

Health Monitoring of Connections in Steel Frames Using Wavelet Transform

S. S. Kourehli

Department of Civil Engineering, Azarbaijan Shahid Madani University, Tabriz, Iran

ABSTRACT: The behavior of steel frames during earthquakes depends on the performance of their connections. In this study, the event of damages in beam-to-column connections of steel frames subjected to the earthquake ground motions is detected, which is related to the number of spikes in wavelet results. The proposed method is based on the detection of abrupt changes in seismic vibration responses by the analysis of velocity responses using wavelet analysis. In order to model damage at the joints, beam-to-column connections are considered to be semi-rigid and damage is considered based on the end-fixity factors. In the proposed method, velocity responses for the different damage cases under Kocaeli (1999) and Hollister (1961) earthquakes were analyzed using wavelet transform. The peak values of the details of the response can be expressed in the time of damage occurrence in the beam-to-column connections. For an illustration of the effectiveness of the proposed method, five-story and ten-story steel frames have been studied. The results indicated that the proposed method has been able to identify the damage occurrence in the connections with high accuracy.

Review History:

Received: 8/11/2018
Revised: 10/1/2018
Accepted: 10/10/2018
Available Online: 10/21/2018

Keywords:

Beam-to-column connections
Steel frames
Earthquake
Time history response
Wavelet transform

1. INTRODUCTION

Investigation of the behavior of connections in steel frames under earthquake excitation is one of the most important issues in earthquake engineering. Considering the necessity of acceptable performance of connections in steel frames during the earthquake, it is important to identify the damage in these connections, which despite the importance of this issue; little research has been done in this field. Katkhuda et al. [1] presented a system identification method for steel frames with semi-rigid connections. In this study, changes in the stiffness properties of the structural elements identified. The procedure was a linear time-domain system identification technique in which the structure responses are required, whereas the dynamic excitation force is not required to identify the structural parameters. Nanda et al. [2] proposed a joint damage assessment method using the unified particle swarm optimization method. The joint damage was measured as the ratio of reduction in joint fixity factor at connections. Also, in order to detect damages in large scale structures, the sub-structuring approach is employed. Yin et al. [3] presented the vibration-based damage detection method for structural connections using incomplete modal data by the Bayesian approach and model reduction technique. There are several significant features of the proposed method: (1) it does not require computation of the system mode shapes for the full model due to the FE model reduction technique; (2) matching

*Corresponding author's email: s-kourehli@iau-ahar.ac.ir

between measured modes and model predicted modes was avoided in contrast to most existing methods in the literature; and (3) an efficient iterative solution strategy also proposed to resolve the difficulties arisen from the high-dimensional nonlinear optimization problem for the structural model parameters and the incomplete system modal parameters. Also, Katkhuda et al. [4] proposed a method that combines the iterative least-square and unscented Kalman filter (UKF) methods to identify the stiffness of beams and columns in typical two-dimensional steel-framed structures with semi-rigid connections. The detection of damages was done by using a nonlinear time-domain structural health monitoring method. In this study, harmonic and blast loads were used, and structural responses were measured by only a limited number of accelerometer sensors. In other work, Bagheri et al. [5] proposed an effective method for the damage diagnosis in structural elements under seismic excitation via discrete wavelet transform. The performance of the proposed method was investigated using a benchmark problem provided by the IASC-ASCE Task Group on Structural Health Monitoring and a simulated shear wall model.

In this paper, a novel approach was proposed in order to detect the event of damages in connection of steel frames under seismic excitation, which is related to the number of spikes in the wavelet results. The proposed methodology was applied to the numerical examples consist of five-story and ten-story steel frames.



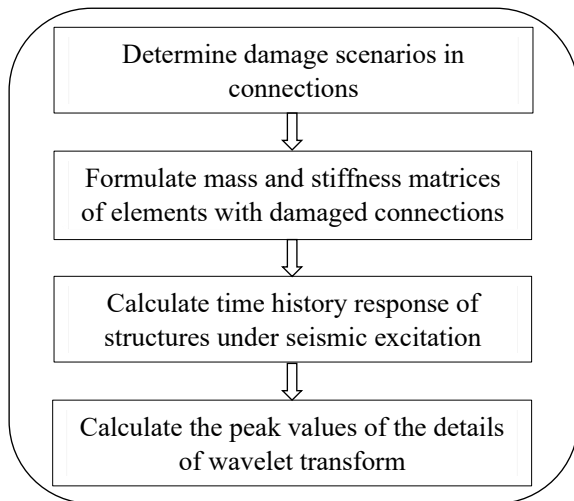


Fig. 1. The flowchart of the proposed method

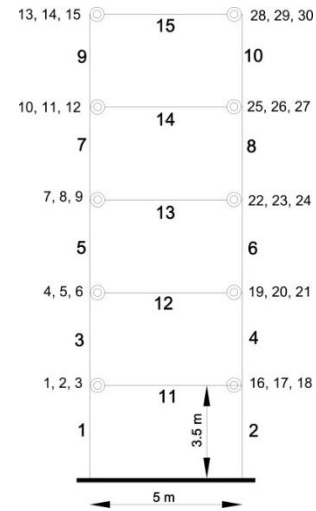


Fig. 2. Finite element model of the five-story steel frame

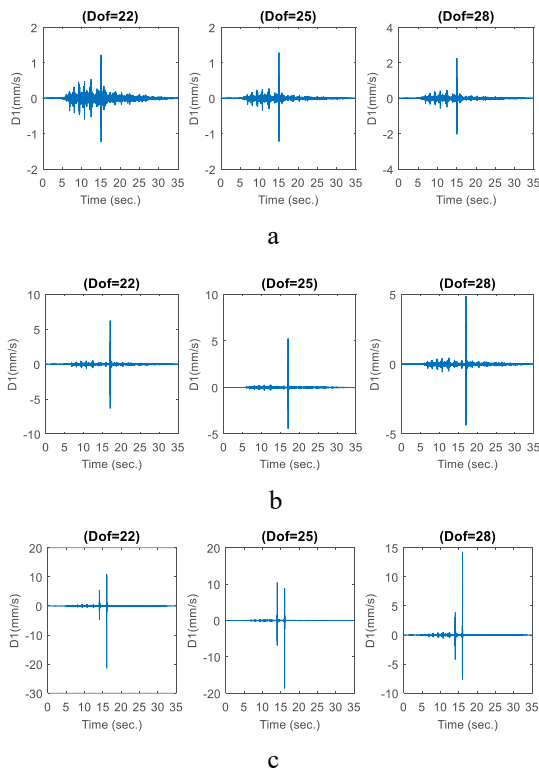


Fig. 3. The obtained results of damage detection in the five-story frame under Kocaeli (1999) earthquake for a) first b) second c) third damage cases

2. METHODOLOGY

The flowchart of the proposed method to health monitoring of connections in steel frames is shown in Figure 1.

3. RESULTS AND DISCUSSION

To show the effectiveness of the proposed method for damage detection in connections of steel frames under

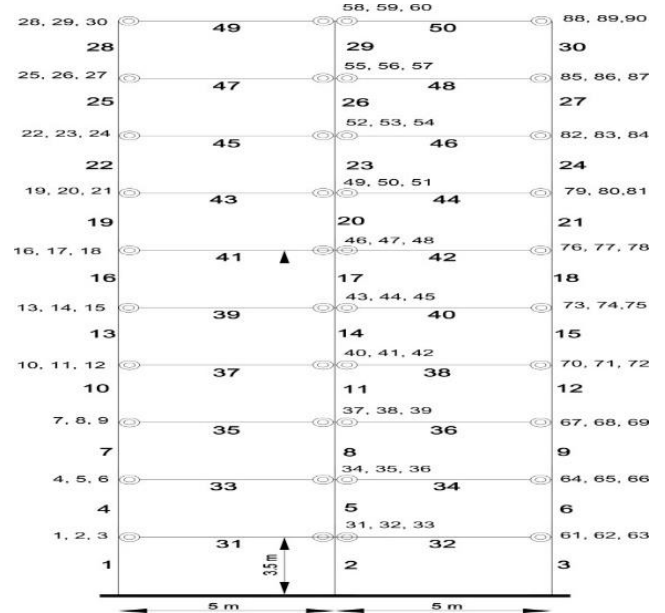


Fig. 4. Finite element model of the ten-story steel frame

seismic excitation, a five-story and ten-story steel frames (see Figures 2 and 3) were studied. Finite element modeling and analysis were done using MATLAB software (2016). Also, Kocaeli (1999) and Hollister (1961) earthquakes were used to excite damaged frames.

There are three damage cases for the five-story steel frame. For the first case, 30% damage in the elements numbered 13,15 connections in the 15th second of the earthquake. For the second case, 20% damage in all elements connections in the 17th second of the earthquake. Also, for the third case, 25% and 35% damages in the 14th and 16th seconds of the earthquake in elements numbered 11, 12 and 14, 15, respectively.

Also, there are three damage cases for the ten-story

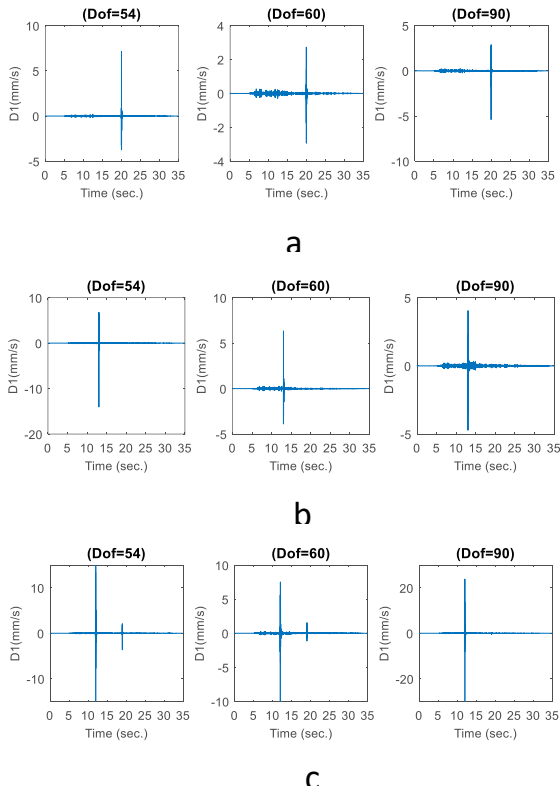


Fig. 5. The obtained results of damage detection in the ten-story frame under Kocaeli (1999) earthquake for a) first b) second c) third damage cases

steel frame. For the first case, 30% damage in the elements numbered 33,37,48 connections in the 20th second of the earthquake. For the second case, 40% damage in the elements numbered 31, 40, 45 and 50 connections in the 13th second of the earthquake. Also, for the third case, 40% and 30% damages in the 12th and 19th seconds of the earthquake in the elements numbered 32, 34, 35 and 36, 38, 39, respectively.

Figures 3 and 5 illustrate that the proposed method was robust and promising in detecting various damage cases.

4. CONCLUSIONS

Due to the fact that most previous methods have been used to identify the time of occurrence of damage in structural elements, in this research, an effective method for identifying the damage occurrence in connections of steel frames was presented. In order to consider the damage in the connections, semi-rigid connections were modeled which in a healthy state, the percentage of the end-fixity factor was 100% and in the damaged state, the percentage of the end-fixity factor was reduced. In the present study, two steel frames of five and ten stories were modeled and their velocity time histories were obtained at different degrees of freedom. For each of the studied structures, three damage cases were assumed in the connections and at different times during the earthquake. By using the wavelet transform, the damaged structures velocity time histories decomposed and the corresponding detail coefficients were obtained, in which the peak values of the details can be expressed the time of damage occurrence in the connections of steel frames.

REFERENCES

- [1] H. N. Katkhuda, H. M. Dwairi, N. Shatarat, System identification of steel framed structures with semi-rigid connections, *Structural engineering & mechanics*, 34(3) (2010) 351.
- [2] B. Nanda, D. Maity, D.K. Maiti, Modal parameter based inverse approach for structural joint damage assessment using unified particle swarm optimization, *Applied Mathematics and Computation*, 242 (2014) 407-422.
- [3] T. Yin, Q.H. Jiang, K.V. Yuen, Vibration-based damage detection for structural connections using incomplete modal data by Bayesian approach and model reduction technique, *Engineering Structures*, 132 (2017) 260-277.
- [4] H. Katkhuda, N. Shatarat, K. Hyari, Damage detection in steel structures with semi-rigid connections using unscented Kalman filter, *International Journal of Structural Integrity*, 8(2) (2017) 222-239.
- [5] A. Bagheri, S.S. Kourehli, Damage detection of structures under earthquake excitation using discrete wavelet analysis, *Asian journal of civil engineering (BHRC)*, 14 (2) (2014) 289-304.

HOW TO CITE THIS ARTICLE

S.S. Kourehli, *Health Monitoring of Connections in Steel Frames Using Wavelet Transform*, *Amirkabir J. Civil Eng.*, 52(3) (2020) 173-176.

DOI: [10.22060/ceej.2018.14815.5750](https://doi.org/10.22060/ceej.2018.14815.5750)





پایس سلامتی در اتصالات قاب های فولادی با استفاده از تبدیل موجک

سید سینا کورهلی*

گروه مهندسی عمران، دانشگاه شهید مدنی آذربایجان، تبریز، ایران

خلاصه: رفتار قاب های فولادی در هنگام وقوع زمین لرزه تا حد زیادی وابسته به عملکرد اتصالات آن ها دارد. بنابراین شناسایی آسیب در اتصالات از اهمیت بالایی برخوردار است. در تحقیق حاضر یک روش نوین برای تشخیص آسیب در اتصالات تیر به ستون قاب های فولادی ارائه شده است. برای مدل سازی آسیب در محل اتصالات و بررسی تأثیر آن در رفتار دینامیکی قاب ها، اتصالات بصورت نیمه صلب لحاظ شده و میزان آسیب براساس درصد گیرداری اتصالات در نظر گرفته شده است. به عبارت دیگر اتصالات به صورت فنرهای دورانی مدل شده است که اثر آن ها در ماتریس های جرم و سختی المان ها در نظر گرفته شده است. برای نمایش کارایی روش پیشنهادی از دو قاب فولادی پنج طبقه یک دهانه و ده طبقه دو دهانه استفاده شده است. پس از تحریک قاب های آسیب دیده تحت شتاب نگاشت زمین لرزه، تاریخچه زمانی پاسخ سرعت در درجات آزادی مختلف به دست آمده و با استفاده از تبدیل موجک تجزیه شده است. پس از تجزیه تاریخچه زمانی پاسخ سازه، ضرایب جزئیات به دست آمده است. بررسی این ضرایب بیانگر آن است که حداکثر ضریب جزئیات در زمان ایجاد آسیب در اتصالات به دست آمده است. به بیان دیگر روش پیشنهادی توانسته است وقوع آسیب در اتصالات تیر به ستون قاب های فولادی را با دقت بالایی شناسایی کند.

تاریخچه داوری:
دریافت: ۱۳۹۷-۰۵-۲۰
بازنگری: ۱۳۹۷-۰۷-۰۹
پذیرش: ۱۳۹۷-۰۷-۱۸
ارائه آنلاین: ۱۳۹۷-۰۷-۲۹

کلمات کلیدی:
اتصالات تیر به ستون
قاب های فولادی
تحریک زمین لرزه
تاریخچه زمانی پاسخ
تبدیل موجک

۱- مقدمه

عضو تأثیر بسزایی بر روی سختی اتصال تیر به ستون داشته و تغییر شکل های برشی تحت بار دینامیکی نمی توانند نادیده گرفته شوند. در تحقیق دیگری که در سال ۲۰۰۱ [۲] انجام گرفت یک روش دو مرحله ای برای طرح بهینه قاب های فولادی با اتصالات نیمه صلب پیشنهاد گردید. در مرحله اول حداقل مقدار مربوط به حداکثر لنگر خمشی مربوط به تیر با اتصال نیمه صلب تحت بار و با در نظر گرفتن تغییرات سختی اتصال تخمین زده شده و در مرحله دوم به رابطه بین حداقل وزن طراحی سازه با لنگر حداقل- حداکثر تیر با اتصال نیمه صلب پراخته شده است. در پژوهش دیگری در این زمینه [۳] به طراحی بهینه قاب فولادی با اتصالات نیمه صلب و با استفاده از الگوریتم ژنتیک پرداخته شده است. در این پژوهش از روابط ارائه شده توسط یورودک برای مدل سازی

عملکرد اتصالات در قاب های فولادی تأثیر فراوانی در رفتار دینامیکی و استاتیکی سازه های فولادی داشته و می تواند رفتار آن ها را تا حد قابل توجهی تغییر دهد. رفتار واقعی اتصالات در قاب های فولادی اغلب نه گیردار کامل و نه مفصلی کامل می باشد. با توجه به اهمیت این موضوع تحقیقات فراوانی در این زمینه انجام گرفته است. در سال ۱۹۹۵ یک کار آزمایشگاهی برای شناسایی رفتار اتصالات انعطاف پذیر در قاب های فولادی انجام گرفت [۱] در این تحقیق یک تیر یکسر گیردار و یک قاب فولادی پورتال با اتصالات پیچی مورد آزمایش قرار گرفت و تغییر مکان ها و فرکانس های آن ها استخراج گردید. نتایج این تحقیق بیانگر آن بود که اینرسی

* نویسنده عهده دار مکاتبات: s-kourehli@iau-ahar.ac.ir



برای شناسایی آسیب در سازه های تیر، صفحه و پوسته بکار برده شد و نتایج به دست آمده با کار آزمایشگاهی مورد صحت سنجی قرار گرفت. در سال ۲۰۱۲ [۸] سه شاخص خرابی بر اساس تبدیل موجک و بر اساس انرژی موجک در فرکانسها و زمان های مشخصی معرفی شد. وفائی و همکاران در سال ۲۰۱۴ [۹] از تبدیل موجک پیوسته و گسسته برای شناسایی آسیب در برج بلند مراقبت پرواز استفاده نمودند. برای نیل به این هدف، مدل اجزا محدود غیرخطی برج مراقبت فرودگاه بین المللی کوالالمپور با ارتفاع ۱۲۰ متر و با استفاده از مفاصل لنگر انحناء تشکیل شد. سازه تحت سه شتاب نگاشت زلزله تحریک شده و سه سناریو آسیب به دست آمد. نتایج به دست آمده بیانگر کارایی تبدیل موجک در شناسایی آسیب بود. عسگریان و همکاران در سال ۲۰۱۶ [۱۰] به شناسایی آسیب در سکوها فراساحلی تحت تحریک دینامیکی با استفاده از تبدیل موجک پرداختند. در این تحقیق نرخ انرژی پاسخ شتاب سازه به عنوان یک شاخص آسیب معرفی شده که میزان این نرخ در سنسورهایی که نزدیک به محل آسیب هستند قابل توجه می باشد. عزالدین و همکاران در سال ۱۳۹۳ [۱۱] روشی برای تشخیص محل و میزان ترک در تیرها با استفاده از پاسخ تغییر شکل قائم تیر تحت بار استاتیکی ثابت و تبدیل موجک ارائه نمودند. همچنین باقری و کورهلی [۱۲] در سال ۲۰۱۲ با استفاده از تبدیل موجک زمان وقوع آسیب در دیوار برشی و قاب چهار طبقه مرجع را تخمین زدند. همچنین عموزاده و همکاران [۱۳] به پردازش پاسخ سازه ها با کمک تبدیل موجک برای تشخیص آسیب های رخ داده در اثر زلزله پرداختند. برای نمایش کارایی روش ارائه شده از قاب برشی چهار طبقه، تیر ساده بتنی و همچنین سازه یک درجه آزادی با مدل رفتاری سختی دو خطی برای حالت آسیب دیده استفاده شده است.

بررسی رفتار اتصالات در قاب های خمشی فولادی تحت تحریک زمین لرزه از مباحث پر اهمیت در مهندسی زلزله می باشد. با توجه به لزوم عملکرد قابل قبول اتصالات در هنگام وقوع زلزله، بررسی و شناسایی آسیب در این اتصالات بسیار مهم بوده که علیرغم اهمیت بالای آن تحقیقات اندکی در این زمینه انجام شده است. در سال ۲۰۱۰ [۱۴] شناسایی سیستم در قاب های خمشی فولادی با اتصالات نیمه گیردار مورد مطالعه قرار گرفته است. در این تحقیق شناسایی

اتصال نیمه صلب تیر به ستون استفاده شده است. نتایج بدست آمده بیانگر آن است که طرح بهینه به هندسه سازه و شرایط بارگذاری بسیار حساس است. در تحقیقی که در سال ۲۰۰۹ [۴] انجام شد به ارزیابی اتصالات نیمه صلب در سازه های فولادی با استفاده از آنالیز مودال پرداخته شده است. در این تحقیق ابتدا قاب فولادی با فرض اتصالات صلب مدل شده و شکلهای مودی و فرکانس های مربوطه بدست آمده و با شکلهای و فرکانس های آزمایشگاهی مقایسه شده است. در نهایت اتصالات با فنرهای دورانی مدل سازی شده و میزان سختی فنرها بدست آمده است.

وجود آسیب در سازه ها باعث تغییر در مشخصه های دینامیکی سازه ها می شود که بر همین اساس دو روش عمده برای شناسایی آسیب به روش غیر مخرب در سازه ها وجود دارد. روش اول بر اساس مدل اجزا محدود و روش دوم بر پایه تاریخچه زمانی پاسخ^۲ سازه ها استوار است. محدودیت روش بر پایه مدل مربوط به تعداد المان های سازه ای است که برای سازه های پیچیده نتایج چندان خوبی ارائه نمی کند. در مقابل روش های بر پایه سیگنال قادر به شناسایی آسیب در سازه های پیچیده مهندسی نظیر پل ها و سازه های بلند می باشند. از جمله ابزارهای سودمند برای شناسایی آسیب بر پایه سیگنال می توان به تبدیل موجک اشاره نمود که در سال های گذشته مورد توجه محققین بسیاری قرار گرفته است. در پژوهشی در سال ۲۰۰۷ [۵] یک روش شناسایی تغییرات موقتی سختی قاب مهاربندی شده به دلیل تسلیم و کمانش مهاربندها تحت تحریک زمین لرزه ال سنترو و براساس تبدیل موجک ارائه شد. در این تحقیق یک روش خطی کردن معادل براساس موجک معرفی شده است. نتایج این تحقیق بیانگر آن بود که قاب مورد مطالعه سختی به مراتب کمتری نسبت به آنچه انتظار می رود، از خود نشان می دهد. در تحقیق دیگری [۶] در سال ۲۰۰۹ شناسایی پارامترهای مودی و تشخیص آسیب در سیستم چند درجه آزادی بر اساس داده های خروجی و روش های مختلف زمان فرکانس نظیر تبدلات فوریه زمان کوتاه، تجزیه مود تجربی، تبدیل هیلبرت و تبدیل موجک انجام گرفت. برای نمایش کارایی روش های مختلف از یک مثال آزمایشگاهی سه درجه آزاد با مقیاس ۱ به ۱۰ استفاده شده است. در سال ۲۰۱۰ [۷] روش موجک عصبی

1 Model base method

2 Signal base method

گیرداری اتصالات از رابطه ارائه شده توسط یوروکد ۲۰۰۳ [۱۸] استفاده شده است. درصد گیرداری اتصالات بر اساس سختی خمشی عضو و سختی فنر دورانی (اتصالات دو سر عضو با فنر دورانی مدل می شود) بصورت زیر خواهد بود:

$$P_i = \frac{1}{1 + \frac{3EI_b}{L_b K_j}} \quad (1)$$

که در رابطه فوق E مدول الاستیسیته، I_b و L_b ممان اینرسی و طول تیر و K_j سختی دورانی فنر معادل اتصال می باشد. مقدار P_i برای اتصالات مفصلی صفر و برای اتصالات گیردار کامل یک می باشد. بنابراین مقدار این پارامتر برای اتصالات نیمه صلب ما بین صفر و یک خواهد بود که براساس یوروکد ۲۰۰۳ برای اتصالات نیمه گیردار قاب های خمشی مابین ۰/۱۴ الی ۰/۷۳ مناسب است. برای تشکیل ماتریس جرم و سختی قاب فولادی با اتصالات نیمه گیردار از روش پیشنهادی در سال ۲۰۰۴ [۱۹] استفاده شده است. ماتریس جرم برای عضو با ضرایب گیرداری P_e و P_f در ابتدا و انتهای عضو به صورت زیر خواهد بود:

$$M^i = \begin{bmatrix} 140D^2 & 0 & 0 & 70D^2 & 0 & 0 \\ 0 & 4f_1 & 2L_i f_2 & 0 & 2f_3 & -L_i f_4 \\ 0 & 2L_i f_2 & 4L_i^2 f_2 & 0 & L_i f_4 & -L_i^2 f_6 \\ 70D^2 & 0 & 0 & 140D^2 & 0 & 0 \\ 0 & 2f_3 & 2f_3 & 0 & 4f_1 & -2L_i f_2 \\ 0 & 2L_i f_2 & -L_i^2 f_6 & 0 & -2L_i f_2 & 4L_i^2 f_5 \end{bmatrix} \quad (2)$$

که در رابطه بالا داریم:

$$D = 4 - P_e P_f \quad (3)$$

$$\begin{aligned} f_1 &= 560 + 224P_e + 32P_e^2 - 196P_f - 32P_e P_f - \\ f_2 &= 224P_e + 64P_e^2 - 160P_e P_f - 86P_e^2 P_f + 32 \\ f_3 &= 560 - 28P_e - 64P_e^2 - 28P_f - 148P_e P_f +: \\ f_4 &= 392P_f - 100P_e P_f - 64P_e^2 P_f - 128P_f^2 - 3 \\ f_5 &= 32P_e^2 - 31P_e^2 P_f + 8P_e^2 P_f^2 \\ f_6 &= 124P_e P_f - 64P_e^2 P_f - 64P_e P_f^2 + 31P_e^2 P_f^2 \\ &- 55P_e^2 P_f + 32P_f^2 + 50P_e P_f^2 + 32P_e^2 P_f^2 \\ &2P_e P_f^2 + 25P_e^2 P_f^2 \\ &5P_e^2 P_f - 64P_f^2 + 5P_e P_f^2 + 41P_e^2 P_f^2 \\ &38P_e P_f^2 + 55P_e^2 P_f^2 \end{aligned} \quad (4)$$

سیستم بر اساس تاریخچه زمانی پاسخ سازه و بدون نیاز به ماهیت نیروی محرک دینامیکی انجام شده است. در تحقیق دیگری در سال ۲۰۱۴ [۱۵] اقدام به شناسایی آسیب در اتصالات قاب فولادی با استفاده از بهینه سازی ازدحام ذرات شده است که برای شناسایی آسیب در سازه های پیچیده از روش زیر سازه ای استفاده شده است. در تحقیقی دیگری در سال ۲۰۱۷ [۱۶] یک روش شناسایی آسیب در اتصالات پیچی قاب های فولادی با استفاده از مدل کاهش یافته و روش بایسین ارائه شده است. برای نشان دادن کارایی روش پیشنهادی از قاب چهار طبقه دو دهانه با اتصالات پیچی و قاب دو طبقه با اتصالات پیچی آزمایشگاهی استفاده شده است. در تحقیق صورت گرفته در سال ۲۰۱۷ [۱۷] به تشخیص آسیب در اعضای تیر و ستون قاب فولادی با اتصالات نیمه صلب پرداخته شده است. در این تحقیق از تحریک متناوب و ضربه ای استفاده شده که پاسخ های سازه توسط تعداد محدودی سنسور اندازه گیری شده است. در این پژوهش از ترکیب روش حداقل مربعات تکراری و فیلتر کالمن بدون بو^۱ برای شناسایی سختی تیرها و ستون ها در قاب دوبعدی فولادی با اتصالات نیمه صلب استفاده شده است.

با توجه به اینکه پژوهش های پیشین صورت گرفته در زمینه شناسایی زمان وقوع آسیب در سازه ها اغلب به شناسایی آسیب بر روی اعضای سازه ای پرداخته اند، لذا در تحقیق حاضر یک روش مؤثر برای پیش بینی زمان وقوع آسیب در محل اتصالات قاب های فولادی با استفاده از تبدیل موجک و تاریخچه زمانی پاسخ سازه ارائه شده است. در تحقیق حاضر ابتدا اتصالات نیمه صلب مدل سازی شده و سپس معادله حرکت در فضای حالت رابطه سازی شده و پاسخ سرعت سازه آسیب دیده تحت تحریک زمین لرزه به دست آمده است. برای نمایش عملکرد روش پیشنهادی دو قاب پنج و ده طبقه به روش اجزا محدود مدل سازی شده است. با تجزیه سیگنال پاسخ قاب های مورد مطالعه و به دست آوردن ضرایب جزئیات مربوط به تبدیل موجک زمان ایجاد آسیب در اتصالات آشکارسازی شده است.

۲- مدل سازی اتصالات نیمه صلب

در تحقیق حاضر آسیب در محل اتصالات بصورت کاهش درصد گیرداری اتصالات در نظر گرفته شده است. برای مدل سازی درصد

۳- رابطه سازی معادله حرکت در فضای حالت

معادله حرکت سازه تحت تحریک زمین لرزه با استفاده از رابطه زیر به دست می آید:

$$M\ddot{X}(t) + C\dot{X}(t) + KX(t) = -M\Gamma\ddot{X}_g(t) \quad (8)$$

که در رابطه فوق، M ، C و K به ترتیب ماتریس جرم و میرایی و سختی سازه هستند. بردار تغییر مکان، Γ بردار تحریک زمین لرزه و X_g بردار شتاب زمین لرزه است. در تحقیق حاضر برای حل عددی معادله حرکت، از نرم افزار متلب ۲۰۱۶ استفاده شده است. در تحقیق حاضر نسبت میرایی برابر ۰/۰۵ در نظر گرفته شده است. با بازنویسی معادله حرکت در فضای حالت خواهیم داشت:

$$Z(t) = [X(t) \quad \dot{X}(t)]^T \quad (9)$$

$$\dot{Z}(t) = AZ(t) + B\ddot{X}_g(t) \quad (10)$$

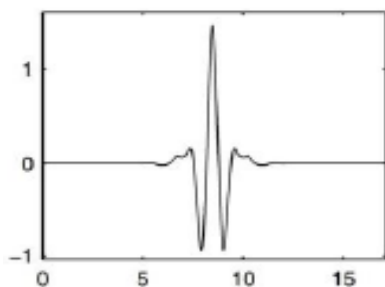
در روابط فوق A ماتریس سیستم و B بردار تحریک زمین لرزه است که به صورت زیر محاسبه می شود:

$$A = \begin{bmatrix} 0 & I \\ -M^{-1}K & -M^{-1}C \end{bmatrix} \quad (11)$$

$$B = \begin{bmatrix} 0 \\ M^{-1}\Gamma \end{bmatrix} \quad (12)$$

۴- تبدیل موجک

تبدیل فوری ابزار قدرتمندی برای یافتن مولفه های فرکانسی یک سیگنال می باشد. محدودیت تبدیل فوری در آن است که تنها به



شکل ۱. شکل تابع موجک پایه ۶.۸ bior [۲۰]

Fig. 1. Biorthogonal 6.8 mother wavelet function [20]

همچنین ماتریس سختی برای یک عضو قاب با اتصالات نیمه گیردار به صورت زیر خواهد بود:

$$K^i = \frac{EI_i}{L_i} \begin{bmatrix} \frac{A_i}{I_i} & 0 & 0 & -\frac{A_i}{I_i} \\ 0 & \frac{4(B_{11} + B_{12} + B_{22})}{L_i^2} & \frac{2(2B_{11} + B_{12})}{L_i} & 0 \\ 0 & \frac{2(2B_{11} + B_{12})}{L_i} & 4B_{11} & 0 \\ -\frac{A_i}{I_i} & 0 & 0 & \frac{A_i}{I_i} \\ 0 & \frac{-4(B_{11} + B_{12} + B_{22})}{L_i^2} & \frac{-2(2B_{11} + B_{12})}{L_i} & 0 \\ 0 & \frac{2(B_{12} + 2B_{22})}{L_i} & 2B_{12} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ \frac{-4(B_{11} + B_{12} + B_{22})}{L_i^2} & \frac{2(B_{12} + 2B_{22})}{L_i} & 0 & 0 \\ \frac{-2(2B_{11} + B_{12})}{L_i} & 2B_{12} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ \frac{4(B_{11} + B_{12} + B_{22})}{L_i^2} & \frac{-2(B_{12} + 2B_{22})}{L_i} & 0 & 0 \\ \frac{-2(B_{12} + 2B_{22})}{L_i} & 4B_{22} & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (5)$$

که در رابطه فوق

$$\begin{aligned} B_{11} &= \frac{3P_e}{4 - P_e P_f} \\ B_{12} &= \frac{3P_e P_f}{4 - P_e P_f} \\ B_{22} &= \frac{3P_f}{4 - P_e P_f} \end{aligned} \quad (6)$$

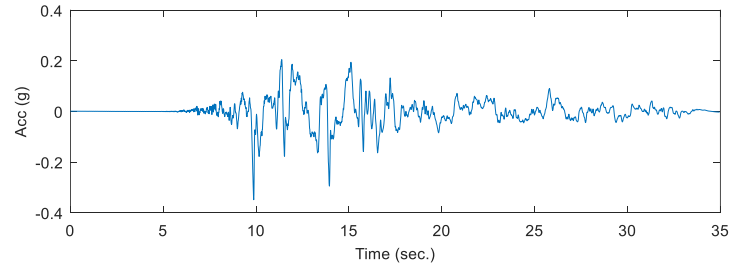
در نهایت برای مدل کردن آسیب در محل اتصال از رابطه زیر استفاده شده است:

$$D_i = 1 - \frac{P_{id}}{P_i} \quad (7)$$

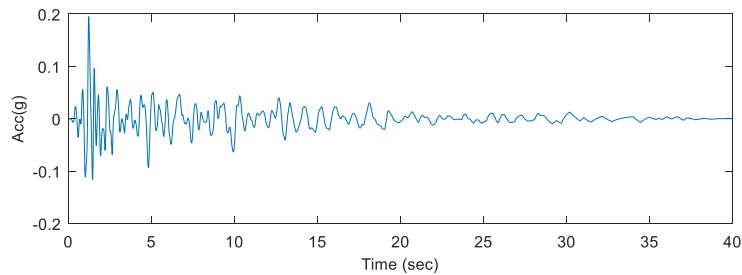
که در آن P_i و P_{id} به ترتیب نشان دهنده ضریب گیرداری انتهایی در محل اتصال در حالت آسیب دیده و سالم است. در تحقیق حاضر ضریب گیرداری P_i در حالت سالم برابر یک در نظر گرفته شده است تا ضریب D_i که نشان دهنده میزان آسیب است، ما بین صفر در شرایط سالم و یک برای حالت کاملاً آسیب دیده تغییر کند.

جدول ۱. مشخصات شتابنگاشتهای استفاده شده
Table 1. Properties of used accelerograms

| نام زمین لرزه | تاریخ وقوع | ایستگاه ثبت | حداکثر شتاب زمین (g) |
|---------------|---------------|-------------------|----------------------|
| کوجالی | ۱۷ آگوست ۱۹۹۹ | YARIMCA(KOERI330) | ۰/۳۴۹ |
| هالیستر | ۹ آوریل ۱۹۶۱ | USGS STATION 1028 | ۰/۱۹۴۸ |



الف



شکل ۲. شتابنگاشت های مورد استفاده (الف کوجالی ب) هالیستر
Fig. 2. Utilized accelerograms a)Kocaeli b)Hollister

در رابطه فوق، Z مجموعه اعداد صحیح مثبت و $cD_{j,k}$ ضرایب موجک در مرحله j ام است که به صورت زیر تعریف می شود:

$$cD_j(k) = \int_{-\infty}^{\infty} r(t)\psi_{j,k}(t)dt \quad (14)$$

تقریب در مرحله j ام نیز به صورت زیر تعریف می شود:

$$A_j(t) = \sum_{k=-\infty}^{\infty} cA_j(k)\varphi_{j,k}(t) \quad (15)$$

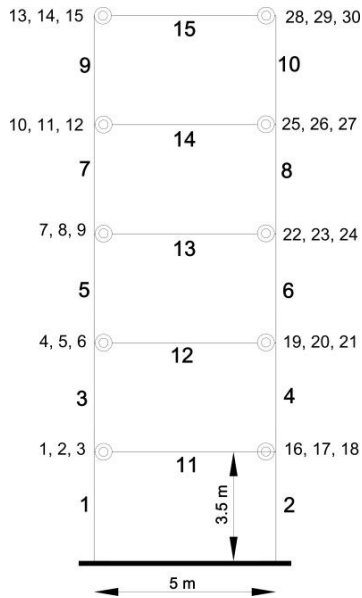
که در آن φ تابع مقیاس و $cA_{j,k}$ ضرایب مقیاس در مرحله j ام است که به صورت زیر تعریف می شود:

$$cA_j(k) = \int_{-\infty}^{\infty} r(t)\varphi_{j,k}(t)dt \quad (16)$$

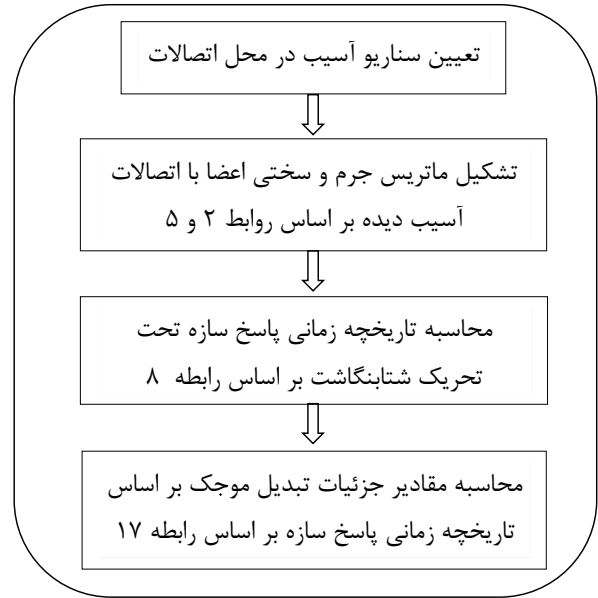
سیگنال مربوط به تاریخچه زمانی پاسخ سازه را می توان به

بیان وجود و یا عدم وجود فرکانس مدنظر در سیگنال می پردازد و اطلاعاتی در موردبازه زمانی متناظر با پدیداری آن فرکانس در اختیار قرار نمی دهد. این مسأله در مورد سیگنال های غیرایستا کارایی روش را کاهش می دهد [۱۱] که برای رفع این کاستی تبدیل موجک پیشنهاد شده است. هدف از تحقیق حاضر شناسایی آسیب در محل اتصالات در حین وقوع زلزله است. برای نیل به این هدف پاسخ سرعت سازه های مورد مطالعه را در درجات آزادی مختلف به دست آورده و با استفاده از تبدیل موجک، زمان رخداد آسیب در اتصالات مشخص شده است. پاسخ های سرعت می توانند بر اساس تقریبات و جزئیات نمایش داده شوند. بنابراین هدف در این مرحله تجزیه سیگنال مربوط به تاریخچه زمانی پاسخ سازه است. در تبدیل موجک گسسته جزئیات در مرحله j ام بصورت زیر خواهد بود [۲۰]

$$D_j(t) = \sum_{k \in Z} cD_{j,k}(k)\psi_{j,k}(t) \quad (13)$$



شکل ۴. مدل اجزا محدود قاب فولادی ۵ طبقه
Fig. 4. Finite element model of five story steel frame



شکل ۳. مراحل روش ارائه شده
Fig. 3. Flowchart of the proposed method

جدول ۲. مقادیر زمانهای تناوب (ثانیه) مربوط به پنج مود اول قاب پنج طبقه
Table 2. First five mode's natural priods (seconds) for five story frame

| حالت آسیب دیده سوم | | حالت آسیب دیده دوم | حالت آسیب دیده اول | حالت سالم |
|--------------------|----------------|--------------------|--------------------|-----------|
| پس از آسیب دوم | پس از آسیب اول | | | |
| ۰/۳۱۳ | ۰/۲۸۴ | ۰/۳۶۳ | ۰/۳۰۷ | ۰/۲۴۷ |
| ۰/۰۹۳ | ۰/۰۸۸ | ۰/۱۰۸ | ۰/۰۹۳ | ۰/۰۷۵ |
| ۰/۰۴۸ | ۰/۰۴۵ | ۰/۰۵۵ | ۰/۰۴۷ | ۰/۰۳۹ |
| ۰/۰۲۹ | ۰/۰۲۹ | ۰/۰۳۴ | ۰/۰۲۸ | ۰/۰۲۵ |
| ۰/۰۲۵ | ۰/۰۲۱ | ۰/۰۲۸ | ۰/۰۲۵ | ۰/۰۱۹ |

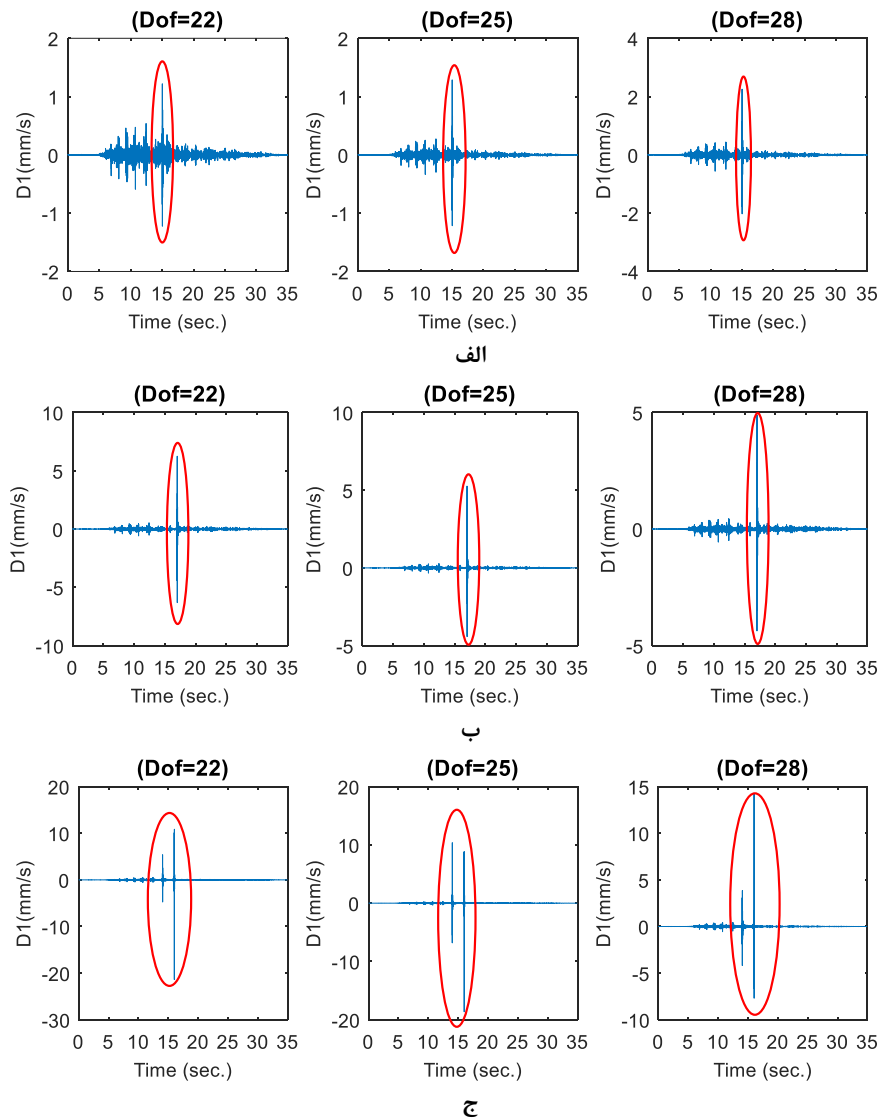
۵- مطالعات عددی

صورت زیر بیان کرد:

برای نمایش کارایی روش پیشنهادی برای آشکارسازی آسیب در اتصالات تحت تحریک زمین لرزه از دو مقاب خمشی فولادی پنج طبقه یک دهانه و ده طبقه دو دهانه استفاده شده است که جهت مدل سازی المان محدود و تحلیل و آشکارسازی آسیب از نرم افزار MATLAB (2016) استفاده شده است. در تحقیق حاضر از دو شتاب نگاشت مختلف برای تحریک سازه های آسیب دیده استفاده شده است. مشخصات شتاب نگاشت های به کار رفته در جدول ۱ و تاریخچه زمانی شتاب زمین در شکل ۲ ارائه شده است. به طور کلی روند انجام کار به صورت زیر است:

$$r(t) = A_j(t) + \sum_{j \leq l} D_j(t) \quad (17)$$

در نهایت حداکثر مقادیر جزئیات تاریخچه زمانی پاسخ سازه می تواند زمان رخداد آسیب در اتصالات سازه را نشان دهد. انتخاب تابع موجک مادر می تواند تأثیر فراوانی بر نتایج تحقیق داشته باشد. در تحقیق حاضر با بررسی مقالات متعدد در زمینه تشخیص آسیب در سازه ها و با استفاده از روش آزمون و خطا تابع موجک مادر Biorthogonal spline (bior6.8) انتخاب شده است (شکل ۱).



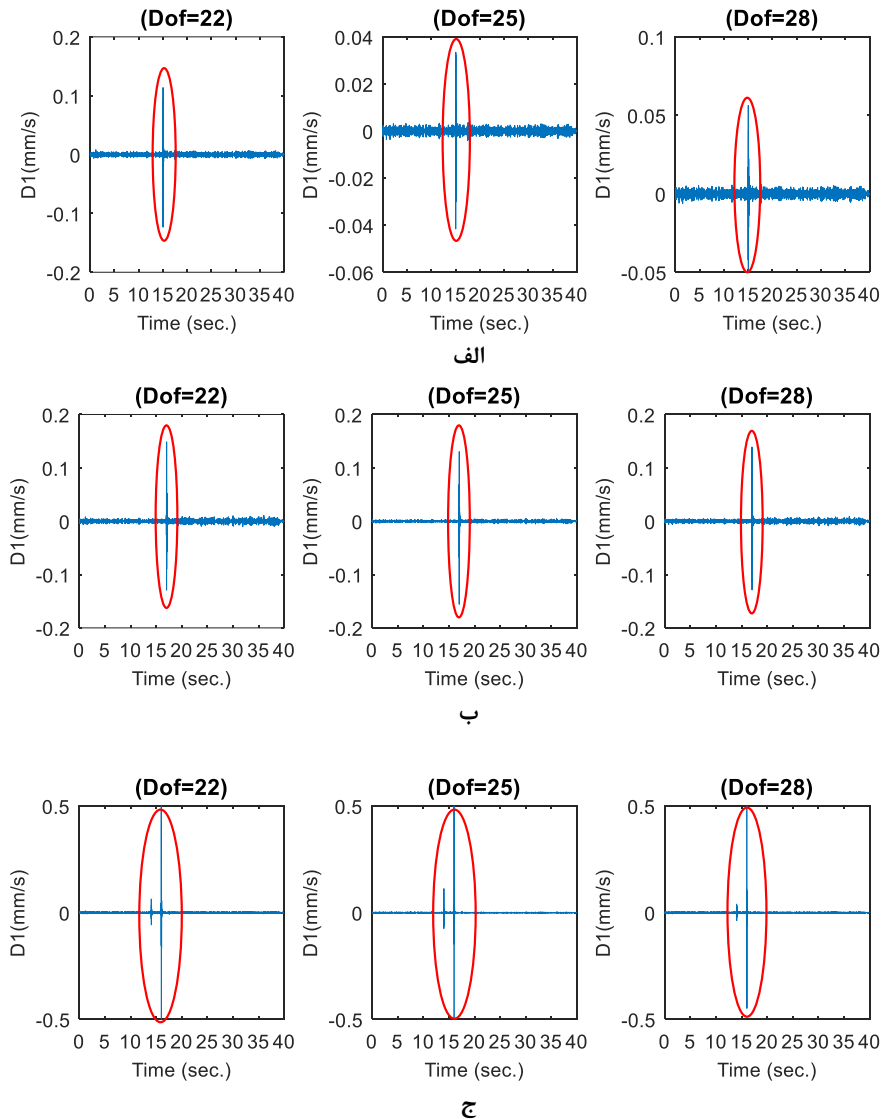
شکل ۵. مقادیر جزئیات تاریخیچه زمانی پاسخ سرعت قاب پنج طبقه در درجات آزادی ۲۲، ۲۵ و ۲۸ تحت زلزله کوچالی (الف) حالت آسیب دیده اول (ب) حالت آسیب دیده دوم (ج) حالت آسیب دیده سوم

Fig. 5. Detail coefficients of velocity responses for five story frame in Degree of freedoms no. 22, 25, 28 under Kocaeli earthquake for a) First damage case b) Second damage case c) Third damage case

تشکیل ماتریس های جرم و سختی اعضا بر اساس روابط ۲ و ۵؛ پس از تشکیل ماتریس های جرم و سختی اعضا اقدام به سرهم بندی آن ها در ماتریس کلی جرم و سختی سازه خواهد شد.

محاسبه پاسخ سرعت سازه مورد مطالعه در درجات آزادی مختلف سازه بر اساس رابطه ۸؛ در تحقیق حاضر برای حل معادله حرکت سازه مورد مطالعه تحت تحریک شتاب زمین لرزه از فضای حالت استفاده شده است. لازم به توضیح است که پاسخ های سرعت نسبت به آسیب در محل اتصالات دارای حسایت بالایی می باشند؛ لذا در تحقیق حاضر از تاریخیچه زمانی

در نظر گرفتن درصد گیرداری اتصالات بر اساس سناریو فرض شده آسیب: در این مرحله مقدار P_e و P_f که به ترتیب درصد گیرداری اتصالات دو انتهای عضو است در نظر گرفته می شود. به عنوان نمونه اگر میزان آسیب اتصالات یک عضو ۳۰ درصد لحاظ شوند می بایست مقادیر P_e و P_f در انتهای عضو به میزان ۷۰٪ در نظر گرفته شود. لازم به توضیح است که با توجه به فرض نمودن وضعیت آسیب در اتصالات، از رابطه ۱ استفاده نشده است و به صورت فرضی درصدی برای P_i در دو انتهای عضو در نظر گرفته شده است.



شکل ۶. مقادیر جزئیات تاریخیچه زمانی پاسخ قاب پنج طبقه در درجات آزادی ۲۲، ۲۵ و ۲۸ تحت زلزله هالیستر الف) حالت آسیب دیده اول ب) حالت آسیب دیده دوم ج) حالت آسیب دیده سوم

Fig. 6. Detail coefficients of velocity responses for five story frame in Degree of freedoms no. 22, 25, 28 under Hollister earthquake for a) First damage case b) Second damage case c) Third damage case

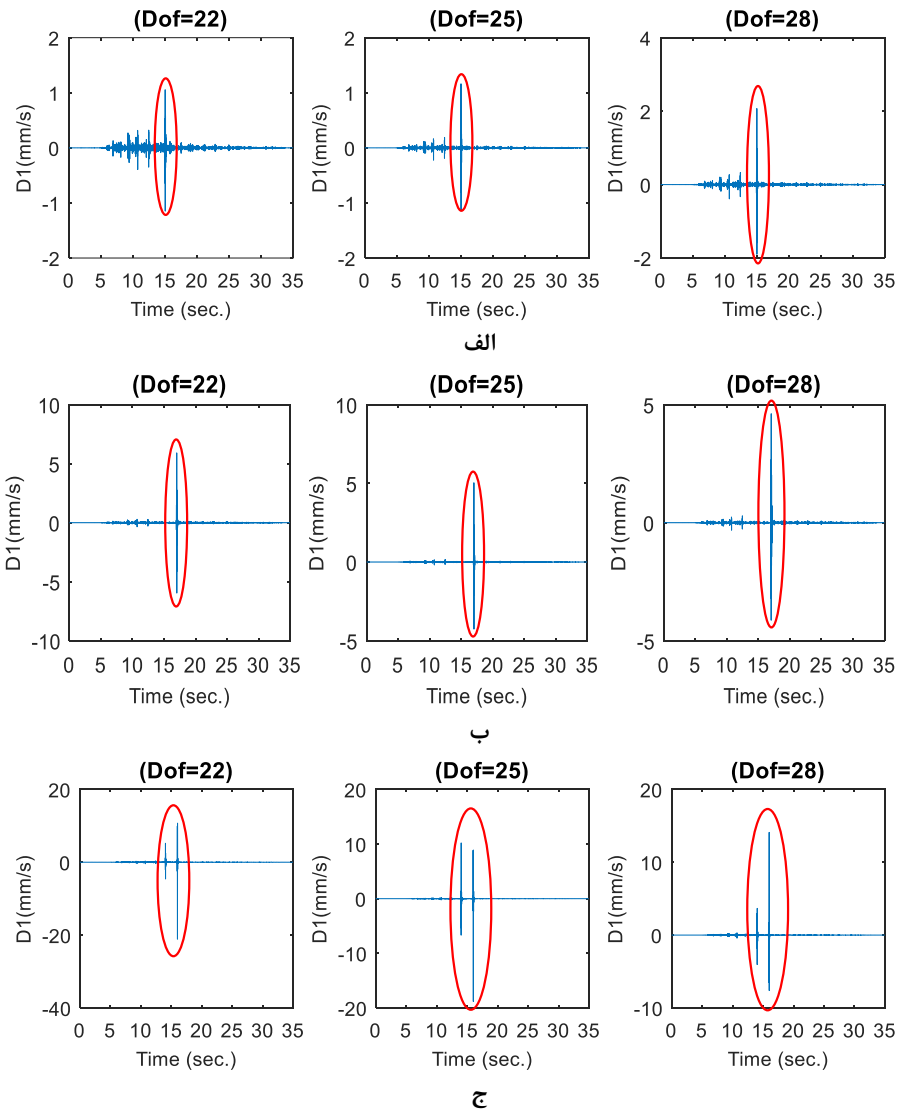
۱-۵- قاب فولادی پنج طبقه یک دهانه

قاب فولادی پنج طبقه یک دهانه در نظر گرفته شده در شکل ۴ نشان داده شده است. قاب مورد مطالعه شامل ۱۰ المان ستون و ۵ المان تیر و ۱۰ گره و شامل ۳۰ درجه آزادی است که در محل گره ها نشان داده شده است. لازم به توضیح است که شماره گذاری مربوط به درجات آزادی در محل گره ها نمایش داده شده است. برای قاب خمشی در نظر گرفته شده، مشخصات مصالح شامل مدول یانگ برابر ۲۰۰ گیگاپاسکال و چگالی ۷۸۵۰

سرعت برای محاسبه ضرائب جزئیات تبدیل موجک استفاده شده است.

محاسبه مقادیر ضرائب جزئیات تبدیل موجک بر اساس رابطه ۱۷: در زمان تشکیل آسیب در محل اتصالات جهش ناگهانی در مقادیر ضرائب جزئیات تبدیل موجک ایجاد می شود که نشان دهنده وجود آسیب در اتصالات سازه خواهد بود.

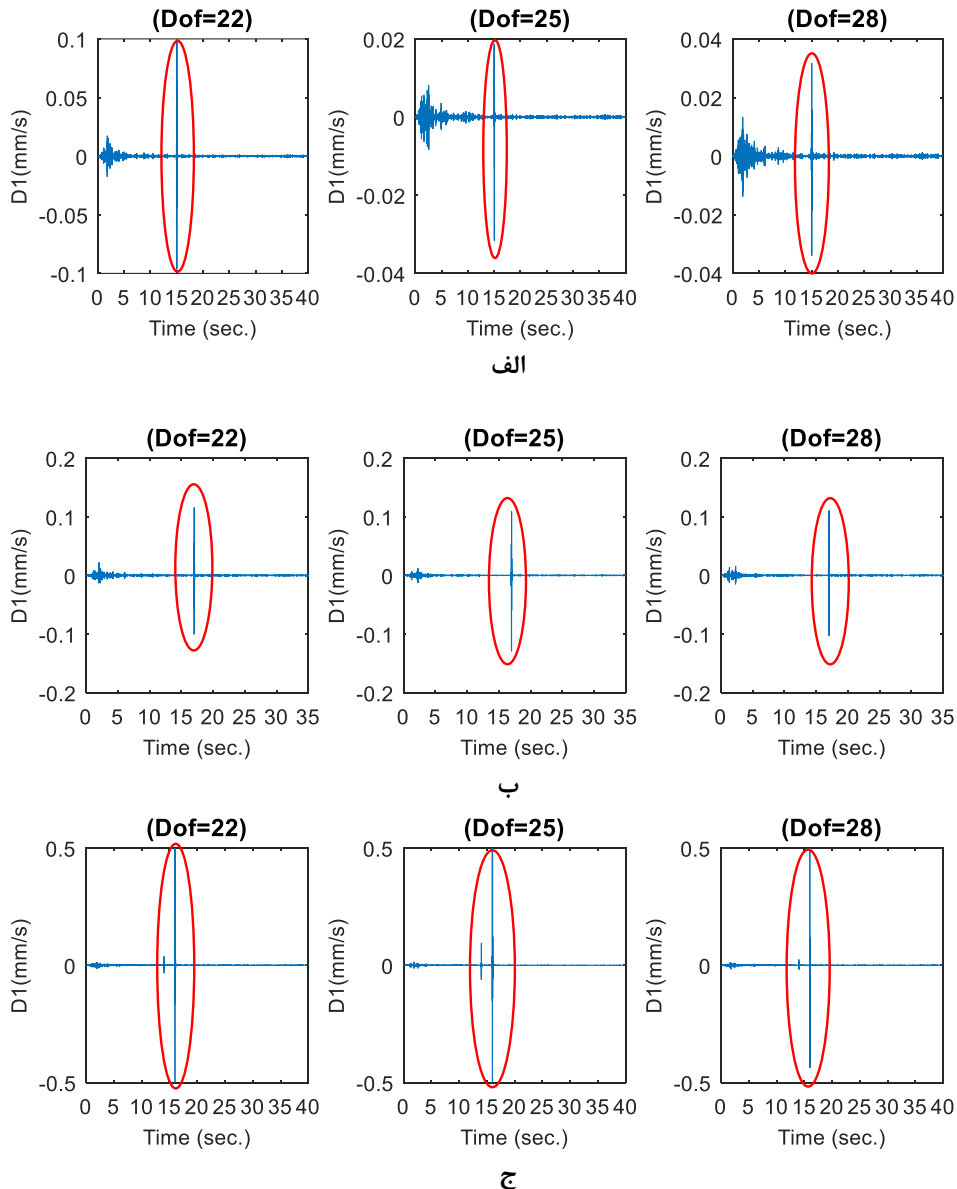
همچنین مراحل روش پیشنهادی در تحقیق حاضر به طور خلاصه در شکل ۳ ارائه شده است.



شکل ۷. مقادیر جزئیات تاریخیچه زمانی پاسخ قاب پنج طبقه با در نظر گرفتن ۵٪ نویز در درجات آزادی ۲۲، ۲۵ و ۲۸ تحت زلزله کوجالی (الف) حالت آسیب دیده اول (ب) حالت آسیب دیده دوم (ج) حالت آسیب دیده سوم
 Fig. 7. Detail coefficients of velocity responses for five story frame in Degree of freedoms no. 22, 25, 28 under Kocaeli earthquake considering 5% noise for a) First damage case b) Second damage case c) Third damage case

لرزه به میزان ۲۰٪ دچار آسیب گشته اند. لازم به توضیح است که سناریوهای فوق به صورت تصادفی انتخاب شده است. در حالت سوم فرض بر آن است که اتصالات اعضای ۱۱ و ۱۲ در ثانیه ۱۴ به میزان ۲۵٪ و اتصالات اعضای ۱۴ و ۱۵ در ثانیه ۱۶ به میزان ۳۵٪ دچار آسیب گشته اند. برای بررسی میزان تأثیر آسیب در محل اتصالات بر روی رفتار دینامیکی قاب پنج طبقه مقادیر زما های تناوب مربوط به پنج مود اول قاب پنج طبقه در چهار حالت قاب سالم و قاب با در نظر گرفتن سه حالت مختلف آسیب در اتصالات در جدول ۲ ارائه شده است.

کیلوگرم بر مترمکعب در نظر گرفته شده است. سطح مقطع و ممان اینرسی برای اعضای تیر برابر ۰/۰۱۶۱ متر مربع و m^4 و برای ستون ها برابر ۰/۰۱۷۱ متر مربع و m^4 در نظر گرفته شده است. در قاب مورد مطالعه سه حالت آسیب در محل اتصالات در نظر گرفته شده است: در حالت اول فرض بر آن است که اتصالات در اعضای شماره ۱۳ و ۱۵ در ثانیه ۱۵ زمین لرزه به میزان ۳۰٪ دچار آسیب گردند. در حالت دوم اتصالات در کلیه اعضا در ثانیه ۱۷ زمین



شکل ۸. مقادیر جزئیات تاریخیچه زمانی پاسخ قاب پنج طبقه با در نظر گرفتن ۵٪ نویز در درجات آزادی ۲۲، ۲۵ و ۲۸ تحت زلزله هالیستر (الف) حالت آسیب دیده اول (ب) حالت آسیب دیده دوم

Fig. 8. Detail coefficients of velocity responses for five story frame in Degree of freedoms no. 22, 25, 28 under Hollister earthquake considering 5% noise for a) First damage case b) Second damage case c) Third damage case

به درستی آشکارسازی شده است (جهش ناگهانی در ثانیه ۱۵ام به دلیل ایجاد آسیب در اتصالات). در حالت دوم، آسیب در ثانیه ۱۷ام در محل اتصالات ایجاد شده است که در شکل های ۵ و ۶ ب به درستی تشخیص داده شده است. همچنین در حالت سوم آسیب در محل اتصالات در دو مرحله تشیل شده است. در مرحله اول در ثانیه ۱۴ تعدادی از اتصالات دچار آسیب گشته و در ثانیه ۱۶ام بخش دیگری از اتصالات آسیب را تجربه کرده اند. همان طور که در شکل های ۵

همان طور که دیده می شود، وجود آسیب در محل اتصالات باعث کاهش سختی سازه و افزایش پیروی آن می شود.

پس از تجزیه سیگنال های مربوط به تاریخیچه زمانی پاسخ سرعت تحت شتاب نگاشت های کوچالی و هالیستر، مقادیر جزئیات تبدیل موجک در درجات آزادی ۲۲، ۲۵ و ۲۸ استخراج شده است که در شکل های ۵ و ۶ نمایش داده شده است. در حالت اول، آسیب در محل اتصالات در ثانیه ۱۵ رخ داده است که در شکل های ۵ و ۶ الف

تحقیق حاضر ۵٪ نوفه تصادفی به پاسخ سرعت سازه اعمال گشته است. در ادامه و برای کاهش اثرات نوفه از یک روش سه مرحله ای استفاده شده است. در مرحله اول سیگنال تاریخچه زمانی پاسخ سازه با استفاده تبدیل موجک در سطوح مختلف تجزیه شده است. مرحله دوم شامل تعیین حد آستانه و استفاده از حد آستانه نرم برای ضرایب جزئیات است. در نهایت بازسازی سیگنال تاریخچه زمانی پاسخ سازه با استفاده از ضرائب تقریب اصلی و ضرایب جزئیات اصلاح شده در سطوح مختلف انجام شده است. نتایج به دست آمده با وجود نوفه در داده های اندازه گیری شده در شکل های ۷ و ۸ ارائه گشته است.

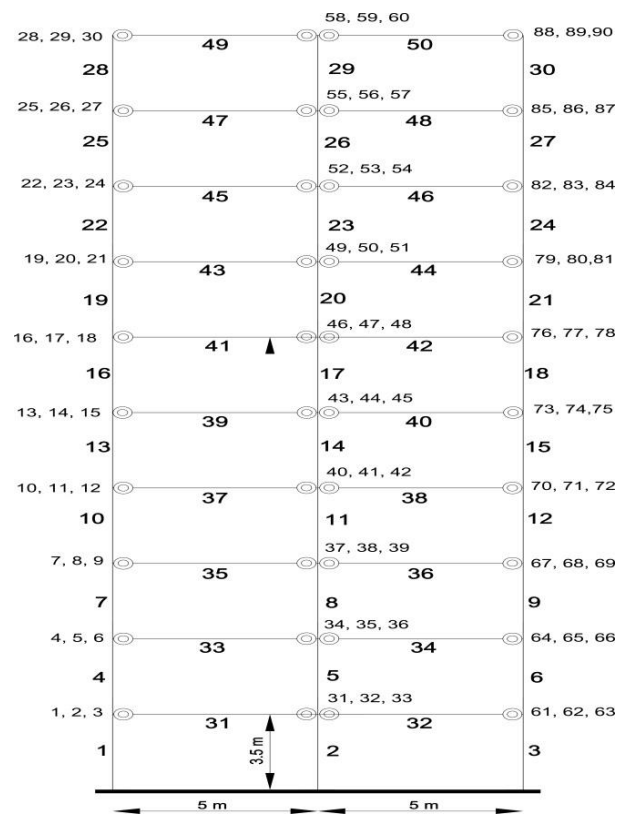
شکل های ۷ و ۸ مقادیر جزئیات پاسخ سرعت قاب پنج طبقه با در نظر گرفتن ۵٪ نوفه در درجات آزادی ۲۲، ۲۵ و ۲۸ تحت زلزله های کوجالی و هالیستر را در سه حالت آسیب نشان می دهد. می توان مشاهده کرد که روش پیشنهادی علی رغم وجود نوفه در داده های اندازه گیری توانسته است زمان وقوع آسیب در اتصالات را به درستی نشان دهد.

۵-۲- قاب خمشی فولادی ده طبقه دو دهانه

قاب خمشی فولادی ده طبقه دو دهانه در نظر گرفته شده در شکل ۹ نشان داده شده است. قاب مورد مطالعه شامل ۳۰ المان ستون و ۲۰ المان تیر و ۳۰ گره و شامل ۹۰ درجه آزادی است که در محل گره ها نشان داده شده است. همچنین شماره گذاری مربوط به درجات آزادی در محل گره ها نمایش داده شده است. برای قاب فولادی در نظر گرفته شده، مشخصات مصالح شامل مدول یانگ برابر ۲۰۰ گیگاپاسکال و چگالی ۷۸۵۰ کیلوگرم بر متر مکعب در نظر گرفته شده است. سطح مقطع و ممان اینرسی برای اعضای تیر برابر ۰/۰۱۶۱ متر مربع و 0.030820 m^4 و برای ستون ها برابر ۰/۰۱۷۱ متر مربع و 0.03666 m^4 در نظر گرفته شده است.

در قاب ده طبقه سه حالت آسیب در محل اتصالات به صورت زیر در نظر گرفته شده است:

- در حالت اول فرض بر آن است که اتصالات در اعضای شماره ۳۳، ۳۷ و ۴۸ در ثانیه ۲۰ زمین لرزه به میزان ۳۰٪ دچار آسیب گردند.
- در حالت دوم اتصالات در اعضای شماره ۳۱، ۴۰، ۴۵ و ۵۰ در ثانیه ۱۳ زمین لرزه به میزان ۴۰٪ دچار آسیب گردند.



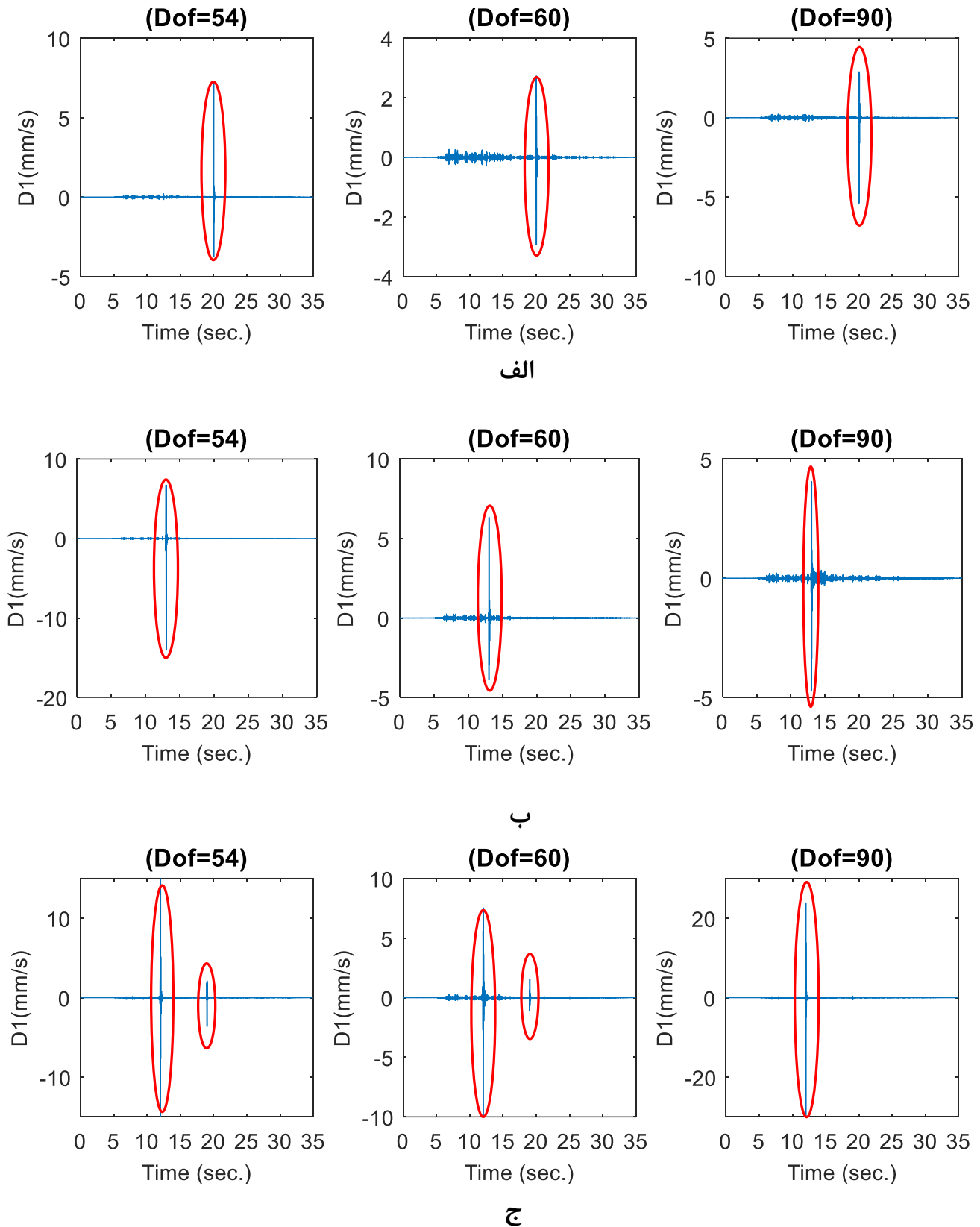
شکل ۹. مدل اجزا محدود قاب فولادی ۱۰ طبقه
Fig. 9. Finite element model of ten story steel frame

و ۶ ج مشاهده می گردد، روش پیشنهادی توانسته است زمان وقوع آسیب ها در سازه را نشان دهد.

شکل ۵ مقادیر جزئیات تبدیل موجک مربوط به تاریخچه زمانی سرعت قاب پنج طبقه در درجات آزادی ۲۲، ۲۵ و ۲۸ تحت زلزله کوجالی و در سه حالت مختلف آسیب در محل اتصالات را نشان می دهد. همان طور که در شکل های بالا مشاهده می شود، روش پیشنهادی توانسته است زمان وقوع آسیب در اتصالات را به دقت نشان دهد.

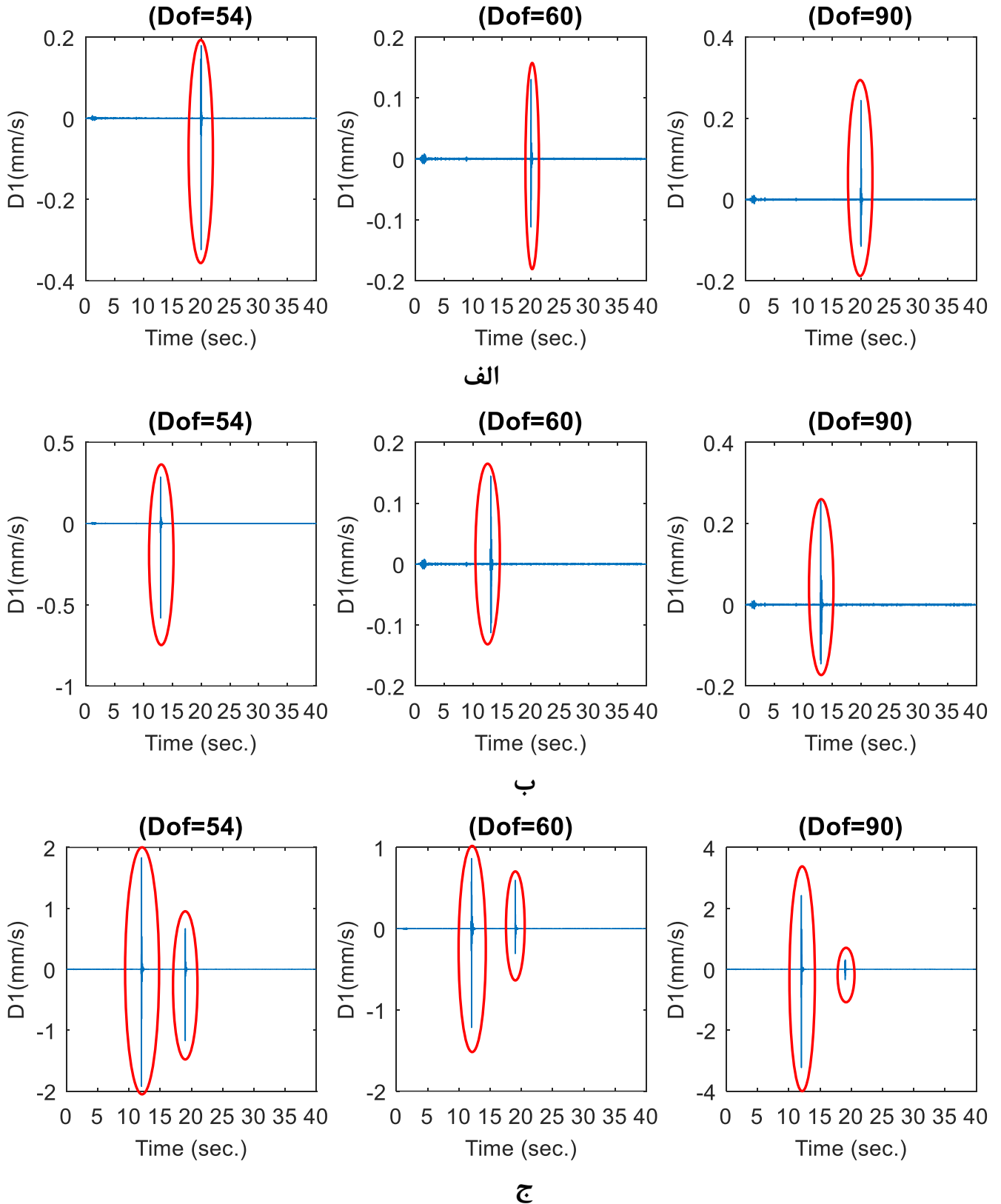
شکل ۶ مقادیر جزئیات پاسخ سرعت قاب پنج طبقه در درجات آزادی ۲۲، ۲۵ و ۲۸ تحت زلزله هالیستر برای سه حالت فرضی آسیب در اتصالات را نشان می دهد. نتایج ارائه شده بیانگر کارایی روش ارائه شده برای شناسایی زمان وقوع آسیب در اتصالات قاب های فولادی تحت تحریک زمین لرزه می باشد.

با توجه به اینکه داده های اندازه گیری شده ممکن است دارای نوفه مربوط به خطاهای اندازه گیری باشند، لذا در نظر گرفتن اثرات نوفه در پاسخ های اندازه گیری شده لازم به نظر می رسد. لذا در



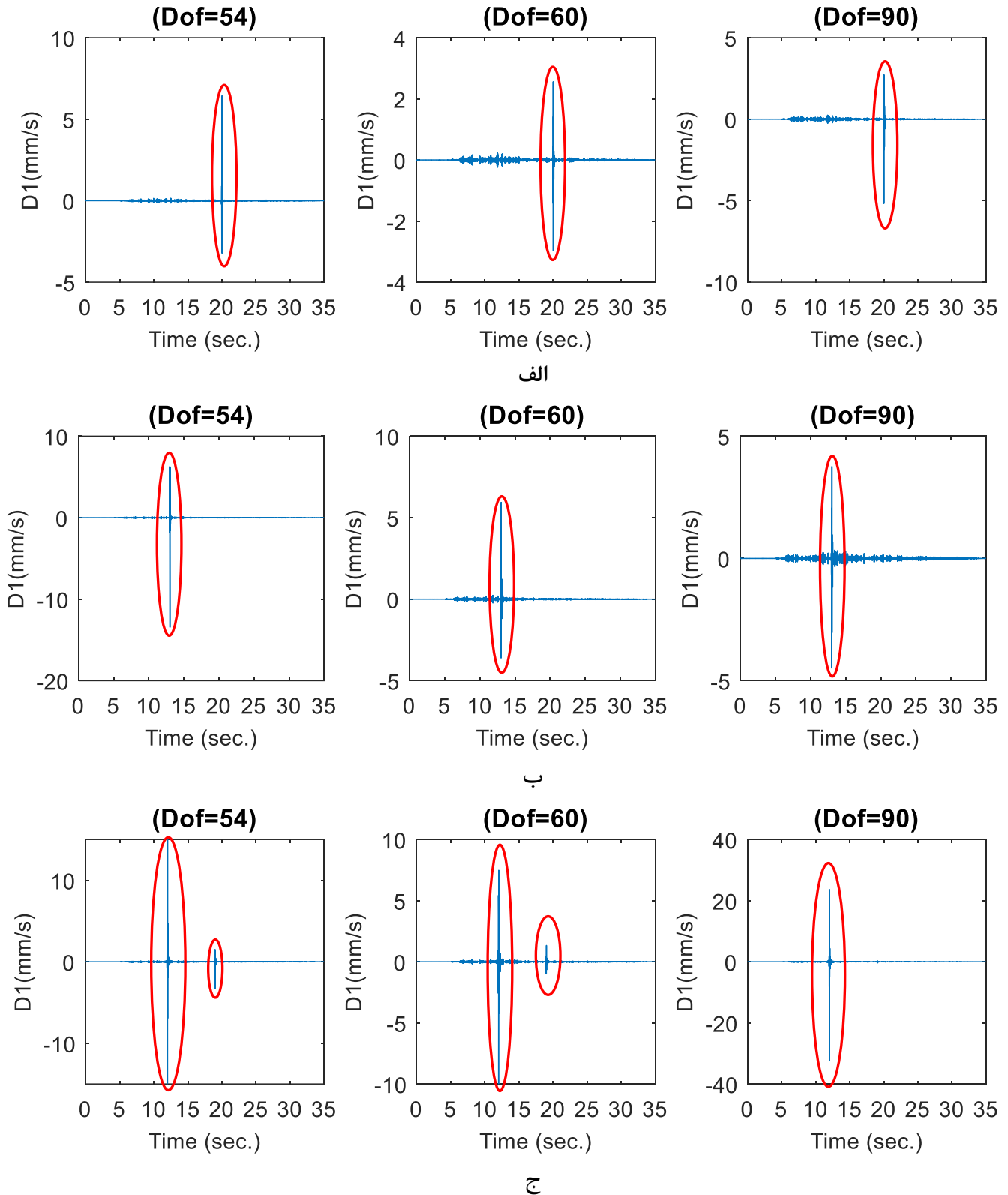
شکل ۱۰. مقادیر جزئیات تاریخچه زمانی پاسخ قاب ده طبقه در درجات آزادی ۵۴، ۶۰ و ۹۰ تحت زلزله کوچالی (الف) حالت آسیب دیده اول (ب) حالت آسیب دیده دوم (ج) حالت آسیب دیده سوم

Fig. 10. Detail coefficients of velocity responses for ten story frame in Degree of freedoms no. 54, 60, 90 under Kocaeli earthquake for a) First damage case b) Second damage case c) Third damage case



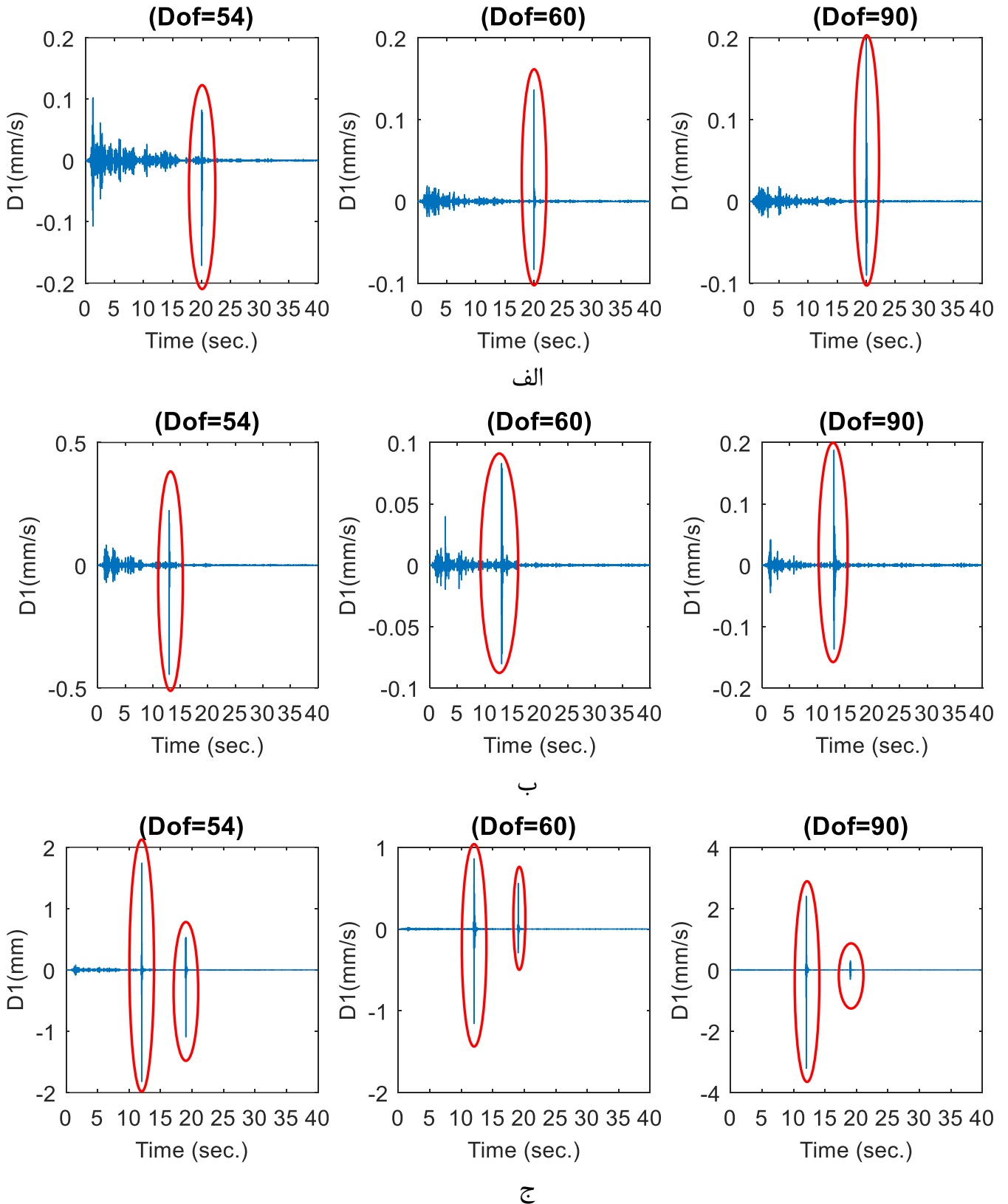
شکل ۱۱. مقادیر جزئیات تاریخیچه زمانی پاسخ قاب ده طبقه در درجات آزادی ۵۴، ۶۰ و ۹۰ تحت زلزله هالیستر الف) حالت آسیب دیده اول ب) حالت آسیب دیده دوم ج) حالت آسیب دیده سوم

Fig. 11. Detail coefficients of velocity responses for ten story frame in Degree of freedoms no. 54, 60, 90 under Hollister earthquake for a) First damage case b) Second damage case c) Third damage case



شکل ۱۲. مقادیر جزئیات تاریخیچه زمانی پاسخ قاب ده طبقه با در نظر گرفتن ۵٪ نوفه در درجات آزادی ۵۴، ۶۰ و ۹۰ تحت زلزله کوجالی الف) حالت آسیب دیده اول ب) حالت آسیب دیده دوم ج) حالت آسیب دیده سوم

Fig. 12. Detail coefficients of velocity responses for ten story frame in Degree of freedoms no. 54, 60, 90 under Kocaeli earthquake considering 5% noise for a) First damage case b) Second damage case c) Third damage case



شکل ۱۳. مقادیر جزئیات تاریخیچه زمانی پاسخ قاب ده طبقه با در نظر گرفتن ۵٪ نویز در درجات آزادی ۵۴، ۶۰ و ۹۰ تحت زلزله هالیستر (الف) حالت آسیب دیده اول (ب) حالت آسیب دیده دوم (ج) حالت آسیب دیده سوم

Fig. 13. Detail coefficients of velocity responses for ten story frame in Degree of freedoms no. 54, 60, 90 under Hollister earthquake considering 5% noise for a) First damage case b) Second damage case c) Third damage case

جدول ۳. مقادیر زمانهای تناوب (ثانیه) مربوط به پنج مود اول قاب ده طبقه

Table 3. First five mode's natural priods (seconds) for ten story frame

| حالت سالم | حالت آسیب دیده اول | حالت آسیب دیده دوم | حالت آسیب دیده سوم | |
|-----------|--------------------|--------------------|--------------------|----------------|
| | | | پس از آسیب دوم | پس از آسیب اول |
| ۰/۵۱۶ | ۰/۵۵۶ | ۰/۵۷۷ | ۰/۵۵۳ | ۰/۶۰۱ |
| ۰/۱۶۶ | ۰/۱۸۲ | ۰/۱۸۶ | ۰/۱۸۱ | ۰/۱۹۵ |
| ۰/۰۹۴ | ۰/۱۰۰ | ۰/۱۰۴ | ۰/۱۰۱ | ۰/۱۰۹ |
| ۰/۰۶۳ | ۰/۰۶۸ | ۰/۰۷۲ | ۰/۰۶۸ | ۰/۰۷۲ |
| ۰/۰۴۶ | ۰/۰۴۹ | ۰/۰۵۱ | ۰/۰۵۰ | ۰/۰۵۳ |

ناگهانی در ضرایب جزئیات وجود دارد. هرچند که در شکل ۱۰ ج که مربوط به زلزله کوچالی و درجه آزادی ۹۰ است، خطاهایی وجود دارد و نتوانسته است آسیب در ثانیه ۱۹ را به درستی نشان دهد (جهش ناگهانی فقط در ثانیه ۱۲ رخ داده است).

در بخش دیگری از پژوهش حاضر به کارایی روش پیشنهادی با وجود ۵٪ نوفه در داده های اندازه گیری شده قاب ده طبقه پرداخته شده است. همان طور که در مثال قبلی توضیح داده شد، برای کاهش اثرات وجود نوفه از یک روش سه مرحله ای حذف نوفه از داده ها استفاده شده است. به عبارت دیگر ابتدا ۵٪ نوفه به صورت تصادفی به تاریخچه زمانی پاسخ سرعت اعمال شده و سپس با اعمال روش پیشنهادی به کاهش اثرات نوفه پرداخته شده است. نتایج به دست آمده در شکل های ۱۲ و ۱۳ نشان داده شده است. همان طور که مشاهده می شود، علی رغم وجود نوفه در داده های اندازه گیری شده، روش پیشنهادی توانسته است زمان وقوع آسیب در اتصالات را تحت زمین لرزه های کوچالی و هالیستر به درستی نشان دهد. لازم به توضیح است که خطاهایی در درجه آزادی ۹۰ تحت زلزله کوچالی وجود دارد (شکل ۱۲ ج) و آسیب در ثانیه ۱۹ به درستی شناسایی نشده است.

۶- نتیجه گیری

با توجه به اینکه روش های پیشین ارائه شده برای شناسایی زمان وقوع آسیب مربوط به اعضای سازه ای می باشند؛ لذا در تحقیق حاضر روشی مؤثر برای شناسایی زمان وقوع آسیب در اتصالات قاب های فولادی ارائه شده است. برای در نظر گرفتن آسیب در اتصالات اقدام به مدل سازی اتصالات به صورت نیمه صلب شد که در حالت سالم درصد گیرداری آن ۱۰۰ درصد و در حالت آسیب دیده، درصد گیرداری کاهش می یابد. در مطالعه حاضر دو قاب فولادی پنج و ده طبقه مدل سازی شد و تاریخچه زمانی سرعت آن در درجات آزادی مختلف به دست آمد. برای هر یک از سازه های مورد مطالعه سه حالت آسیب در اتصالات و در زمان های مختلف حین وقوع زمین لرزه فرض شده است. با استفاده از تبدیل موجک پاسخ سرعت سازه آسیب دیده تجزیه شده و ضرایب جزئیات مربوطه به دست آمده است که مقادیر حداکثر این ضرایب در زمان وقوع آسیب در اتصالات است. نتایج به دست آمده از تحقیق حاضر

در حالت سوم اتصالات در مرحله اول در اعضای شماره ۳۲، ۳۴ و ۳۵ به میزان ۴۰٪ در ثانیه ۱۲ زمین لرزه دچار آسیب شده و در مرحله دوم در اعضای شماره ۳۶، ۳۸ و ۳۹ به میزان ۳۰٪ در ثانیه ۱۹ دچار آسیب گشته اند.

برای بررسی تأثیر آسیب در محل اتصالات بر روی رفتار دینامیکی قاب ده طبقه مورد مطالعه مقادیر زمان های تناوب مربوط به پنج مود اول قاب ده طبقه در چهار حالت قاب سالم و قاب با در نظر گرفتن سه حالت مختلف آسیب در اتصالات، در جدول ۳ ارائه شده است. می توان مشاهده نمود که با ایجاد آسیب در اتصالات قاب خمشی مقادیر زمان های تناوب نسبت به حالت سالم افزایش یافته است.

پس از تجزیه سیگنال مربوط به تاریخچه زمانی پاسخ سرعت در درجات آزادی ۵۴، ۶۰ و ۹۰ ضرایب جزئیات تبدیل موجک استخراج شده است. همان طور که از شکل های ۱۰ و ۱۱ مشاهده می شود، در لحظه ایجاد آسیب در محل اتصالات مقادیر ضرایب جزئیات، جهش آنی را نشان می دهند که معرف وجود آسیب در سازه است. در حالت اول، آسیب در ثانیه ۲۰م زمین لرزه رخ داده است. همان طور که مشاهده می شود، ضرایب جزئیات دارای جهش آنی در ثانیه ۲۰م است که معرف وجود آسیب در محل اتصالات خواهد بود. همچنین آسیب در حالت دوم در ثانیه ۱۳ رخ داده که می توان جهش ضرایب جزئیات را در شکل های ۱۰ و ۱۱ ب و در ثانیه ۱۳ مشاهده نمود. در حالت سوم آسیب در دو مرحله اتفاق افتاده است. همان طور که در شکل های ۱۰ و ۱۱ ج مشاهده می شود، در ثانیه های ۱۲ و ۱۹م که آسیب در محل اتصالات رخ داده، جهش

696.

- [9] M. Vafaei, A. B. Adnan, Seismic damage detection of tall airport traffic control towers using wavelet analysis, *Structure and Infrastructure Engineering*, 10(1) (2014) 106-127.
- [10] B. Asgarian, V. Aghaeidoost, H.R. Shokrgozar, Damage detection of jacket type offshore platforms using rate of signal energy using wavelet packet transform, *Marine Structures*, 45 (2016) 1-21.
- [11] A. Ezzodin, H. Naderpour, A. Kheyroddin, G. Ghodrati Amiri, Damage Localization and Quantification of Beams Using Wavelet Transform, *Journal of Modeling in Engineering*, 12 (39) (2015) 1-11. doi: 10.22075/jme.2017.1687 (in Persian)
- [12] A. Bagheri, S.S. Kourehli, Damage detection of structures under earthquake excitation using discrete wavelet analysis, *Asian journal of civil engineering (BHRC)*, 14 (2) (2014) 289-304.
- [13] A. Amoozadeh, A. M. Fadavi, A. Z. Hosseinzadeh, G. G. Amiri, Processing of Structural Responses via Wavelet Transform for Detecting Damages under Earthquake Excitation, *Moades civil engineering journal*, 16 (20) 2017 103-117 (in Persian).
- [14] H. N. Katkhuda, H. M. Dwairi, N. Shatarat, System identification of steel framed structures with semi-rigid connections, *Structural engineering & mechanics*, 34(3) (2010) 351.
- [15] B. Nanda, D. Maity, D.K. Maiti, Modal parameter based inverse approach for structural joint damage assessment using unified particle swarm optimization, *Applied Mathematics and Computation*, 242 (2014) 407-422.
- [16] T. Yin, Q.H. Jiang, K.V. Yuen, Vibration-based damage detection for structural connections using incomplete modal data by Bayesian approach and model reduction technique, *Engineering Structures*, 132 (2017) 260-277.
- [17] H. Katkhuda, N. Shatarat, K. Hyari, Damage detection in steel structures with semi-rigid connections using unscented Kalman filter,

بیانگر عملکرد مطلوب تبدیل موجک برای شناسایی آسیب در محل اتصالات سازه های فولادی است، به طوری که توانسته است زمان وقوع آسیب در محل اتصالات را با وجود نوفه به درستی شناسایی نماید.

مراجع

- [1] C. W. Wong, W. H. Mak, J. M. Ko, System and parametric identification of flexible connections in steel framed structures, *Engineering Structures*, 17(8) (1995) 581-595.
- [2] L. Xu. On the minimum-maximum bending moment and the least-weight design of semi-rigid beams, *Structural and Multidisciplinary Optimization*, 21(4) (2001) 316-321.
- [3] A. Csébfalvi, Optimal design of frame structures with semi-rigid joints, *Periodica Polytechnica Civil Engineering*, 51(1) (2007) 9-15.
- [4] T. Türker, M.E. Kartal, A. Bayraktar, M. Muvafik, Assessment of semi-rigid connections in steel structures by modal testing, *Journal of Constructional Steel Research*, 65(7) (2009) 1538-1547.
- [5] J. Goggins, B. Broderick, B. Basu, A. Elghazouli, Investigation of the seismic response of braced frames using wavelet analysis, *Struct Control Health Monit*, 14(4) (2007) 627-648.
- [6] S. Nagarajaiah, B. Basu, Output only modal identification and structural damage detection using time frequency and wavelet techniques, *Earthq Eng Eng Vib*, 8(4) (2009) 583-605.
- [7] M. Rucka, K. Wilde, Neuro-wavelet damage detection technique in beam, plate and shell structures with experimental validation, *J Theor Appl Mech*, 48(3) (2010) 579-604.
- [8] H.Y. Noh, D.G. Lignos, K. Nair, A.S. Kiremidjian, Development of fragility functions as a damage classification method for steel moment-resisting frames using a wavelet-based damage sensitive feature, *Earthq Eng Struct Dyn*, 41(4) (2012) 681-

- semi-rigid connections, Journal of the Brazilian Society of Mechanical Sciences and Engineering, 26(2) (2004) 174-179.
- [20] M. Misiti, Y. Misiti, G. Oppenheim, J. M. Poggi, Wavelets and their Applications. John Wiley & Sons, 2013.
- International Journal of Structural Integrity, 8(2) (2017) 222-239.
- [18] Eurocode 3, Design of steel structures, Part 1-8: Design of joints, (2003) (BS EN 1993- I-X: 2003).
- [19] M. Soares Filho, M. J. R. Guimarães, C. L. Sahlit, J. L. V. Brito, Wind pressures in framed structures with

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم

S.S. Kourehli, Health Monitoring of Connections in Steel Frames Using Wavelet Transform, Amirkabir J. Civil Eng., 52(3) (2020) 655-672.

DOI: [10.22060/ceej.2018.14815.5750](https://doi.org/10.22060/ceej.2018.14815.5750)

