاطع نمونه‌ها

Fig. 1. Geometric configuration and cross-sections of samples

جدول ۱. مشخصات مصالح

Table 1. Material specifications

وزن مخصوص (kg/m^3)	تنش نهایی (kg/m^2)	تنش تسلیم (kg/m^2)	ضریب پواسون	مدول الاستیسیته	نوع مصالح	عضو
7849	4.15×10^7	2.4×10^7	0.3	2.038×10^{10}	ASTM 106 Gr B	دودکش
7849	4.62×10^7	3.64×10^7	0.3	2.038×10^{10}	API5L-X52	دکل نمونه اول
7849	4.15×10^7	2.4×10^7	0.3	1.96×10^{10}	A53 Gr B	دکل نمونه دوم

نوع جوشی می‌باشند و به صورت پیوسته مدل شده است و چنین رویکردی در مطالعات تیان^۱ نیز به کار گرفته شده است [۱۹]. همچنین اتصالات به زمین و اتصالات بین دکل و دودکش به صورت مفصل مدلی سازی شده است.

شکل ۱ ابعاد دقیق دکل‌ها و مقاطع استفاده شده در ارتفاع و پلان دودکش برای ارتفاع‌های مهار شده و مهار نشده را نشان می‌دهد.

مشخصات مصالح به کار رفته جهت مدلسازی و نوع کاربردشان در سازه در جدول ۱ ارائه شده است. اتصالات در هر دو مدل مورد بررسی از

1 Tian

جدول ۲. دوره تناوب نمونه‌ها

Table 2. Samples Natural Period

شماره مود	دوره تناوب	
	نمونه اول	نمونه دوم
1	1.2353	1.0942
2	1.2344	1.0917
3	0.5798	0.3503
4	0.5278	0.3446

پلاستیک متمرکز الیافی^۱ استفاده می‌باشد. در این مفاصل با تعریف رابطه تنش- کرنش و تقسیم مقطع به بخش‌های مجزا و تجميع نتایج حاصل شده مربوط به هر بخش رفتار هیستریزيس مفصل به دست می‌آید و با تخصیص نتیجه حاصل شده به محل خاصی از طول عضو رفتار غیرخطی عضو تعیین می‌شود و برای مابقی طول عضو رفتار خطی فرض می‌شود. اساس پیش‌بینی دقیق پاسخ سازه، رابطه تنش-کرنش منطقی حاکم بر رفتار مصالح است. تئوری پوش مارشال^۲ یک مدل هفت خطی می‌باشد که برای پیش‌بینی مقاومت نهایی سازه‌های فولادی مهاربندی پیاده‌سازی شده است و در آن مکانیزم شکست عضو بر اساس تخمین آغاز کمانش موضعی است. به بیان دیگر الگویی است برای پیش‌بینی رفتار المان شامل کمانش، پس‌کمانش، سخت‌شدگی کرنشی و تسلیم کششی المان مادامی که المان در معرض بارهای چرخه‌ای قرار می‌گیرد [۲۱]. شکل ۲ مدل رفتاری مارشال برای یک المان به طول ۵ متر و ضخامت ۸/۱۸ میلی‌متر نمایش داده شده است و پارامترهای تعریف شده در آن از روابط (۱) الی (۶) محاسبه می‌شود [۲۲].

$$\xi = 0.95 \text{ and } P_y = \xi \sigma_y A \quad (1)$$

$$\gamma = 0.02 \quad (2)$$

$$\alpha = \alpha_0 + \alpha_1 \frac{L}{D} \quad (3)$$

$$\alpha_1 = 0.004, \alpha_0 = 0.03$$

$$\kappa = 0.28 \quad (4)$$

$$\beta = 0.02 \quad (5)$$

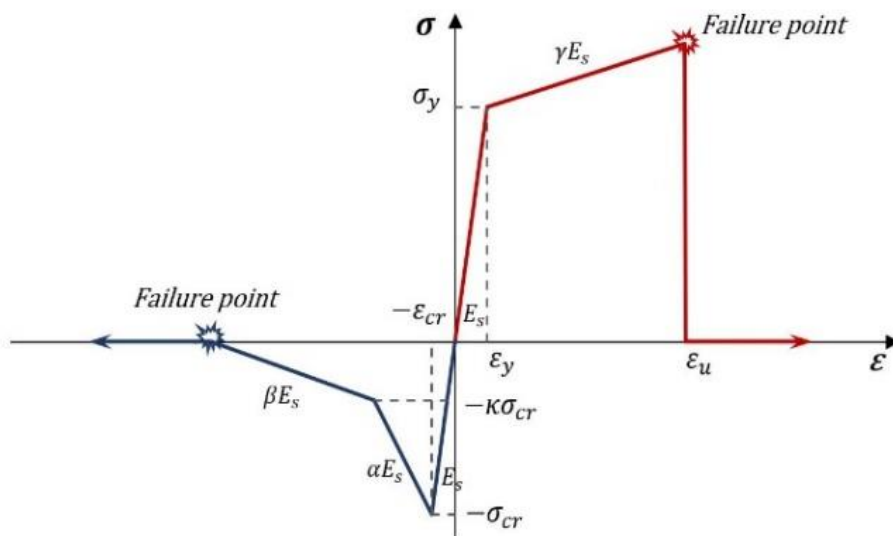
$$\zeta = \min \left(1.0, \frac{5.8}{\xi} \left(\frac{t}{D} \right)^{0.7} \right) \quad (6)$$

بارگذاری ثقلی صورت گرفته برای نمونه‌ها مطابق دفترچه محاسبات مربوطه شامل بار مرده مربوط به پله‌ها برابر با 150 kg/m برای نمونه اول و برای نمونه دوم 250 kg/m که تنها در یک وجه سازه در تمامی ترازهای افقی دارای سکوی دسترسی در نظر گرفته شده است. همچنین وزن مشعل برابر $1/5$ تن برای هر دو نمونه می‌باشد که به بالای دودکش اختصاص داده شده است. بار زنده مربوط به نیروی انسانی نیز برابر با 350 kg/m می‌باشد که به صورت بار خطی معادل در بالاترین تراز قرار داده شده است. مدل‌سازی تجهیزات در نرم‌افزار SAP2000 صورت گرفته و دوره تناوب‌های تحلیلی برای چهار مود ابتدایی به شرح جدول ۲ حاصل شده است.

۲-۲- شرح جزئیات مدل اجزا محدود

جهت پیش‌بینی دقیق رفتار یک سازه، بررسی دقیق مدل اجزا محدود ضروری می‌باشد. از آنجا که پایداری جانبی این تجهیزات به وسیله دکل خرابایی تأمین می‌شود که عمدتاً از اعضای لوله‌ای تشکیل می‌شوند و به دلیل لاغری این اعضا مود خرابایی حاکم بر آن‌ها معمولاً مود کمانشی می‌باشد، لذا عملکرد لرزه‌ای توسط کمانش اعضای لوله‌ای کنترل می‌شود. برای این اعضا می‌توان در محاسبات دو حالت غیرخطی مصالح و غیرخطی هندسی در نظر گرفت. تحقیقات نشان می‌دهد تاثیر خصوصیات مواد بسیار بیشتر از خصوصیات هندسی می‌باشد. از این رو برای کاهش زمان شبیه‌سازی و تحلیل سازه تنها با لحاظ کردن دقیق خصوصیات مواد می‌توان به برآورد دقیق شکنندگی لرزه‌ای دکل‌ها دست یافت [۲۰]. در نرم‌افزار SAP2000 جهت در نظر گرفتن رفتار غیرخطی مصالح، یکی از گزینه‌ها استفاده از مفصل

1 fiber
2 Marshall



شکل ۲. رفتار تعریف شده توسط مارشال برای المان‌های محوری با مقطع لوله‌ای

Fig. 2. Marshall Defined behavior of axial elements with pipe cross-section

که در این روابط r برابر شعاع ژیراسیون و $\left(\frac{kl}{r}\right)$ برابر ضریب لاغری که با افزایش آن تنش بحرانی کاهش خواهد یافت. ضریب طول موثر k با توجه به آیین‌نامه برای پایه‌ها برابر یک و برای مهاربندها برابر 0.85 در نظر گرفته می‌شود. پارامتر α استفاده شده در رابطه (۹) ضریب نقص نام دارد و برای مقاطع لوله برابر 0.21 می‌باشد.

رفتار چرخه‌ای به طور قابل توجه متأثر از مصالح مصرفی و نوع سیستم سازه‌ای می‌باشد. ارزیابی لرزه‌ای سازه‌ها نیازمند تعریف چرخه هیستریزیسی است که قابلیت در نظر گرفتن زوال سختی و مقاومت مشاهده شده در نتایج تجربی را دارا باشد. در این پژوهش جهت مدل‌سازی رفتار چرخه‌ای از مدل هیستریزیس PIVOT استفاده شده که در مقالات صحت عملکرد آن تایید شده است [۲۰ و ۱۹].

از نکات حائز اهمیت در مدل‌سازی انتخاب المانی است که بتواند رفتار کمانشی و پساکمانشی سازه را به خوبی در نظر بگیرد و در عین حال بتوان با حجم محاسباتی کمتر به جوابی دقیق رسید. نتایج مدل‌سازی با المانهای قاب^۱ و پوسته^۲ و سالیید^۳ حاکی از آن است که استفاده از المان‌های قاب با تئوری کمانش مارشال به خوبی می‌تواند رفتار کمانشی و پساکمانشی سیستم را همانند مدل پوسته در نظر بگیرد ضمن آن که هزینه مدل‌سازی تحلیل

تنش مجاز فشاری σ_c به خصوصیات هندسی مقطع بستگی دارد و تابعی از لاغری می‌باشد که مطابق روابط زیر از آیین‌نامه EN 1993-3-1 محاسبه شده است [۱۷]:

$$\sigma_c = X F_y \quad (7)$$

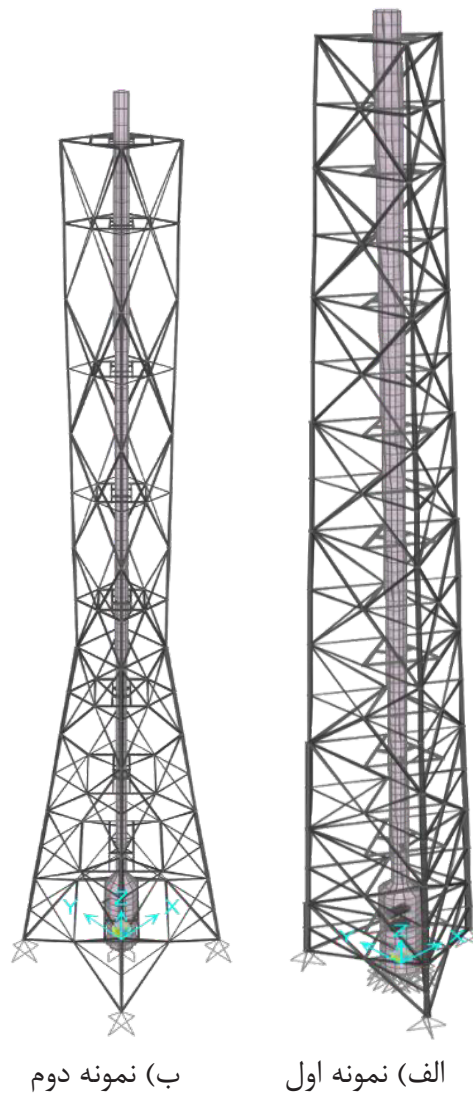
$$, X \leq 1 \quad X = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad (8)$$

$$\phi = 0.5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2 + \bar{\lambda}^2) \right] \quad (9)$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{F_y}{F_{cr}}} \quad (10)$$

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{kl}{r}\right)^2} \quad (11)$$

- 1 Frame
- 2 Shell
- 3 Solid



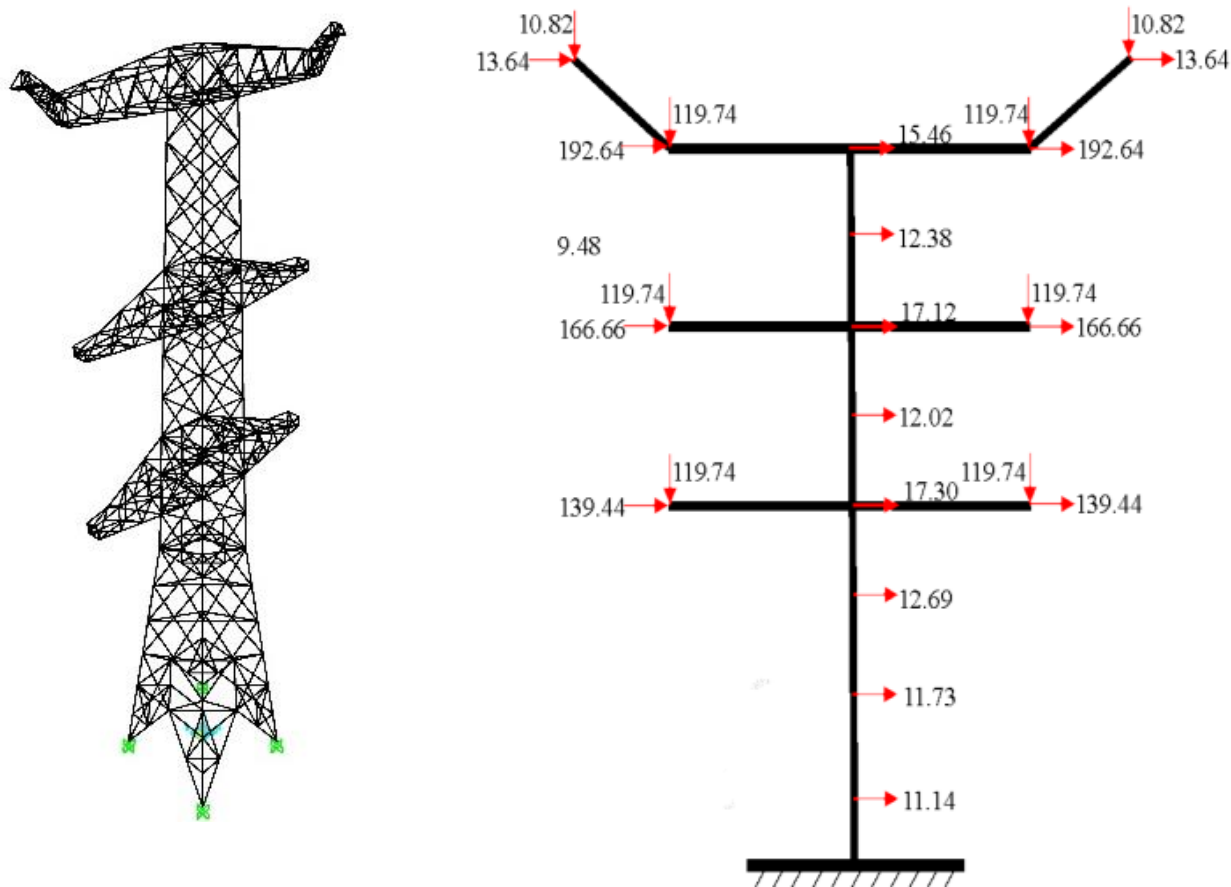
شکل ۳. مدل سازی صورت گرفته در نرم افزار SAP2000

Fig. 3. Created models in SAP2000 software

۲-۳- صحت سنجی

در این تحقیق به منظور اطمینان از صحت فرضیات مدل سازی در نظر گرفته شده، یک نمونه دکل انتقال نیرو که در مقیاس واقعی مورد آزمایش قرار گرفته، با نرم افزار SAP2000 مدل سازی شده و نتایج حاصل از اعمال نیرو به مدل عددی با نتایج اعمال نیرو به دکل واقعی مقایسه شده است. آزمایش مذکور در سال ۲۰۱۹ در شهر شانگهای چین انجام گرفته است، این دکل برای خطرات لرزه ای مربوط به احتمال وقوع ۱۰ درصد در ۵۰ سال به منظور انجام آزمایش در مقیاس واقعی طراحی و ساخته شده بود. ارتفاع کلی دکل ۸۷/۳ متر و پلان مربعی با ابعاد $۱۴/۶۹ \times ۱۴/۶۹$ متر مربع می باشد.

المان های قاب بسیار کمتر از المان های پوسته می باشد [۲۱]. از این رو در این پژوهش دکل با المان قاب مدل شده است. با توجه به اینکه پایداری جانبی سازه فلر به وسیله دکل خرابایی تامین می شود لذا رفتار دودکش مرکزی به صورت خطی فرض شده است. همچنین نسبت میرایی در نظر گرفته شده مطابق مقالات برابر ۰.۲٪ لحاظ شده است [۲۲]. بر اساس اطلاعات ارائه شده برای مشخصات مکانیکی و مقاطع، مدل اجزای محدود نمونه ها در نرم افزار سپ ورژن ۲۲ مدل شده است و در شکل ۳ شمای کلی آن ها نشان داده شده است.



شکل ۴. دکل انتقال نیرو مدل‌سازی شده و درخت بارگذاری (برحسب KN)

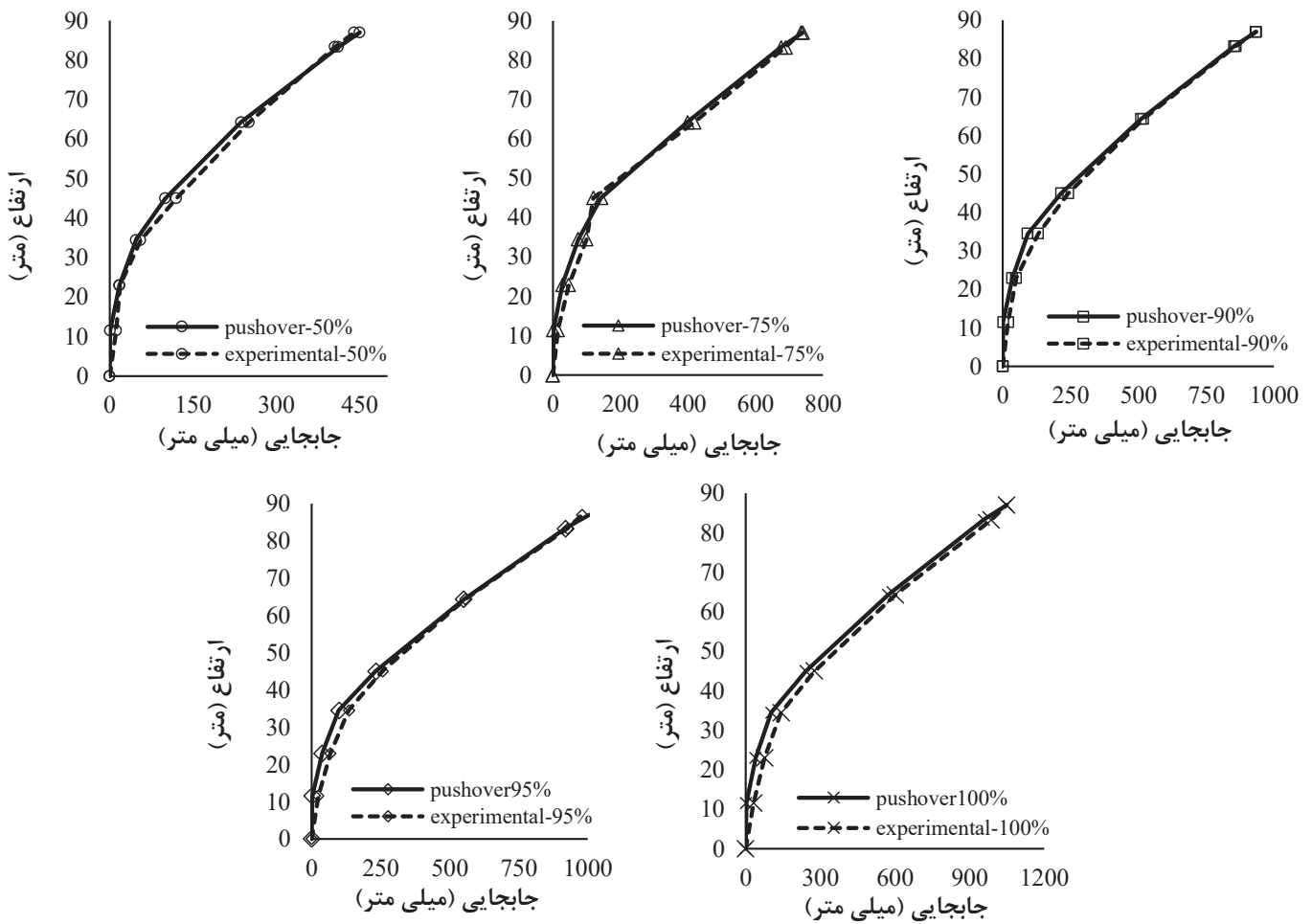
Fig. 4. Modeled transmission tower and loading tree (KN unit)

مفاصل از نوع فایبر در ابتدا، انتها و وسط و همچنین تعریف مدل رفتاری مارشال برای اعضای لوله‌ای مدلسازی گردید و مدل تهیه شده در شکل ۴ به همراه بارگذاری در نظر گرفته شده برای آن نشان داده شده است. دوره تناوب طبیعی اول و دوم محاسبه شده توسط نرم‌افزار برابر ۰/۹۶۵ و ۰/۹۶۵ می‌باشد که انطباق مناسبی با نتایج محاسبات صورت گرفته در مرجع [۲۳] دارد.

نتایج حاصل از بارگذاری نشان داده شده در نسبت‌های ۰٪-، ۵۰٪-، ۷۵٪-، ۹۰٪-، ۹۵٪-، ۱۰۰٪ نیز در مرجع [۲۳] ارائه شده است و در مجموع هفت نقطه ثبت جابجاییها در ارتفاع دکل در نظر گرفته شده است. نمودارهای جابجایی عرضی دکل در شکل ۵ نشان داده شده است. همانطور که در نمودارها ملاحظه می‌گردد، نتایج حاصل از اعمال بار به مدل نرم‌افزاری با نتایج حاصل از اعمال نیروهای مشابه به دکل واقعی دارای انطباق قابل قبولی می‌باشد.

برای طراحی این دکل از مقاطع لوله‌ای با دو نوع مقاومت Q345 (با تنش تسلیم ۳۸۵/۵ MPa) و Q420 (با تنش تسلیم ۴۸۶ MPa) استفاده شده است، همچنین مدول الاستیسیته مصالح به کار رفته برابر با ۲۰۶ GPa و نسبت پواسون ۰/۳ می‌باشد. اتصالات پایه‌ها از نوع فلنجی و اتصالات مهاربندها با استفاده از ورق اتصال لچکی می‌باشد. مطالعات تجربی و عددی نشان داده‌اند که هر دو نوع اتصالات می‌توانند لنگر خمشی را منتقل کنند در نتیجه کلیه اتصالات دکل به صورت گیردار در نظر گرفته می‌شود. همچنین جرم اتصالات در مدل لحاظ گردیده است. شرایط تکیه‌گاهی با توجه به آزمایشات در مقیاس کامل که برای سطح بار وارد شده دارای استحکام کافی در برابر تغییر شکل بوده است، گیردار در نظر گرفته شده است. برای کسب اطلاعات بیشتر در مورد ابعاد هندسی و خصوصیات مقاطع دکل به مرجع [۲۳] مراجعه شود.

با توجه به اطلاعات مذکور سازه دکل به روش اجزا محدود و با اختصاص



شکل ۵. مقایسه نتایج تحلیل پوشی آور مدل اجزا محدود و آزمایشگاهی

Fig. 5. Comparison of the experimental and finite element model pushover analysis results

شرط لازم برای انتخاب یک شدت لرزه‌ای (IM) مناسب، قابل مقیاس بودن آن است. این شاخص که تابعی از شتاب‌نگاشت اصلی است و به صورت هماهنگ با آن افزایش یا کاهش می‌یابد، می‌بایست در بردارنده مشخصات دینامیکی یک رکورد مانند محتوای فرکانسی، انرژی و ... باشد. در این مقاله PGA به عنوان شاخص شدت لرزه‌ای انتخاب شده است. همچنین شاخص شدت خسارت (DM) یا همان پاسخ سازه متناظر با هر شدت لرزه‌ای نیز باید تعیین گردد. شاخص شدت خسارت مناسب با توجه به کاربری سازه، نوع سازه، اهمیت آن انتخاب می‌شود. در این مطالعه با توجه به هندسه سازه‌های فلر و به منظور انعکاس هر چه بهتر پاسخ سازه‌ای از پارامتر حداکثر تغییر مکان نسبی بین طبقه‌ای، استفاده شده است و در سایر تحقیقات بر روی سازه‌های مشابه نیز این پارامتر مناسب اعلام شده است.

۳- مروری بر تحلیل IDA، منحنیهای شکنندگی و ضریب رفتار

۳-۱- معرفی تحلیل IDA

از جمله مهم‌ترین عدم قطعیتها در ارزیابی‌ها لرزه‌ای سازه‌ها، ماهیت تصادفی زمین لرزه‌ها می‌باشد. جهت کمی‌سازی آن باید پاسخ لرزه‌ای سازه تحت اثر رکوردهای مختلف زلزله در شدتهای مختلف تعیین شود. تحلیل IDA شامل مجموعه‌ای از چندین تحلیل دینامیکی غیرخطی است که به کمک آن مقدار پاسخ سازه برحسب شدت تحریک زلزله مشخص می‌شود. هر رکورد به نحوی مقیاس می‌شود تا گستره مناسبی از پاسخ سازه از مرحله الاستیک خطی تا فروریزش را در برگیرد. در نهایت برای هر رکورد یک منحنی پاسخ در برابر شدت مقیاس شده که به آن منحنی IDA گفته می‌شود، به دست می‌آید [۲۴].

جدول ۳. شتاب‌نگاشت‌های انتخاب شده

Table 3. selected ground motion records

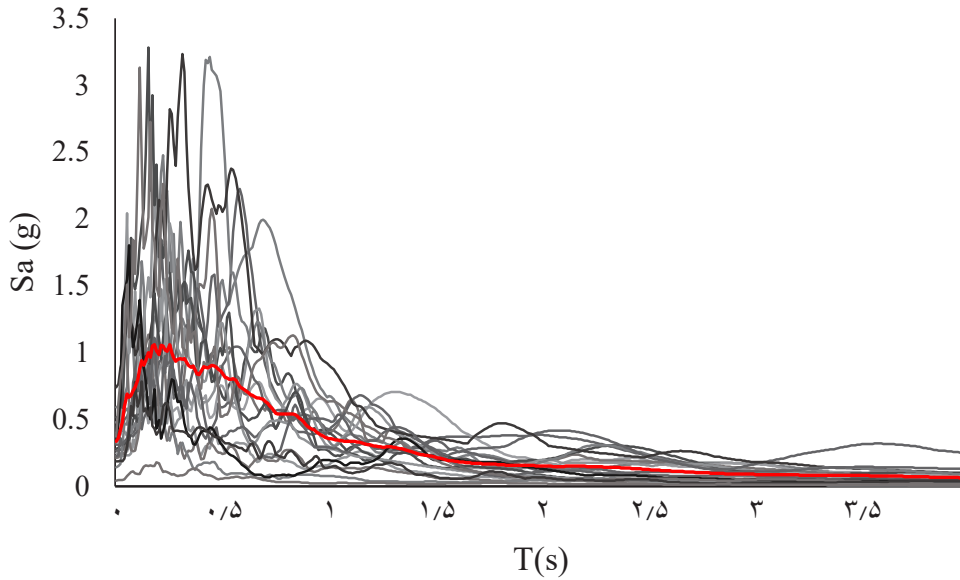
شماره	رکورد	ایستگاه ثبت	نوع خاک	سال	بزرگا
1	Northridge	Beverly Hills-Mulhol	D	1994	6.7
2	Northridge	Canyon Country-WLC	D	1994	6.7
3	Duzce, Turkey	Bolu	D	1999	7.1
4	Hector Mine	Hector	C	1999	7.1
5	Imperial Valley	Delta	D	1979	6.5
6	Imperial Valley	El Centro Array # 11	D	1979	6.5
7	Kobe, Japan	Nishi-Akashi	C	1995	6.9
8	Kobe, Japan	Shin-Osaka	D	1995	6.9
9	Kocaeli, Turkey	Duzce	D	1999	7.5
10	Kocaeli, Turkey	Arcelik	C	1999	7.5
11	Landers	Yermo Fire Station	D	1992	7.3
12	Landers	Coolwater	D	1992	7.3
13	LomaPrieta	Capitola	D	1989	6.9
14	LomaPrieta	Gilroy Array # 3	D	1989	6.9
15	Manjil, Iran	Abbar	C	1990	7.4
16	Superstition Hills	El Centro Imp. Co	D	1987	6.5
17	Superstition Hills	Poe Road (temp)	D	1987	6.5
18	Cape Mendocino	Rio Dell Overpass	D	1992	7
19	San Fernando	LA-Hollywood	D	1971	6.6
20	Friuli, Italy	Tolmezzo	C	1976	6.5

۳-۲- انتخاب شتاب‌نگاشت و مقیاس آن‌ها

در بسیاری از مطالعات لرزه‌ای انتخاب شتاب‌نگاشت‌ها بر اساس مشخصه‌های منطقه مورد بررسی همچون فاصله از گسل، بزرگا، نوع خاک منطقه صورت می‌گیرد تا نگاشت‌های منتخب بیشترین شباهت را به نگاشت‌های محتمل منطقه داشته باشند اما در تحلیل‌های IDA نتایج بررسی‌های صورت گرفته نشان دهنده آن است که نیازی به حساسیت بالا در انتخاب نگاشت‌ها بر اساس فاصله و بزرگا نمی‌باشد و تفاوت چندانی در نتایج حاصل شده ایجاد نمی‌گردد [۲۵]. هر چه تعداد رکوردهای مورد استفاده بیشتر باشد، نتایج تحلیل از اعتبار بیشتری برخوردار است، طبق توصیه‌ی کرنل [۲۶] استفاده از ۲۰ تا ۱۰ رکورد زلزله معمولاً از دقت قابل قبولی برخوردار است. در این مقاله ۲۰ شتاب‌نگاشت معرفی شده برای حوزه دور در آیین‌نامه FEMA-p695 که دارای بزرگای بین ۶/۵ تا ۷/۵ می‌باشد [۲۷]، از بانک داده‌های زلزله PEER استخراج گردید و مشخصات آن‌ها در جدول ۳ ارائه شده است.

در شکل ۶ طیف پاسخ الاستیک نگاشت‌های مذکور با میرایی ۲٪ ترسیم شده است. همانطور که در شکل قابل مشاهده است تفاوت‌های زیادی بین طیف پاسخ حرکات زمین لرزه وجود دارد که نشان دهنده در نظرگیری عدم قطعیت حرکات لرزه‌ای به اندازه مناسبی می‌باشد. جهت مقیاس کردن شتاب‌نگاشت‌ها به سطوح مختلف شدت از ضریبی تحت عنوان ضریب مقیاس استفاده می‌شود که با ضرب آن در مقادیر شتاب‌نگاشت اولیه، شتاب‌نگاشت مقیاس شده را به دست می‌دهد. اولین ضریب یک مقدار کوچک انتخاب می‌شود تا تضمین کننده مقدار کوچک شدت لرزه‌ای و متعاقباً اطمینان از پاسخ در محدوده خطی سازه باشد. سپس با افزودن یک مقدار ثابت در هر مرحله شدت لرزه‌ای افزایش می‌یابد. ضریب مقیاس مورد استفاده در هر مرحله با استفاده از رابطه (۱۲) محاسبه می‌گردد.

$$SF = \frac{PGA(i)}{PGA} \quad (12)$$



شکل ۶. طیف پاسخ و طیف میانگین شتاب‌نگاشت‌های انتخاب شده

Fig. 6. Response spectrum of the scaled accelerograms and mean response spectra

این تعریف به صورت رابطه (۱۴) قابل بیان است و φ تابع توزیع تجمعی نرمال استاندارد می‌باشد.

$$P(X > x_i | IM) = 1 - \varphi \left[\frac{\ln(x_i) - \lambda}{\zeta} \right] \quad (14)$$

در رابطه (۱۴)، $0 \leq x < \infty$ و λ و ζ دو پارامتر توزیع لگاریتم نرمال متغیر تصادفی X هستند آن‌ها را می‌توان از اطلاعات دو پارامتر توزیع نرمال (میانگین μ و انحراف استاندارد σ) محاسبه نمود [۲۸].

$$\lambda = \ln \mu - \frac{1}{2} \zeta^2 \quad (15)$$

$$\zeta^2 = \ln \left[1 + \delta^2 \right] \quad (16)$$

$$\delta = \frac{\sigma}{\mu} \quad (17)$$

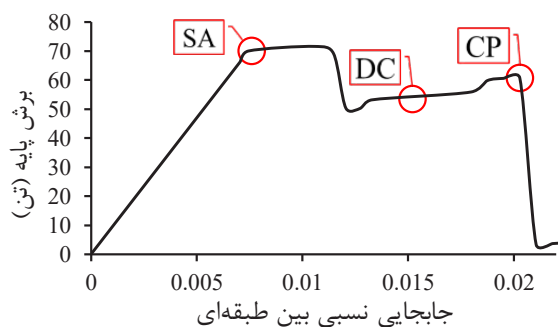
در این رابطه $PGA(i)$ برابر با بیشینه شتاب رکورد مورد بررسی و PGA برابر با مقدار بیشینه شتاب‌نگاشت در مرحله i ام می‌باشد در این مقاله شدت لرزهای آغازین و مقدار ثابت افزایشی برابر با 0.1 m/s^2 در نظر گرفته شد.

۳-۳- استخراج منحنی‌های شکنندگی

از آنجایی که وقوع زلزله یک رویداد تصادفی می‌باشد لذا باید با رویکرد احتمالاتی به این مسئله نگریست، به منظور استخراج احتمال وقوع حالات حدی از خروجی تحلیل‌های IDA از نمودارهایی موسوم به منحنی‌های شکنندگی استفاده می‌گردد که این احتمال به صورت رابطه (۱۳) بیان می‌گردد:

$$F_i(im) = P(EDP \geq d_i | IM = im) \quad (13)$$

در این رابطه $F_i(im)$ ، احتمال رسیدن و یا گذر خسارت EDP از شاخص خسارت d_i در شدت حرکت زمین $IM = im$ را بیان می‌کند. به منظور ارزیابی احتمال خرابی در هر شدت از زلزله، میزان پارامترهای توزیع احتمالاتی، بر اساس برازش توزیع لگاریتم نرمال به داده‌ها به دست می‌آید.



سطح عملکرد	مقادیر محاسبه شده برای آستانه مورد نظر
SA	0.0076
DC	0.0152
CP	0.0203

شکل ۷. منحنی پوش و مقادیر حالات حدی در نظر گرفته شده برای نمونه اول

Fig. 7. Pushover curve and considered limit state values for the first sample

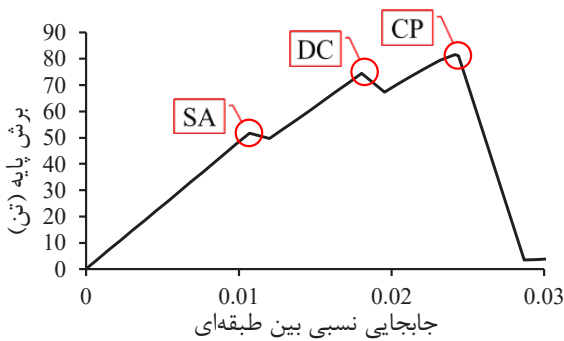
اولین حالت حدی تحت عنوان قابلیت استفاده بی‌وقفه^۲ به حالتی اطلاق می‌شود که دکل با تعمیر جزئی یا بدون تعمیر به کار خود ادامه دهد این امر مستلزم باقی ماندن دکل در محدوده الاستیک می‌باشد. در منحنی پوش آور نقطه‌ای که اولین مفصل پلاستیک در سازه ایجاد شده است بیانگر این حالت می‌باشد. حالت حدی سوم وضعیتی را نشان می‌دهد که دکل دیگر نمی‌تواند وزن خود را تحمل کند و شروع به فروپاشی می‌کند که حالت فروریزش^۳ نامیده می‌شود، در منحنی پوش آور این حالت حدی مطابق نقطه‌ای می‌باشد که افزایش کمی نیرو منجر به افزایش قابل توجهی دررفت بین طبقه‌ای می‌شود [۲۹]. حالت حدی دوم که کنترل خسارت^۴ نام دارد که سطح بین قابلیت استفاده بی‌وقفه و حالت فروریزش می‌باشد. در این حالت دکل آسیب زیادی دیده است ولی هنوز می‌تواند وزن خود را تحمل کند در آیین‌نامه‌ها و مقالات موجود هیچ روش مشخصی برای تعیین آستانه این حالت وجود ندارد در این پژوهش سطح کنترل خسارت معادل ۰/۷۵ سطح عملکرد فروریزش در نظر گرفته شده است که مورد استفاده در برخی پژوهش‌ها می‌باشد [۳۲]. در شکل ۷ و شکل ۸ منحنی‌های پوش مدل‌های مورد بررسی همراه با حالت‌های حدی محاسبه شده برای هر سازه ارائه گردیده است.

۳-۴- حالات حدی

در تحلیل‌های شکنندگی انتخاب حالت حدی مناسب بسیار ضروری می‌باشد. با انتخاب یک سطح عملکرد سازه‌ای، محدودیتی برای میزان پاسخ سازه (EDP) تحت نیروهای لرزه‌ای تعیین می‌گردد که به آن حالت حدی^۱ گفته می‌شود. در برخی از آیین‌نامه‌ها حالت‌های حدی مستقل از ویژگی‌های سازه‌ها هستند و بدون توجه به جزئیات خاص هر سازه به صورت کلی انتخاب شده‌اند. در تحلیل‌های شکنندگی تعریف حالت‌های حدی برای هر نوع سازه به صورت جداگانه ضروری می‌باشد زیرا ظرفیت تغییر شکل هر سازه می‌تواند تحت تاثیر بسیاری از عوامل مانند سطح نیروی ثقلی، بی‌نظمی مکانیزم پلاستیک پیش‌بینی شده و غیره قرار گیرد [۲۹]. به طور کلی دو روش برای شناسایی ظرفیت سازه وجود دارد که عبارتند از تحلیل دینامیکی افزایشی و تحلیل پوش‌آور در مطالعات قبلی ثابت شده است تحلیل پوش‌آور برای قاب‌هایی که دوره تناوب مد اول آن‌ها کمتر از دو ثانیه است نسبتاً دقیق می‌باشد [۳۰]. همانطور که نشان داده شد دوره تناوب سازه‌های مشعل مورد نظر در این مطالعه در محدوده مذکور می‌باشد بنابراین تحلیل پوش‌آور برای دستیابی به آستانه‌های مربوط به حالت حدی مناسب می‌باشد همچنین برای این تحلیل الگوی بار مثلثی معکوس در مقایسه با بار یکنواخت قابل اطمینان‌تر می‌باشد [۳۱].

2 Serviceability (SA)
3 Collapse prevention (CP)
4 Damage control (DC)

1 Limit State



شکل ۸. منحنی پوش و مقادیر حالات حدی در نظر گرفته شده برای نمونه دوم

سطح عملکرد	مقادیر محاسبه شده برای آستانه مورد نظر
SA	0.0107
DC	0.0183
CP	0.0244

Fig. 8. Pushover curve and considered limit state values for the second sample

در این نمودار در صورت فرض رفتار کاملاً الاستیک سازه در هنگام وقوع زلزله، ماکزیم برش پایه در سازه برابر V_e و نیروی حد جاری شدن سازه برابر با V_y می‌باشد همچنین نیروی متناظر با اولین جاری شدگی در سازه با V_s نمایش داده شده است. ضریب شکل‌پذیری R_μ نیروهای وارد بر سازه در محدوده خطی V_e را به نیروی متناظر با مقاومت تسلیم V_y کاهش می‌دهد در نتیجه مطابق رابطه (۱۸) محاسبه می‌شود. مقاومت افزون عبارت است از مقاومت ذخیره شده بین برش پایه ایجاد مکانیزم سازه (V_y) و برش پایه متناظر با تشکیل اولین مفصل پلاستیک (V_s)، بنابراین مطابق رابطه (۱۹) محاسبه می‌شود. ضریب رفتار سازه برای تبدیل نیروی خطی اعمالی به نیروی طراحی را می‌تواند مطابق رابطه (۲۰) محاسبه گردد [۳۳].

$$R = R_\mu \times R_s \quad (18)$$

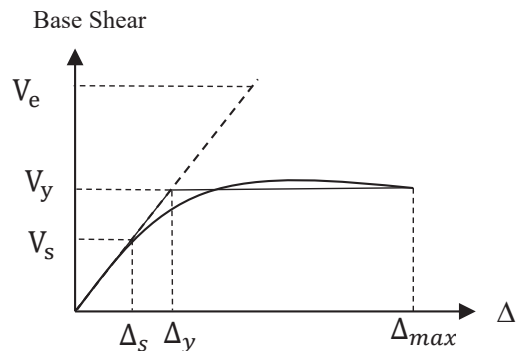
$$R_s = \frac{V_y}{V_s} \quad (19)$$

$$R = R_\mu \times R_s \quad (20)$$

استفاده از روش تحلیل استاتیکی غیرخطی دارای ضعفهایی از جمله الگوی بارگذاری جانبی می‌باشد و همچنین اضافه مقاومت در سازه‌ها در زمان وقوع زلزله اهمیت می‌یابد زیرا سازه‌ها با قرار گرفتن تحت زلزله

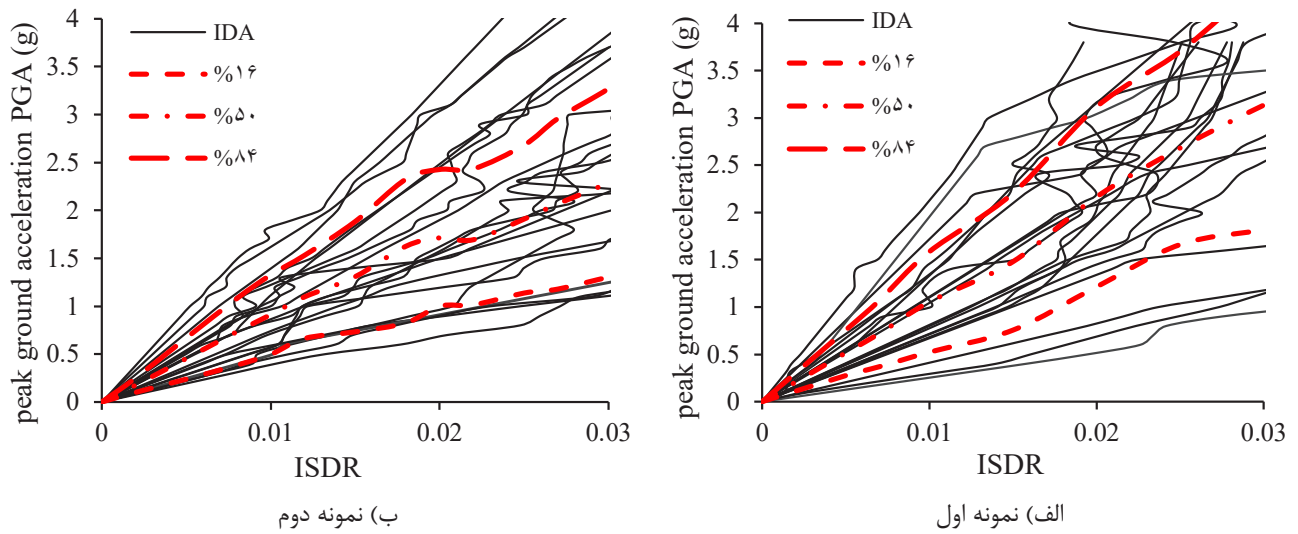
۳-۵- ضریب رفتار

در هنگام وقوع زلزله قوی سازه‌ها عمدتاً دارای رفتار غیرارتجاعی می‌باشند. با ورود سازه به این ناحیه مقدار زیادی انرژی توسط تغییر شکل‌های غیرخطی مستهلک می‌شود. از طرفی تحلیل‌های غیرخطی مستلزم صرف وقت و هزینه می‌باشد، بنابراین در آیین‌نامه‌های لرزه‌ای، برای طراحی در برابر زلزله روش ساده‌ای تحت عنوان روش استاتیکی معادل ارائه شده است که اجازه می‌دهد نیروی برش پایه جهت اطمینان از ورود سازه به ناحیه غیرارتجاعی توسط یک ضریب کاهش به نام ضریب رفتار کاهش داده شده و سازه برای نیروی کاهش یافته حاصل شده به صورت ارتجاعی طراحی گردد. اجزا اصلی تشکیل دهنده ضریب رفتار، ضریب شکل‌پذیری و ضریب اضافه مقاومت می‌باشد. جهت محاسبه این ضرایب به رفتار غیرخطی سازه‌ها رجوع می‌شود که عموماً با یک منحنی دو خطی ساده می‌گردد (شکل ۹).



شکل ۹. ایده‌آل‌سازی رفتار غیرخطی سازه‌ها به صورت نمودار دو خطی

Fig. 9. Idealization of structures nonlinear behavior in the form of bilinear curve



شکل ۱۰. دسته منحنی‌های IDA به همراه نمودارهای خلاصه شده

Fig. 10. IDA curves with summarized diagrams

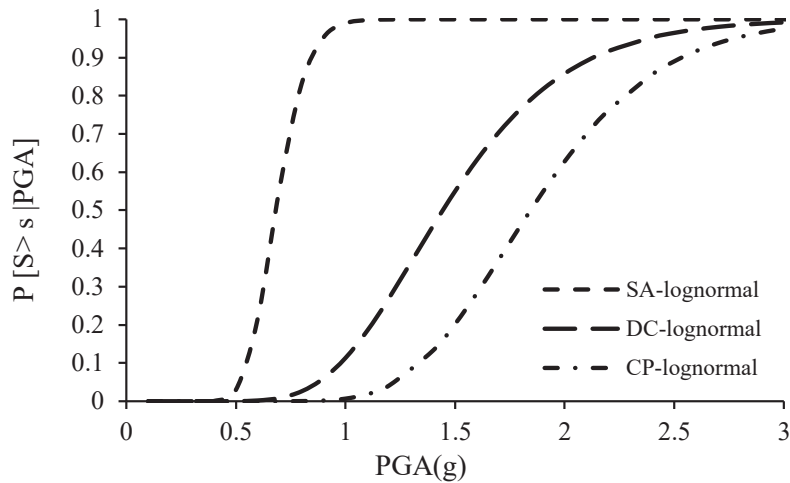
۴- بحث و تحلیل نتایج

۴-۱- نتایج تحلیل دینامیکی افزایشی

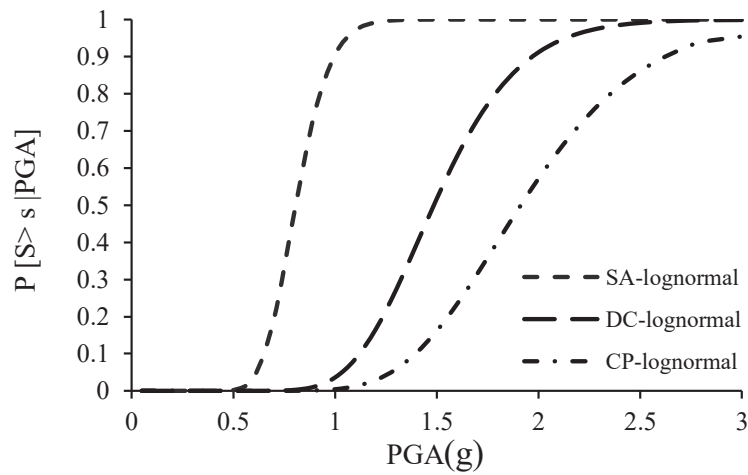
در این پژوهش جهت کاهش خطای انسانی در تنظیم مدل و استخراج نتایج، با استفاده از رابط برنامه‌نویسی کاربردی (API) و از طریق زبان کدنویسی و ویژوال بیسیک تحت اکسل (VBA) تمام دستورات تغییر ضریب مقیاس و شتاب‌نگاشت به مدل اعمال شده است. همچنین خروجی‌های مد نظر، نظیر جابجایی نسبی بین طبقاتی و برش پایه از این طریق محاسبه شده است.

با استفاده از ۲۰ شتاب‌نگاشت ارائه شده، تحلیل‌های دینامیکی افزایشی برای درک صحیح از رفتار نمونه‌ها در برابر حرکات زمین انجام گرفت. لازم به ذکر است شتاب‌نگاشت‌ها در جهت طولی (جهت X) به مدل اعمال شده است. در شکل ۱۰ منحنی IDA نمونه‌های مذکور به همراه صدک‌های ۱۶، ۵۰ و ۸۴، برای معیار شدت لرزه‌ای و خسارت انتخابی ترسیم شده است. اختلاف مقادیر پاسخ برای PGA های یکسان نشان از تاثیر غیرقابل چشم پوشی عدم قطعیت موجود در شتاب‌نگاشت‌ها بر پاسخ دینامیکی دکل‌ها دارد که در این مطالعه به اندازه کافی مورد توجه قرار گرفته است.

ظرفیت بیشتری از خود نشان می‌دهند [۳۴]. از آنجایی که طبیعت ذاتی زلزله از جمله مهم‌ترین عدم قطعیت در ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها می‌باشد لذا در این پژوهش جهت محاسبه ضریب رفتار از تحلیل دینامیکی افزایشی استفاده شده است که پیش‌تر توسط محققین مورد استفاده قرار گرفته است [۳۶ و ۳۵]. در این روش ضریب شکل‌پذیری R_{μ} از تقسیم برش پایه دینامیکی خطی V_e بر برش پایه متناظر حاصل از نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی V_y مطابق رابطه (۱۸) محاسبه می‌گردد. مقدار PGA در نظر گرفته شده برای این منظور با استفاده از نتایج حاصل از منحنی‌های IDA تعیین می‌گردد و برای هر شتاب‌نگاشت برابر با اولین PGA ای است که در آن سازه به سطح عملکرد حدی مورد نظر می‌رسد. در این پژوهش سطح کنترل خسارت به عنوان سطح عملکرد حدی در نظر گرفته شده است. همچنین محاسبه ضریب اضافه مقاومت با استفاده از تحلیل دینامیکی افزایشی که حاصل پژوهش موافای و الناشای [۱۸] می‌باشد، با تقسیم برش شرح داده شده حاصل از تحلیل غیرخطی V_y به برش پایه معادل اولین جاری شدگی در سازه که از تحلیل استاتیکی غیرخطی به دست می‌آید محاسبه می‌گردد.



الف) نمونه اول



ب) نمونه دوم

شکل ۱۱. منحنی‌های شکنندگی سازه‌ها

Fig. 11. Structures Fragility curves

۴-۲- نتایج منحنی شکنندگی حاصل از IDA

با استفاده از روابط و توضیحات ارائه شده و انتخاب سطوح عملکرد برای نمونه‌های مورد بررسی که پیش‌تر به توضیح آن پرداختیم، احتمال وقوع هر حالت حدی در هر شدت از زلزله بر اساس برازش توزیع لگاریتم نرمال داده‌ها به دست آمده است. منحنی شکنندگی با شاخص دریافت بین طبقه‌ای برای سه سطح عملکرد محاسبه شده و در شکل ۱۱ ارائه شده است. همچنین پارامترهای شکنندگی در جدول ۴ ارائه شده است. بدیهی است

همانطور که از نتایج به دست آمده مشاهده می‌شود تا زمانی که در سازه هیچ مفصل پلاستیکی ایجاد نشده است، رفتار سازه به صورت الاستیک بوده و شیب نمودار ثابت می‌باشد. از دلایل یکسان نبودن شیب قسمت الاستیک سازه در منحنی‌های IDA، مشارکت مودهای مختلف سازه با ضرایب متفاوت به دلیل محتوی فرکانسی متفاوت شتاب‌نگاشت‌ها می‌باشد. با افزایش مقیاس شتاب‌نگاشت‌ها و در نتیجه تشکیل مفاصل پلاستیک در سازه و بروز رفتار غیرخطی، شیب نمودار تغییر می‌نماید.

جدول ۴. پارامترهای منحنی های شکندگی با در نظر گرفتن توزیع نرمال

Table 4. Fragility curves parameters considering normal distribution

انحراف معیار	میانگین	حالت حدی	
0.17	0.68	SA	نمونه اول
0.30	1.44	DC	
0.25	1.84	CP	
0.16	0.81	SA	نمونه دوم
0.22	1.49	DC	
0.25	1.91	CP	

جدول ۵. پارامترهای آماری ضرایب شکل پذیری و اضافه مقاومت

Table 5. Statistical parameters of ductility and over strength coefficients

ضریب اضافه مقاومت	ضریب شکل پذیری	پارامتر آماری	
2.36	1.17	میانگین	نمونه اول
0.57	0.29	پراکندگی	
0.24	0.25	ضریب تغییرات	
2.45	1.28	میانگین	نمونه دوم
0.57	0.23	پراکندگی	
0.23	0.18	ضریب تغییرات	

ضریب شکل پذیری و ضریب اضافه مقاومت محاسبه شده و در جدول ۶ و ۷ ارائه شده است. لازم به ذکر است در ارائه نتایج مقادیر پرت حذف شده است. همچنین برای پارامترهای لرزه‌ای به دست آمده برای هر دکل، مقادیر آماری میانگین (μ)، انحراف معیار (σ) و ضریب تغییرات (CV) مطابق روابط زیر محاسبه گردیده است.

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum(X-\mu)^2}{N}} \quad (21)$$

$$CV = \frac{\sigma}{\mu} \quad (22)$$

با فرض توزیع نرمال برای داده‌های ارائه شده پراکندگی مشابهی برای هر دو سازه در نتایج ضریب شکل پذیری و اضافه مقاومت مشاهده می‌گردد.

تحت PGA های یکسان احتمال فراگذشت حالت حدی SA بیشتر از دو حالت دیگر و برای حالت حدی CP حداقل می‌باشد. با توجه به اینکه سازه‌ها به لحاظ تعداد وجه‌ها یکسان نیستند با چشم پوشی از مقدار میانگین حالت حدی SA و انحراف معیار حالت حدی DC (جدول ۴) مشاهده می‌شود که مقادیر حاصل شده برای هر دو نمونه نزدیک به یکدیگر می‌باشند. همچنین با در نظر گرفتن فاصله دو انحراف معیار از مقدار میانگین برای سطح SA، مقدار PGA برابر با ۰/۳۴ برای نمونه اول و ۰/۴۹ برای نمونه دوم حاصل می‌گردد که نشان می‌دهد سازه‌ها از احتمال خرابی بسیار ناچیزی در حدود لرزه‌ای آیین‌نامه‌ای برخوردار می‌باشند اما بدیهی است برای حرکات قوی زمین (زلزله‌های با شدت بالا) خرابی این سازه‌ها محتمل می‌باشد.

۳-۴ نتایج ضریب رفتار

مقادیر ضریب رفتار هر یک از نمونه‌های مورد بررسی تحت هر کدام از رکورد های زلزله و با توجه به اطلاعات ارائه شده در بخش ۳-۵ با ضرب

جدول ۷. مقادیر ضریب اضافه مقاومت، ضریب شکل‌پذیری و ضریب رفتار برای نمونه دوم

Table 7. Second sample over strength coefficient, ductility coefficient and behavior coefficient values

NO	DM	Ve	Vy	Vs	Rs	R μ	R
1	0.0203	160.347	159.749		2.281	1.004	2.289
2	0.0203	142.974	142.252		2.031	1.005	2.041
3	0.0203	234.962	196.538		2.806	1.196	3.354
4	0.0203	116.511	114.849		1.64	1.014	1.663
5	0.0203	309.587	196.882		2.811	1.572	4.42
6	0.0203	163.941	141.915		2.026	1.155	2.34
7	0.0203	150.218	131.85		1.882	1.139	2.145
8	0.0203	168.206	167.135		2.386	1.006	2.401
9	0.0203	217.05	215.693		3.079	1.006	3.099
10	0.0203	163.077	159.547	70.047	2.278	1.022	2.328
11	0.0203	185.089	176.348		2.518	1.05	2.642
12	0.0203	176.841	175.387		2.504	1.008	2.525
13	0.0203	122.218	84.396		1.205	1.448	1.745
14	0.0203	132.831	131.122		1.872	1.013	1.896
15	0.0203	207.945	178.625		2.55	1.164	2.969
16	0.0203	277.139	259.672		3.707	1.067	3.956
17	0.0203	397.725	185.587		2.649	2.143	5.678
18	0.0203	156.598	156.038		2.228	1.004	2.236
AVERAGE					2.3584	1.1676	2.754

برای محدوده زلزله‌های تا ۱g مشاهده می‌گردد. دلیل اصلی این موضوع کم بودن جرم سازه و متعاقباً کم بودن اثرات لرزه‌ای نسبت به اثرات بار باد در طراحی این سازه‌ها می‌باشد. نتیجه حاصل شده با توجه به حاکم بودن بار باد برای طراحی این سازه‌ها و همچنین با توجه به یکی از محدود گزارش‌های موجود، مورد تایید می‌باشد. گزارش ذکر شده مربوط به زلزله ۱۲ مه ۲۰۰۸ به بزرگی ۷/۹ و عمق ۱۹ کیلومتر و $PGA=0.96g$ در منطقه وانچوان در استان سیچوان چین می‌توان می‌باشد که طی آن تأسیسات صنعتی نیز تحت تأثیر این زمین لرزه قرار گرفتند، مشاهده‌ها حاکی از آن است که در این زلزله بعضی اعضای مشعل ساخته شده از خریای فلزی در فشار کماتش کردند و کل سیستم مشعل دچار خمیدگی شده است اما بهره‌برداری از آن متوقف نگردید. این در حالی است که در آن منطقه سازه‌ها بر اساس $PGA=0.22g$ طراحی شده بودند [۳۷].

۲-مقادیر به دست آمده ضریب اضافه مقاومت، ضریب شکل‌پذیری و ضریب رفتار در طراحی به روش مقاومت نهایی برای نمونه اول به ترتیب

این شباهت با توجه به متفاوت بودن تعداد وجوه نمونه‌ها نشان از امکان در نظر گرفتن نتیجه واحد صرف نظر از تعداد وجوه دارد. همچنین در یک نمونه آماری هر چه مقادیر ضریب تغییرات کمتر باشد نشان دهنده پراکندگی کمتر داده‌ها بوده و از عمومیت بیشتری برخوردار است. همان گونه که در جدول ۵ ملاحظه می‌گردد، ضریب تغییرات محاسبه شده کمتر از ۰/۲۵ می‌باشد.

۵- نتیجه‌گیری و پیشنهادها

با توجه به تحلیل‌های صورت گرفته در بخش‌های قبل نتایج و پیشنهادهای ذیل مطرح می‌گردد:

۱-منحنی‌های شکنندگی تولید شده نشان از امنیت لرزه‌ای این نوع سازه‌ها با توجه به مقادیر احتمالاتی نزدیک به صفر برای هر سه حالت حدی در محدوده زلزله‌ها تا $g/5$ دارد در حالی که زلزله حاکم منطقه $g/3.5$ می‌باشد و احتمال بسیار پایین فراتر رفتن از حالت حدی CP و حتی DC

184(1-3) (2010) 42-48.

- [6] A. Standard, Pressure-relieving and Depressuring Systems, in, API Publishing Services, Texas A&M University/5912186001, 2014.
- [7] F. Akeredolu, J. Sonibare, A review of the usefulness of gas flares in air pollution control, Management of environmental quality: an international journal, (2004).
- [8] I.E. Hata, Tokyo Services, Power, Research on Response Control System, 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon Portugal, (2012).
- [9] Y. Miyajima, I. Hata, M. Mashimo, M. Ogihara, T. Ishida, Response Control Systems by Tuned Dynamic Mass System for a 200-meter-tall tower-supported steel stack structure, in: Proceedings of the 16th World Conference on Earthquake Engineering, paper ID, 2017.
- [10] A.C. Caputo, A. Vigna, Numerical Simulation of Seismic Risk and Loss Propagation Effects in Process Plants: An Oil Refinery Case Study, in: Pressure Vessels and Piping Conference, American Society of Mechanical Engineers, 2017, pp. V008T008A024.
- [11] Study on Criminal Penalties in a Few Candidate Countries' Environmental Law For the European Commission (DG Environment), 2003.
- [12] A.C. Caputo, F. Paolacci, O.S. Bursi, R. Giannini, Problems and perspectives in seismic quantitative risk analysis of chemical process plants, Journal of Pressure Vessel Technology, 141(1) (2019).
- [13] R. Matsui, T. Takeuchi, K. Horiuchi, A. Imamura, T. Ogawa, Seismic Effect Of Members Fracture On Truss Tower, in: IABSE Symposium Report, International Association for Bridge and Structural Engineering, 2015, pp. 1-8.
- [14] B. SayyafZadeh, S. Kouhestani, M. Sharifi, Derrick-Supported Flare-Stacks Seismic Fragility Assessment: A Case Study, Reliability Engineering and Resilience, 2(2) (2020) 1-16.
- [15] F. Prestandard, commentary for the seismic rehabilitation of buildings (FEMA356), Washington, DC: Federal Emergency Management Agency, 7(2) (2000).

۲/۳۵۸۴، ۱/۱۶۷۶ و ۲/۷۵۴ همچنین برای نمونه دوم برابر ۲/۴۴۷، ۱/۲۷۸ و ۳/۱۲۷ حاصل گردید و مشاهده گردید تفاوت تعداد وجه‌های سازه‌ای تاثیر چندانی در مقدار ضریب رفتار نداشته و می‌توان ضریب رفتار یکسان برای این نوع سازه‌ها اختیار نمود.

۳- با مقایسه ضرایب رفتار به دست آمده در این پژوهش با ضریب رفتار پیشنهادی آیین‌نامه‌ها، از جمله FEMA356 که مقدار این ضریب را برای دکل‌های خود ایستا برابر ۳ در نظر گرفته است، ضریب رفتار محاسبه شده برای دکل ۳ وجهی ۴ درصد بیشتر و برای دکل ۴ وجهی ۸ درصد کمتر از مقدار آیین‌نامه به دست آمده است و به نظر می‌رسد مقادیر آیین‌نامه مناسب می‌باشد.

در پژوهش حاضر اتصالات دکل‌ها از نوع جوشی می‌باشد لذا نیاز به در نظر گرفتن اثرات لغزش گره‌ها نبوده است، با توجه به مرسوم بودن استفاده از اتصالات پیچی، مدل‌سازی و تحلیل برای این گونه دکل‌ها نیز توصیه می‌گردد. شایان ذکر است نتایج حاصل شده بر اساس مطالعه موردی بر روی دو نمونه سازه فلر به دست آمده و برای بیان قطعیت این نتایج نیاز به بررسی طیف بیشتری از انواع این سازه‌ها در ارتفاعهای گوناگون می‌باشد.

$$\rho S(x) \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \frac{\partial f}{\partial x} \quad (23)$$

منابع

- [1] E. Krausmann, A.M. Cruz, E. Salzano, Natech risk assessment and management: reducing the risk of natural-hazard impact on hazardous installations, Elsevier, 2016.
- [2] A.M. Cruz, Challenges in NaTech risk reduction, Revista de Ingeniería, (37) (2012) 79-86.
- [3] W.B. Group, Global Gas Flaring Reduction A Public-Private Partnership World Bank Group A Voluntary Standard For Global Gas Flaring And Venting Reduction, 2004.
- [4] G. Fabbrocino, I. Iervolino, F. Orlando, E. Salzano, Quantitative risk analysis of oil storage facilities in seismic areas, Journal of hazardous materials, 123(1-3) (2005) 61-69.
- [5] E. Renni, E. Krausmann, V. Cozzani, Industrial accidents triggered by lightning, Journal of hazardous materials,

- Homeland Security, FEMA, 2009.
- [28] J.-S. Chiou, C.-H. Chiang, H.-H. Yang, S.-Y. Hsu, Developing fragility curves for a pile-supported wharf, *Soil dynamics and earthquake engineering*, 31(5-6) (2011) 830-840.
- [29] L. Tian, H. Pan, R. Ma, Probabilistic seismic demand model and fragility analysis of transmission tower subjected to near-field ground motions, *Journal of Constructional Steel Research*, 156 (2019) 266-275.
- [30] H. Krawinkler, G. Seneviratna, Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation, *Engineering structures*, 20(4-6) (1998) 452-464.
- [31] R. Allahvirdizadeh, Y. Gholipour, Reliability evaluation of predicted structural performances using nonlinear static analysis, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 15(5) (2017) 2129-2148.
- [32] N. Ahmad, M. Masoudi, Eccentric steel brace retrofit for seismic upgrading of deficient reinforced concrete frames, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 18(6) (2020) 2807-2841.
- [33] C.-M. Uang, Establishing R (or R w) and C d factors for building seismic provisions, *Journal of structural Engineering*, 117(1) (1991) 19-28.
- [34] N. Fanaie, S. Ezzatshoar, Studying the seismic behavior of gate braced frames by incremental dynamic analysis (IDA), *Journal of Constructional Steel Research*, 99 (2014) 111-120.
- [35] B. Asgarian, H. Shokrgozar, BRBF response modification factor, *Journal of constructional steel research*, 65(2) (2009) 290-298.
- [36] S. Etli, E.M. Güneysisi, Assessment of Seismic Behavior Factor of Code-Designed Steel-Concrete Composite Buildings, *Arabian Journal for Science and Engineering*, 46(5) (2021) 4271-4292.
- [37] E. Krausmann, A.M. Cruz, B. Affeltranger, The impact of the 12 May 2008 Wenchuan earthquake on industrial facilities, *Journal of Loss Prevention in the Process Industries*, 23(2) (2010) 242-248.
- [16] m.A.o.B. Officials, Uniform Building Code UBC-97 - Chapter 16, Division IV - Earthquake Design, in, 1997.
- [17] C.f. Standardisation, EN 1993-3-1: Eurocode 3: Design of steel structures - Part 3-1: Towers, masts and chimneys – Towers and masts, in.
- [18] A. Mwafy, A.S. Elnashai, Calibration of force reduction factors of RC buildings, *Journal of earthquake engineering*, 6(02) (2002) 239-273.
- [19] D.Z. Tzvetan Georgiev, Lora Raycheva Performance assessment of concentrically braced frames with modified braces depending on the applied beam-column joints, *Eccomas Procedia*, (2017).
- [20] C. Urzúa, R. Herrera, Comparison of the seismic behaviour of two industrial steel structures designed in accordance with chilean practices and aisc requirements.
- [21] M.R. Tabeshpour, M.H. Erfani, H. Sayyadi, Study on ultimate capacity of offshore jacket platforms considering the effects of general and local buckling of the elements, *Advances in Solid and Fluid Mechanics*., 1(1) (2019) 9-17.
- [22] H. Pan, L. Tian, X. Fu, H. Li, Sensitivities of the seismic response and fragility estimate of a transmission tower to structural and ground motion uncertainties, *Journal of Constructional Steel Research*, 167 (2020) 105941.
- [23] L. Tian, H. Pan, R. Ma, L. Zhang, Z. Liu, Full-scale test and numerical failure analysis of a latticed steel tubular transmission tower, *Engineering Structures*, 208 (2020) 109919.
- [24] D. Vamvatsikos, Seismic performance, capacity and reliability of structures as seen through incremental dynamic analysis, Stanford University, 2002.
- [25] I. Iervolino, C.A. Cornell, Record selection for nonlinear seismic analysis of structures, *Earthquake Spectra*, 21(3) (2005) 685-713.
- [26] D. Vamvatsikos, C.A. Cornell, Applied incremental dynamic analysis, *Earthquake spectra*, 20(2) (2004) 523-553.
- [27] A.T. Council, FEMA P695 - Quantification of building seismic performance factors, US Department of

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم

S. Koohestani, B. Sayyafzadeh, A. R. Sarvghad Moghadam, M. Sharifi¹, *Vulnerability Study of Derrick Supported Flare Using Incremental Dynamic*, *Amirkabir J. Civil Eng.*, 54(9) (2022) 3509-3528.

DOI: 10.22060/ceej.2022.19824.7264



