



صاحب امتیاز: انجمن سازه‌های فولادی ایران

مدیر مسئول: دکتر مجید صادق آذر

سر دبیر: دکتر فرهاد دانشجو

ویراستار: دکتر علیرضا رضائیان

مدیر داخلی: دکتر مجید جمال امید

اعضای هیات تحریریه: (به ترتیب حروف الفبا)

نشریه علمی و پژوهشی

# سازه و فولاد

نشانی:

بزرگراه شیخ فضل ا. نوری - فاز ۲ شهرک  
فرهنگیان - خیابان نارگل - خیابان مروی  
خیابان حکمت - مرکز تحقیقات راه، مسکن و  
شهرسازی - بخش سازه  
انجمن سازه‌های فولادی ایران

تلفن:

۸۸۳۸۴۱۹۹

پایگاه اینترنتی:

[www.iss.ir](http://www.iss.ir)  
[www.journaliss.ir](http://www.journaliss.ir)

مدیر وبسایت: مهندس بهارک صفری

پست الکترونیکی:

[info@iss.ir](mailto:info@iss.ir)

دکتر علی اکبر آقا کوچک	(استاد مهندسی عمران)	دانشگاه تربیت مدرس
دکتر مجتبی ازهری	(استاد مهندسی عمران)	دانشگاه صنعتی اصفهان
دکتر حسین باقرنژاد	(استاد مهندسی عمران)	دانشگاه ماینز آلمان
دکتر ابراهیم ثنایی	(استاد مهندسی عمران)	دانشگاه علم و صنعت ایران
دکتر فرهاد دانشجو	(استاد مهندسی عمران)	دانشگاه تربیت مدرس
دکتر رضا رازانی	(استاد مهندسی عمران)	دانشگاه فنی شیراز
دکتر مجید صادق آذر	(استاد مهندسی عمران)	دانشگاه تهران
دکتر سعید صبوری	(دانشیار مهندسی عمران)	دانشگاه خواجه نصیر الدین طوسی
دکتر حجت عادل	(استاد مهندسی عمران)	دانشگاه اوهایو آمریکا
دکتر مهدی فرشاد	(استاد مهندسی عمران)	انستیتوی تکنولوژی فدرال سوئیس
دکتر شمس‌الدین میردامادی	(استاد مهندسی مواد)	دانشگاه علم و صنعت
دکتر فرزاد نعیم	(استاد مهندسی عمران)	دانشگاه کالیفرنیا جنوبی آمریکا
دکتر سید احمد نور بخش	(استاد مهندسی مکانیک)	دانشگاه تهران
دکتر هشیار نوشین	(استاد مهندسی عمران)	دانشگاه ساری انگلیس

# سازه و فولاد

## اعتبار علمی و پژوهشی

کمیسیون نشریات علمی جمهوری اسلامی ایران در تاریخ ۱۳۸۳/۱۱/۳ موافقت خود در خصوص اعطای درجه علمی و پژوهشی به نشریه سازه و فولاد، تحت امتیاز انجمن سازه‌های فولادی ایران را طی نامه شماره ۳/۲۹۱۰/۹۵ اعلام نمود و طی نامه شماره ۳/۱۱/۸۴۴ مورخ ۸۸/۵/۱۲ مجوز تمدید درجه علمی و پژوهشی به نشریه سازه و فولاد اعطا گردید. همچنین به موجب قانون مطبوعات، وزارت فرهنگ و ارشاد اسلامی، پروانه انتشار این مجله را به شماره ۹۱/۳۳۷۰۱ در تاریخ ۱۳۹۱/۱۱/۱۶ صادر کرده است.

سال بیست و ششم - شماره‌ی سی و سوم

پاییز ۱۴۰۰

مقالات این مجله در پایگاه‌های ذیل نمایه می‌شوند:

۱. پایگاه استنادی علوم جهان اسلام (ISC) <http://www.srlst.com>

۲. پایگاه اطلاعات جهاد دانشگاهی (SID) <http://www.SID.ir>

۳. بانک اطلاعات نشریات کشور (Magiran) <http://www.magiran.com>

## فهرست

انجمن سازه‌های فولادی ایران ..... ۲

۵ ..... بررسی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی دارای فیوزهای برشی با سوراخ‌های بیضی شکل  
Seismic Performance Evaluation of Steel Moment Frames Including Shear Fuse with Elliptic Holes  
بابک محمدزاده، نادر فنائی، سعید اصیل قره باغی

۱۵ ..... ردیابی آسیب مبتنی بر موجک در المان سازه‌ای تیر فولادی  
Wavelet-based Damage Detection of Steel Beam-Structures  
محتشم خان احمدی، حمید محمدی گرفمی، مجید قلهکی، بهزاد دژکام، محمد اقبال میری

۲۹ ..... بررسی عددی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی شاقولی شده پس از زلزله  
Numerical study on the seismic performance of realigned steel moment frames  
محمد یکرنگ نیا، میلاد عابدی قر

۳۷ ..... مطالعه آزمایشگاهی رفتار سیکلی اتصال خمشی فولادی با مقاطع کاهش یافته (RBS) و جان موج‌دار دوزنقه‌ای  
Experimental Study on the Cyclic Behavior of Trapezoidal Corrugated -Web RBS Connections  
غلامرضا نوری، لیلا توکلی، سید حسین حسینی لواسانی، مصطفی نصیری

ارزیابی عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌های بلندمرتبه بتن‌آرمه دارای پس‌نشستگی با در نظر گرفتن اثرات اندرکنش خاک و سازه ..... ۵۳  
Seismic Performance of High-Rise Reinforced Concrete buildings Retrograde with Consideration of Soil and Structure Interaction  
امین پاشایی، اشکان خدابنده لو

۶۷ ..... نمود اثر موده‌های بالاتر در عملکرد لرزه‌ای اسکلت‌های قاب صلب میان مرتبه با رویکرد تحلیلی پوش‌اور مودال  
Demonstration of the effect of higher modes on the seismic performance of middle-rise rigid frame skeletons with modal pushover analysis approach  
ریحانه ربیعی، افشین مشکوه‌الدینی، پیمان همایی

شیوه نگارش ..... ۸۱

فرم عضویت ..... ۸۲

## به نام خالق هستی

فولاد به عنوان مصالحی با مقاومت و دوام بالا و قابلیت شکل‌پذیری از دیر باز نقش عمده در شکل‌گیری تمدن بشری ایفا کرده است، در جوامع مسلمانان نیز بر اساس توصیفات که در قرآن کریم از فولاد به عمل آمده و از آن به عنوان مصالحی با مقاومت بسیار بالا که منفع فراوانی برای مردم دارد یاد شده، همواره از جایگاه خاصی برخوردار بوده است.

امروز با وجود تولید مصالح جدید و پیشرفت‌های که در این زمینه حاصل شده فولاد کماکان به دلیل اقتصادی بودن و سهولت به کارگیری و سایر خصوصیات مثبت توانسته موقعیت خود را در صنایع حفظ کند. به ترتیبی که روز به روز بر مصرف آن در جهان افزوده شده است به طوری که مصرف سرانه فولاد در هر کشور به عنوان شاخصی از توسعه یافتگی آن کشور مطرح است. ایران نیز به عنوان کشوری در حال توسعه با هرم جمعیتی خاص که نیاز روز افزونی به مسکن دارد با مصرف رو به رشد فولاد مواجه است به طوری که مصرف فولاد در بخش عمران و صنعت در کشور ما به رقمی حدود هشت میلیون تن در سال می‌رسد و این روند روبه رشد وجود نهادهایی را می‌طلبد که بر رخدادهای و اقدامات زیر نظارت داشته و آن را به انجام برسانند:

۱. تدوین روش‌های نوین و ارتقای دانش فنی در زمینه سازه‌های فولادی
۲. مدیریت، سامان‌دهی و تعیین راهبردهای تحقیقاتی با توجه به نیاز کشور
۳. اصلاح و توسعه آیین‌نامه‌های مرتبط
۴. رفع اشکالات جامعه مهندسی و به روز نگه داشتن دانش آموختگانی که سال‌ها از دانشگاه دور بوده اند در تمامی زمینه‌های طراحی، نظارت و اجرا.
۵. وارد کردن مباحث اجرایی و کاربردی در دوره‌های دانشگاهی و تقویت ارتباط دانشگاه و صنعت.
۶. تکمیل آموزش در سطوح مختلف نظیر کارگران، استادکاران، فن‌ورزان، راه‌های میانی و سطوح عالی.

در این راستا با همت اساتید محترم دانشگاهی عضو انجمن در مورخ ۸۳/۱۱/۳ از طریق کمیسیون نشریات علمی جمهوری اسلامی ایران مجوز علمی و پژوهشی مجله سازه و فولاد، تحت امتیاز انجمن سازه‌های فولادی ایران به شماره ۳/۲۹۱۰/۹۵ صادر شد.

بدینوسیله از کلیه مهندسين و پژوهشگران محترم دعوت می‌شود که با ارسال مقالات علمی پژوهشی خود ما را در تداوم راه یاری نمایند.

انجمن سازه‌های فولادی ایران

## بررسی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی دارای فیوزهای برشی با سوراخ‌های بیضی شکل

بابک محمدزاده<sup>۱</sup>، نادر فنائی<sup>۲\*</sup>، سعید اصیل قره باغی<sup>۳</sup>

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد سازه، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، تهران

۲- دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، تهران

۳- دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، تهران

\*تهران، صندوق پستی ۴۴۱۶-۱۵۸۷۵، fanaie@kntu.ac.ir

### چکیده

هدف از این پژوهش، بررسی و بهبود عملکرد یک سیستم جذب و استهلاک انرژی در قاب‌های خمشی فولادی، با طول دهانه‌های کوتاه و تیرهای عمیق است. یکی از چالش‌های پیش رو برای طراحی سیستم قاب خمشی فولادی، وجود برخی محدودیت‌های آیین‌نامه‌ای مانند شرایط حداقلی طول دهانه و عمق تیر است که طراحان، به منظور تشکیل مفاصل پلاستیک خمشی در دوسر تیر، ملزم به رعایت آن هستند. با تضعیف قسمتی از تیر در میانه آن، ساز و کار اتلاف انرژی، از خمشی به برشی تبدیل شده و عملاً این نقیصه برطرف می‌گردد. از جمله مطالعات صورت گرفته در مورد تضعیف میانه تیرها، ایجاد سوراخ‌های دایروی شکل در جان تیر می‌باشد. با تغییر شکل سوراخ‌ها از دایروی به بیضی شکل و تغییر در آرایش بیضی‌ها و زوایای محورهای بیضی نسبت به یکدیگر و با حفظ مساحت کسر شده از جان تیر، مطابق مدل‌های ساخته شده در نرم افزار Abaqus و مقایسه پاسخ آرایش‌های سوراخ مختلف بیضی شکل با حالت دایروی شکل، شکل‌پذیری بیشتری گزارش شده است. بدین صورت که در مدل‌هایی که از ترکیب سوراخ‌های بیضی قائم و افقی در آنها استفاده شده است، اتلاف انرژی بیشتری نسبت به سایر حالات بیضی شکل مشاهده شده و ۱۶ درصد اتلاف انرژی بیشتری نسبت به حالت دایروی محاسبه شده است.

### واژگان کلیدی

قاب خمشی فولادی، فیوز برشی، سوراخ دایروی، سوراخ بیضی، اتلاف انرژی

## Seismic performance evaluation of steel moment frames including shear fuse with elliptic holes

B. Mohammadzade, N. Fanaie, S.A. Gharebaghi

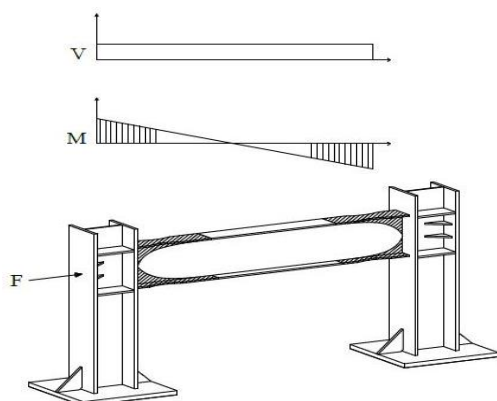
### Abstract

The purpose of this study is to investigate and improve the performance of energy absorption and dissipation system in the steel moment frames with short span lengths and deep beams. One of the challenges for designing a steel moment frame system is the existence of some code limitations such as minimum span length and beam depth that designers are required to follow in order to form the plastic hinges at both beam ends. By weakening a part of the beam in its middle, the mechanism of energy dissipation is changed from bending to shear, and this defect is practically eliminated. One of the studies on weakening the middle of the beams is to make circular holes in the beam web. By changing the shape of holes from circular to elliptic and changing the arrangement of the elliptic holes and the angles of the elliptical axes relative to each other and by maintaining constant the hole area reduced from the beam web, according to the models built in Abaqus software and comparing the response of different hole arrangements with circular ones, more ductility has been reported. Thus, in the models in which a combination of vertical and horizontal elliptical holes is used, more energy dissipation has been observed compared to other elliptical cases and 16% more energy dissipation has been calculated compared to the circular case.

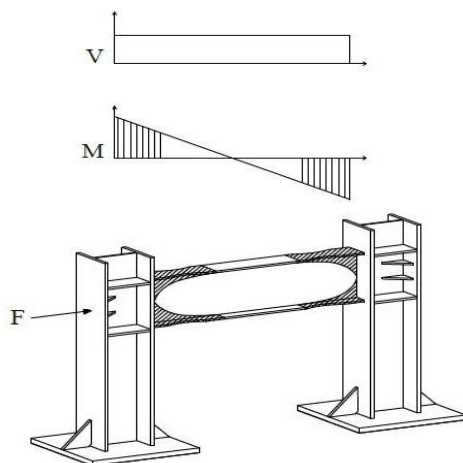
### Keywords

Steel moment frame, Shear fuse, Circular hole, Elliptic hole, Energy dissipation

در قاب "الف" که ارضاء کننده شرایط آیین نامه‌ای است، طول مفصل پلاستیک و متعاقباً انرژی تلف شده بیشتری نسبت به قاب "ب" وجود دارد.



الف) نسبت طول دهانه به عمق تیر برابر ۷



ب) نسبت طول دهانه به عمق تیر برابر ۴

شکل ۱- مفصل پلاستیک و نمودار لنگر خمشی در طول تیر [۵]

در یک قاب خمشی می‌توان با تضعیف عمودی تیر در وسط دهانه آن، سازو کار استهلاک انرژی را از خمشی به برشی تبدیل کرد و در این تحقیق برای بهبود عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی با فیوز برشی سوراخ‌دار، شکل سوراخ‌ها از دایروی به مدل‌های مختلف بیضی شکل تغییر داده شده و با استفاده از نرم افزار اجزاء محدود Abaqus مطالعات عددی انجام شده و مزیت سوراخ‌های بیضی نسبت به سوراخ‌های دایروی در قاب‌های دارای فیوز برشی به صورت کمی بررسی شده است.

## ۲- مطالعات صورت گرفته پیرامون مسأله

مطالعات گسترده‌ای پیرامون موضوع ذکر شده و ساز و کارهای جدید برای قاب‌های خمشی انجام گرفته که عمده آن‌ها بر

تا کنون سازه‌های بلند مرتبه بسیاری با بکارگیری سیستم باربر جانبی قاب‌های خمشی در جهان طراحی و اجرا شده‌اند. پیش از دهه ۹۰ میلادی قاب‌های خمشی همواره جزء پرطرفدارترین و ایمن ترین سازه‌های فولادی به حساب می‌آمدند. قاب‌های خمشی دارای اعضایی بودند که به تصور طراحان وقت، قابلیت تحمل تغییرشکل‌های بسیار زیادی در برابر نیروهای برشی و لنگر خمشی داشتند تا اینکه با رخداد زلزله ۱۹۹۴ نورتریج<sup>۱</sup>، این موضوع شدیداً مورد تردید واقع شد [۱]. در این زلزله شمار کثیری از قاب‌های خمشی، به صورت جدی مورد صدمه و آسیب قرار گرفتند و بسیاری از این صدمات و آسیب‌ها، گسیختگی‌های به وجود آمده در محل اتصال تیر به ستون قاب خمشی بود. صدمات و آسیب‌های سازه‌ای ناشی از زلزله کوبه<sup>۲</sup> در سال ۱۹۹۵، اهمیت بررسی مشکلات عدیده در قاب‌های خمشی را بیش از پیش روشن ساخت [۱].

پس از آن نظریات متعددی پیرامون نحوه بهینه‌سازی اتصال تیر به ستون در قاب‌های خمشی مطرح گردید. در اکثر این مطالعات، تضعیف قسمت خاصی از تیر مورد بحث و بررسی قرار گرفته است [۲]. مطالعات انجام شده، منجر به پدیدآوری اتصالات جدیدی شد که شکل پذیری و جذب انرژی بالایی داشتند، اما همچنان ارضای شرایط حداقلی نسبت طول دهانه به عمق تیر، به عنوان محدودیت بزرگی برای این سیستم به شمار می‌آمد. دلیل اصلی تاکید آیین نامه‌های ساختمانی بر رعایت نسبت حداقلی طول دهانه به عمق تیر، تشکیل مفصل پلاستیک با طول کافی، به منظور استهلاک مطلوب‌تر انرژی می‌باشد. بر اساس ANSI/AISC 358-10 [۳] نسبت طول دهانه به عمق تیر برای قاب‌های خمشی ویژه نبایست کمتر از عدد ۷ و برای قاب‌های خمشی متوسط نباید از عدد ۵ کمتر باشد. در سازه‌هایی با ارتفاع بالا و فاصله بین ستون‌های کم، تیرهای طراحی شده عمدتاً ناقص این شرایط بوده و در عمل نسبت‌های به مراتب کمتری برای این اعداد حاصل می‌گردد [۴]. شکل (۱) منطق محدودیت حداقلی طول دهانه به عمق تیر، با بار و مقاطع یکسان را نمایش می‌دهد. تنها تفاوت میان این دو قاب، اختلاف میان نسبت‌های طول دهانه به عمق تیر است. در قاب "الف" که ناحیه رنگی نمایانگر مفصل پلاستیک خمشی در دو سر تیر می‌باشد، نسبت طول دهانه به عمق تیر ارضاء کننده شرایط حداقلی آیین نامه بوده و قاب "ب" ناقص این شرایط می‌باشد.

در این قاب‌ها، مفصل پلاستیک خمشی بین نواحی  $M_0 = ZF_y$  و  $M = SF_y$  شکل گرفته است [۵]. واضح است که

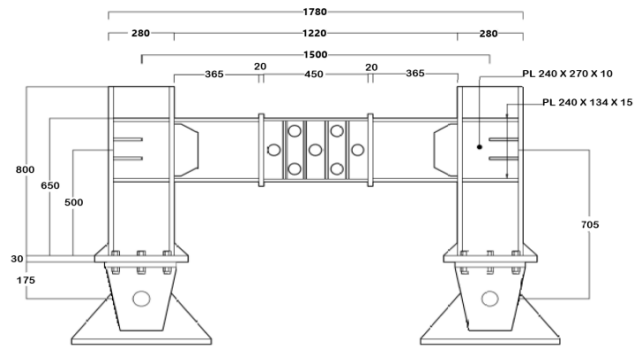
### ۳- روش تحقیق

در این مطالعه سعی شد عملکرد قاب خمشی با فیوز برشی حفره‌دار بهبود یابد. ابتدا نتایج حاصل از مطالعات آزمایشگاهی [۱۰] انجام شده با نتایج حاصل از مدل Abaqus، صحت سنجی شده است. سپس ابعاد سوراخ‌ها تغییر پیدا کرده و شکل سوراخ‌ها از دایره به بیضی تغییر کرده است. همچنین نحوه قرار گیری سوراخ‌ها و زوایای محورهای بیضی نسبت به یکدیگر تغییر کرده و مدل‌های جدید تحلیل شده‌اند.

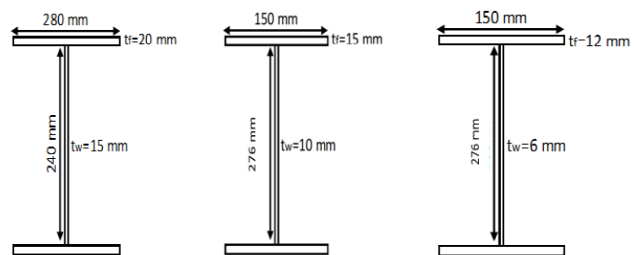
### ۴- بررسی صحت آزمایش

مطالعات نرم افزاری به منظور آنالیز غیرخطی اجزاء محدود به وسیله نرم افزار Abaqus [۱۱] با مدل کردن سه بعدی قاب مورد آزمایش، انجام شده است. لازم به ذکر است که در مدل آزمایشگاهی، از فولاد ST52 با تنش تسلیم ۳۷۰ مگاپاسکال برای مقاطع ستون‌ها، تمامی ورق‌های سخت کننده و همچنین ورق‌های پیوستگی استفاده شده و برای مقاطع تیر و تیر پیوند نیز از فولاد ST37 با تنش تسلیم ۲۶۲ مگاپاسکال و مقاومت نهایی ۳۸۰ مگاپاسکال استفاده شده است. مدول الاستیسیته فولاد مصرفی برابر ۲۰۰ گیگاپاسکال بوده و نسبت پواسون برابر ۰/۳ در نظر گرفته می‌شود. شکل (۳) پروتکل بارگذاری آزمایش مطابق با قسمت K2 آیین‌نامه ANSI/AISC 341-10 [۳] که برای اتصالات تیر به ستون در قاب‌های خمشی تعیین شده است، ارائه می‌کند. برای کاهش زمان محاسبات، مدل قاب‌ها با المان‌های ایزوتروپیک S4R پوسته<sup>۴</sup> چهارگره‌ای ساخته می‌شوند. همچنین المان‌های شل قادر به در نظر گرفتن تاثیرات کماتش موضعی هستند. آنالیز مش جهت بهبود نتایج و بالا بردن دقت به خصوص در مکان‌های اتصال انجام می‌شود. از معیار گسیختگی فون میسز و قوانین آن برای مدل کردن پلاستیسته مدل استفاده می‌گردد. همچنین از ترکیب کرنش-سختی ایزوتروپیک و کینماتیک برای مدل کردن سخت شدگی استفاده شده است. شرایط مرزی قاب مشابه با مدل آزمایشگاهی بوده و جابجایی‌های اعمالی مطابق با پروتکل بارگذاری اشاره شده، به بالای ستون‌ها وارد شده است. همچنین به منظور جلوگیری از هرگونه جابجایی خارج صفحه قاب حین بارگذاری، درجات آزادی انتقالی در راستای عمود بر صفحه قاب بسته شده، اما امکان جابجایی عمود بر صفحه برای جان تیر پیوند تعریف شده است. در شکل (۴) مش بندی مدل اجزاء محدود دارای سوراخ‌های دایروی ساخته شده در نرم افزار Abaqus برای صحت سنجی نشان داده شده است. در شکل (۵) نمودارهای

عملکرد سریع و بلافاصله پس از زلزله تاکید دارند. به عنوان مثال می‌توان از اتصالات SSBC<sup>۳</sup> یاد کرد [۶]. در این نوع از فیوزهای سازه‌ای، لغزش میان دو صفحه میانی عامل اصلی استهلاک انرژی زلزله خواهد بود. قاب‌های خمشی ویژه خرابایی [۷] نیز عملکردی مشابه دارند و در آنها با تضعیف اعضای خرابایی در میانه تیر، محل تشکیل مفصل پلاستیک خمشی تغییر می‌کند. همچنین Guan و همکارانش [۸] با کمتر کردن تنش تسلیم تیر در قسمت میانی آن، ترکیبی از سازه‌های قاب خمشی فولادی و پیوندهای برشی قابل جایگزین ارائه کردند. Dolatshahi و همکارانش [۹] نیز در مطالعه‌ای، با ایجاد شیارهایی در میانه تیر و تضعیف آن به صورت ذکر شده و همچنین ایجاد هشت برش (RBS)<sup>۴</sup> در دو سر تیر اصلی، ساز و کار اتلاف انرژی را به صورت همزمان برشی و خمشی ممکن ساختند. Nikoukalam و همکارانش [۵] با کمتر کردن ارتفاع تیر در میانه آن و تضعیف میانه تیر در وسط دهانه قاب، ساز و کار استهلاک انرژی را از خمشی به برشی تبدیل کردند. در مطالعه آزمایشگاهی Mirghaderi و همکارانش [۱۰] تضعیف در میانه تیر با ایجاد برخی سوراخ‌های دایروی شکل در میانه تیر انجام شد. شکل (۲) نمای کلی قاب مورد آزمایش و مقاطع تیر و ستون را در قاب تحت آزمایش نمایش می‌دهد.

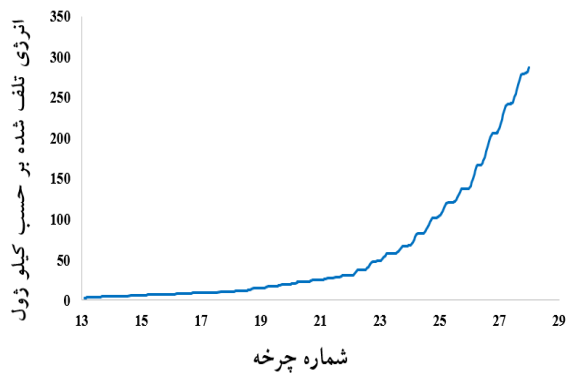


الف) نمای کلی قاب مورد آزمایش



ب) مقاطع استفاده شده در تیروستونها و فیوز برشی قاب مورد آزمایش

شکل ۲- نمای کلی قاب و مقاطع استفاده شده در تیر و ستون‌ها و فیوز برشی [۱۰]



شکل ۶- اتلاف انرژی تجمعی قاب آزمایشگاهی

### ۵- تغییر در شکل سوراخ‌ها و نحوه قرار گیری آن‌ها

به منظور بررسی تأثیر تغییر دادن شکل سوراخ‌های تیر پیوند از دایروی به بیضی، اقدام به مدلسازی قاب‌هایی شد که در آنها تغییر در شکل سوراخ‌ها از دایروی به بیضی شکل به صورتی انجام می‌پذیرد که مساحت سوراخ‌ها در هر دو حالت دایروی و بیضی شکل، یکسان باشد. در مدل با سوراخ‌های دایروی از سوراخ‌هایی با قطر ۵۵ میلی‌متر و با فاصله قطری مرکز تا مرکز ۱۲۷ میلی‌متر استفاده شده است. با کاهش ۲۰ درصدی شعاع سوراخ‌های دایروی، اندازه قطرهای کوچک و بزرگ بیضی، محاسبه شده است.

با توجه به توضیحات فوق، آرایش‌های ۸ گانه سوراخ‌های بیضی شکل به صورت زیر خواهد بود.

**آرایش اول:** تغییر سوراخ‌ها از حالت دایره به بیضی به صورت تماماً قائم.

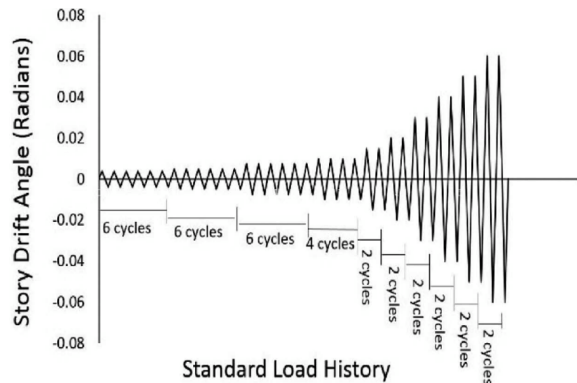
**آرایش دوم:** تغییر سوراخ‌ها از حالت دایره به بیضی به صورت تماماً افقی.

**آرایش سوم:** تغییر سوراخ‌ها از حالت دایره به بیضی بصورت ترکیبی قائم و افقی به طوریکه در محور با سوراخ‌های جفت، بیضی‌ها به صورت قائم و در محور با سوراخ‌های تک، بیضی‌ها بصورت افقی باشند.

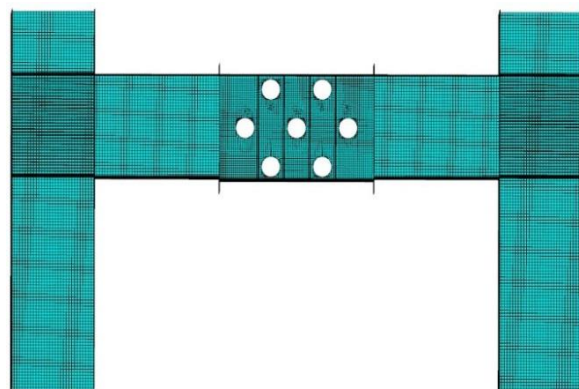
**آرایش چهارم:** تغییر سوراخ‌ها از حالت دایره به بیضی بصورت ترکیبی قائم و افقی به طوریکه در محور با سوراخ‌های جفت، بیضی‌ها به صورت افقی و در محور با سوراخ‌های تک، بیضی‌ها به صورت قائم باشند.

**آرایش پنجم:** تغییر سوراخ‌ها از حالت دایره به بیضی به صورت ۴۵ درجه ترکیبی با حالت قائم.

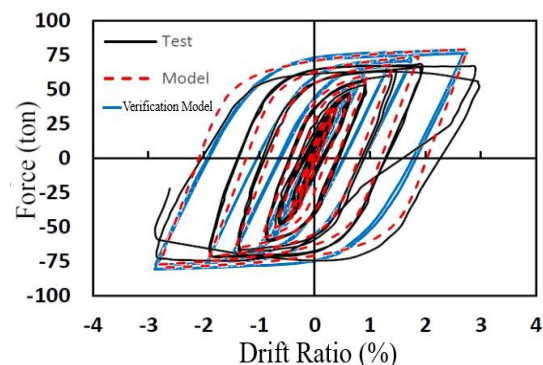
هیستریزس نیروی برشی-دریفت نسبی قاب آزمایشگاهی [۱۰] و مدل Abaqus در کنار یکدیگر مقایسه شده که نشان دهنده دقت بالای مدل‌سازی انجام شده است. در نهایت شکل (۶) میزان انرژی تلف شده تجمعی قاب آزمایشگاهی را نشان می‌دهد.



شکل ۳- پروتکل بارگذاری آزمایش [۱۰]



شکل ۴- مش بندی مدل اجزاء محدود با سوراخ‌های دایروی



شکل ۵- نمودارهای هیستریزس مدل‌های آزمایشگاهی و Abaqus

آزمایشگاهی با تغییرات فوق در نرم افزار، نتایج حاصل به تفکیک آرایش‌ها ارائه شده و انرژی تلف شده هر یک از مدل‌ها، با قاب با سوراخ‌های دایروی شکل مقایسه شده است. کانتورهای کرنش پلاستیک معادل برای آرایش‌های اول تا هشتم به ترتیب در شکل‌های (۷)، (۹)، (۱۱)، (۱۳)، (۱۵)، (۱۷)، (۱۹) و (۲۱) آورده شده است.

همچنین منحنی‌های هیستریزس نیروی برشی-دریفت نسبی برای آرایش‌های اول تا هشتم به ترتیب در شکل‌های (۸)، (۱۰)، (۱۲)، (۱۴)، (۱۶)، (۱۸)، (۲۰) و (۲۲) ارائه شده است.

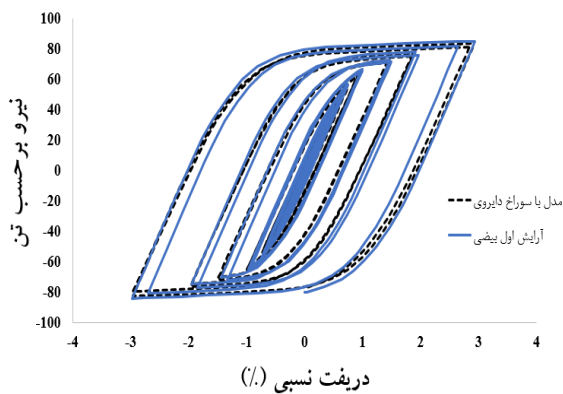
آرایش ششم: تغییر سوراخ‌ها از حالت دایره به بیضی بصورت ۴۵ درجه ترکیبی با حالت قائم خلاف جهت آرایش پنجم.

آرایش هفتم: تغییر سوراخ‌ها از حالت دایره به بیضی بصورت ۴۵ درجه ترکیبی با حالت افقی.

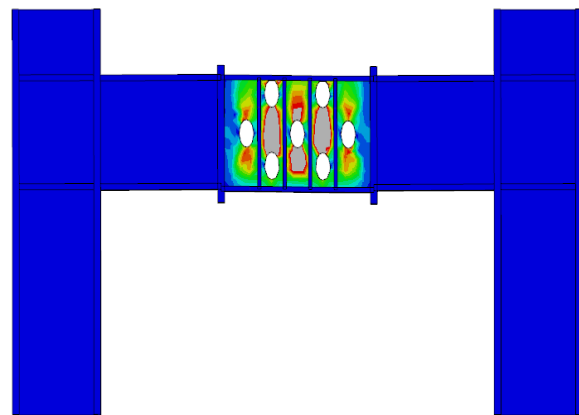
آرایش هشتم: تغییر سوراخ‌ها از حالت دایره به بیضی بصورت ۴۵ درجه ترکیبی با حالت افقی خلاف جهت آرایش هفتم.

با توجه به معرفی آرایش‌ها، پس از مدل‌سازی قاب

- نتایج آرایش اول

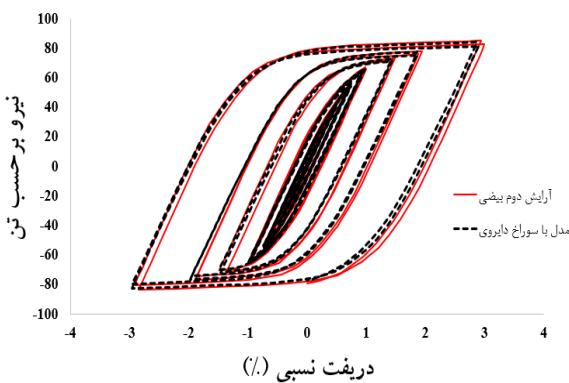


شکل ۸- منحنی‌های هیستریزس نیروی برشی-دریفت نسبی قاب آزمایشگاهی و قاب مدل‌سازی شده (آرایش اول)

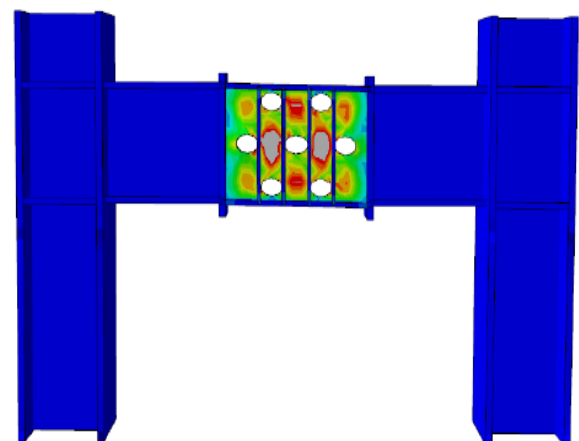


شکل ۷- کانتور کرنش پلاستیک معادل (آرایش اول)

- نتایج آرایش دوم

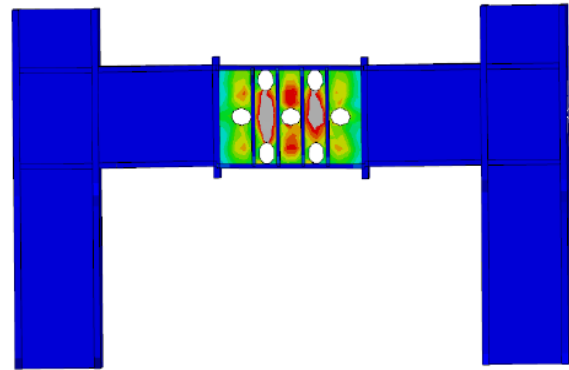
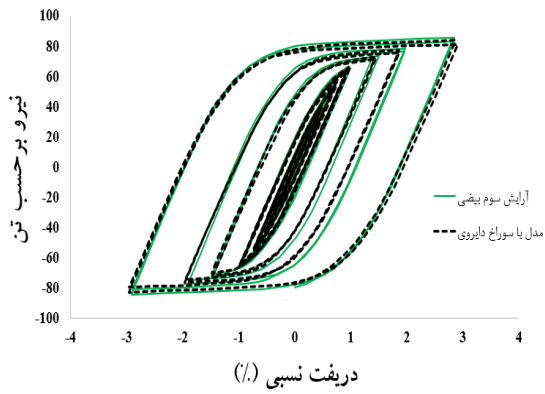


شکل ۱۰- منحنی‌های هیستریزس نیروی برشی-دریفت نسبی قاب آزمایشگاهی و قاب مدل‌سازی شده (آرایش دوم)



شکل ۹- کانتور کرنش پلاستیک معادل (آرایش دوم)

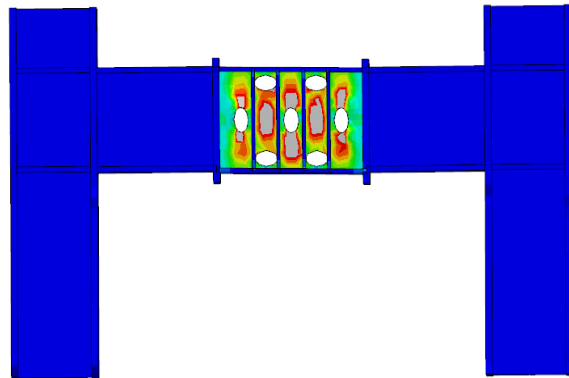
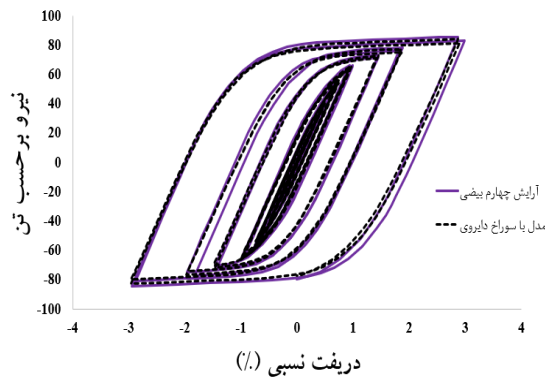
- نتایج آرایش سوم



شکل ۱۱- کانتور کرنش پلاستیک معادل (آرایش سوم)

شکل ۱۲- منحنی‌های هیستریزس نیروی برشی-دریفت نسبی قاب آزمایشگاهی و قاب مدل‌سازی شده (آرایش سوم)

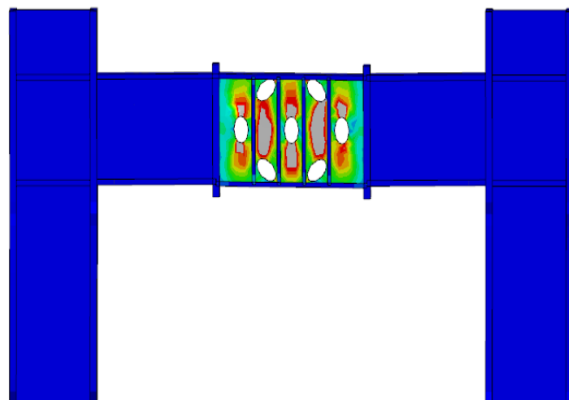
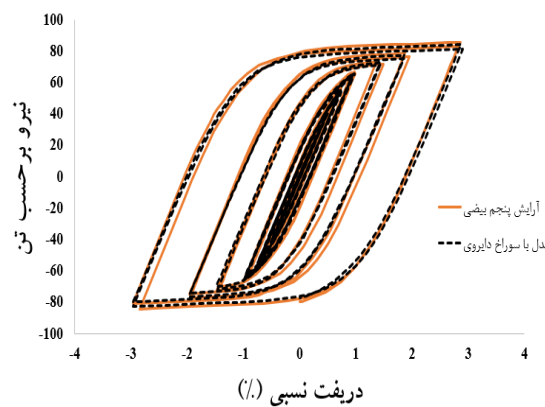
- نتایج آرایش چهارم



شکل ۱۳- کانتور کرنش پلاستیک معادل (آرایش چهارم)

شکل ۱۴- منحنی‌های هیستریزس نیروی برشی-دریفت نسبی قاب آزمایشگاهی و قاب مدل‌سازی شده (آرایش چهارم)

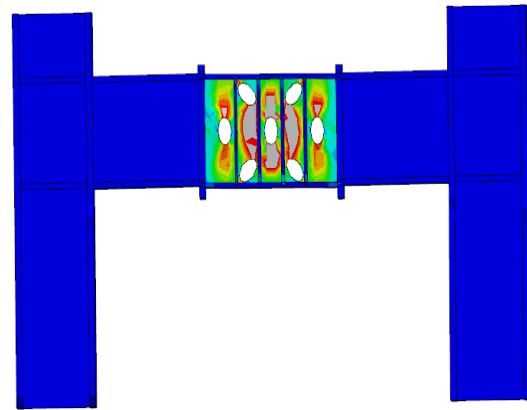
- نتایج آرایش پنجم



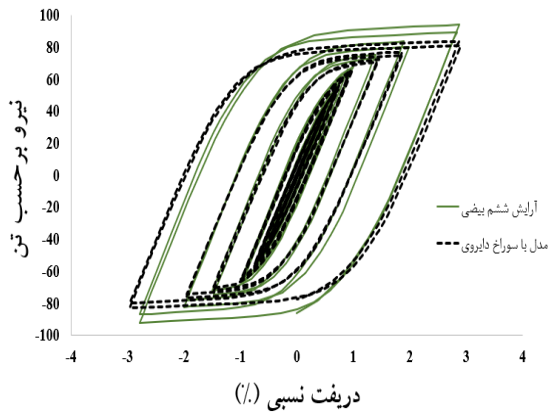
شکل ۱۵- کانتور کرنش پلاستیک معادل (آرایش پنجم)

شکل ۱۶- منحنی هیستریزس نیروی برشی-دریفت نسبی قاب آزمایشگاهی و مدل‌سازی شده (آرایش پنجم)

- نتایج آرایش ششم

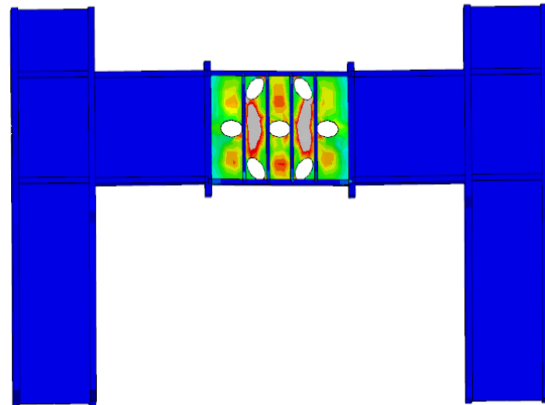


شکل ۱۷- کانتور کرنش پلاستیک معادل (آرایش ششم)

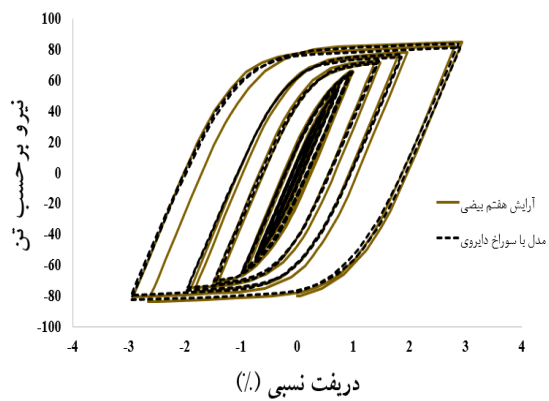


شکل ۱۸- منحنی هیستریزس نیروی برشی - دریفت نسبی قاب آزمایشگاهی و مدل سازی شده (آرایش ششم)

- نتایج آرایش هفتم

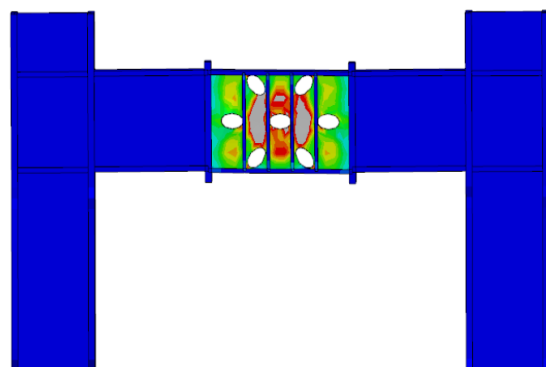


شکل ۱۹- کانتور کرنش پلاستیک معادل (آرایش هفتم)

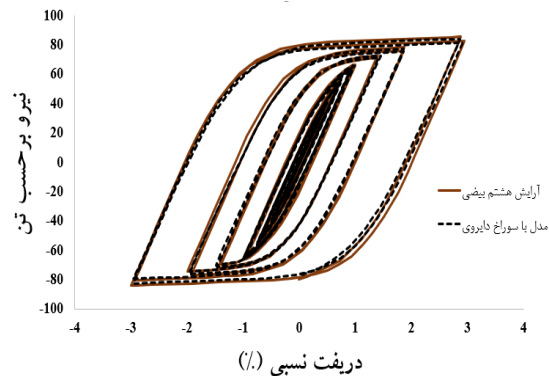


شکل ۲۰- منحنی هیستریزس نیروی برشی - دریفت نسبی قاب آزمایشگاهی و مدل سازی شده (آرایش هفتم)

- نتایج آرایش هشتم



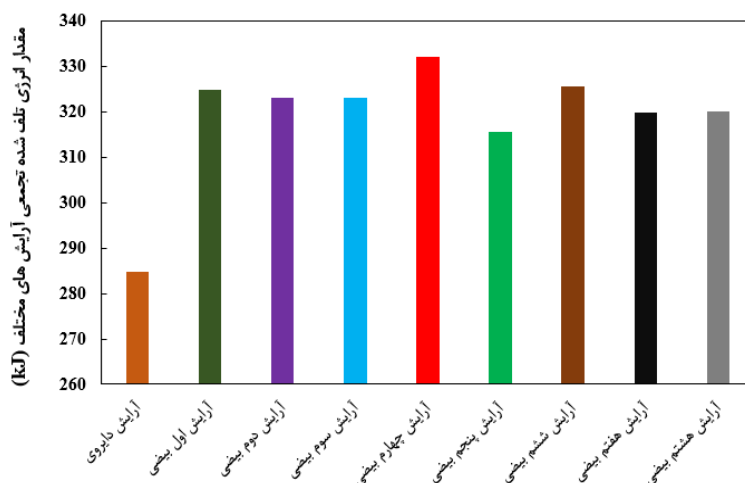
شکل ۲۱- کانتور کرنش پلاستیک معادل (آرایش هشتم)



شکل ۲۲- منحنی هیستریزس نیروی برشی - دریفت نسبی قاب آزمایشگاهی و مدل سازی شده (آرایش هشتم)

آرایش‌های هشت‌گانه بیضوی شکل و همچنین میزان انرژی تلف شده تجمعی مدل با سوراخ‌های دایروی ارائه شده است. با توجه به مقادیر این نمودار مشاهده می‌شود آرایش چهارم شرایط بهینه‌تری نسبت به سایر آرایش‌ها داشته و همچنین تغییر در شکل سوراخ‌ها از دایروی به بیضی، در همه حالات باعث افزایش اتلاف انرژی و همچنین افزایش شکل‌پذیری کلی قاب شده‌است.

با توجه به اینکه مساحت محصور شده توسط هریک از حلقه‌های نمودار هیستریزیس، معادل انرژی مستهلک شده در هر چرخه است، لازم است برای مقایسه انرژی تلف شده تجمعی در هر آرایش با یکدیگر و یافتن آرایش بهینه، مقدار کل انرژی تلف شده هر مدل نیز کنار هم آورده شده و مقایسه انجام شود. در شکل (۲۳) مقایسه میزان انرژی تلف شده تجمعی



شکل ۲۳- مقدار انرژی تلف شده تجمعی آرایش‌های مختلف

مطالعه عددی اجزاء محدود با استفاده از نرم افزار Abaqus نشان دهنده این موضوع بود که قاب‌های دارای فیوزهای برشی با سوراخ‌های بیضی شکل، عملکرد بهتری نسبت به فیوزهای دایروی شکل داشتند. با توجه به اطلاعات مندرج در شکل (۲۲)، آرایش چهارم بیضی شکل بهترین عملکرد را در میان آرایش‌های هشت‌گانه را داشته و نسبت به حالت دایروی، افزایش جذب انرژی ۱۶ درصدی را داشته است. آرایش‌های پنجم، هفتم و هشتم علی‌رغم اینکه نسبت به مدل با سوراخ دایروی عملکرد بهتری داشتند ولی نسبت به سایر آرایش‌ها ضعیف‌تر عمل کرده و بترتیب با ۱۰/۸، ۱۲/۳ و ۱۲/۴ درصد، کمترین نرخ افزایش جذب انرژی را داشته‌اند. آرایش‌های اول، دوم، سوم و ششم نیز افزایش جذب انرژی بترتیب ۱۴، ۱۳/۴، ۱۳/۴ و ۱۴/۳ درصدی نسبت به حالت دایروی را از خود نشان داده‌اند. شایان ذکر است که اگر اتصال تیر پیوند میانی به تیرهای کناری با استفاده از صفحات انتهایی و به صورت پیچی باشد، تیر پیوند قابل تعویض بوده و پس از زلزله، تیر پیوند می‌تواند با یک تیر سالم جایگزین گردد.

## ۶- نتیجه‌گیری

در این تحقیق، سعی گردید عملکرد لرزه‌ای یک سیستم باربر جانبی جدید بهبود یابد. بدین صورت که با تضعیف میانه تیر به صورت الگوی بهینه ذکر شده، اتلاف انرژی از طریق لنگر خمشی به اتلاف انرژی از طریق نیروی برشی تبدیل می‌شود. همانطور که ذکر شد، طرح و اجرای قاب‌های خمشی با نسبت طول دهانه به عمق تیر کمتر از عدد ۷ مجاز نمی‌باشد، چون در این دسته از سازه‌های قاب خمشی ویژه که ساز و کار اتلاف انرژی در آن‌ها تشکیل مفصل پلاستیک خمشی در دو انتهای تیر می‌باشد، به دلیل گرا دیان شدید لنگر خمشی در طول تیر، مفصل پلاستیک خمشی با طول کافی شکل نمی‌گیرد. لذا با تغییر ساز و کار استهلاک انرژی از لنگر خمشی به نیروی برشی، ضمن برطرف کردن اشکال فوق، خرابی را از مجاورت ستون که مهمترین المان سازه‌ای است، دور می‌کند.

در این تحقیق، به منظور بهبود و ارتقاء عملکرد قاب‌های خمشی با فیوزهای برشی دارای سوراخ‌های دایروی شکل، از سوراخ‌های بیضوی شکل با آرایش‌های مختلف استفاده شد.

- [1] Gupta, A. and Krawinkler, H. (1999), "Seismic demands for the performance evaluation of steel moment resisting frame structures", Stanford University.
- [2] Mansour, N., Christopoulos, C. and Tremblay, R. (2011), "Experimental validation of replaceable shear links for eccentrically braced steel frames", Journal of Structural Engineering, Vol. 137, pp. 1141-1152.
- [3] ANSI, A., (2010), AISC 358-10 prequalified connections for special and intermediate steel moment frames for seismic applications. American Institute of Steel Construction Inc., Chicago.
- [4] Popov, E.P., Kasai, K. and Engelhardt, M.D. (1987), "Advances in design of eccentrically braced frames", Earthquake spectra, Vol. 3, pp. 43-55.
- [5] Nikoukalam, M. and Dolatshahi, K.M. (2015), "Development of structural shear fuse in moment resisting frames", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 114, pp. 349-361.
- [6] Nikoukalam, M.T., Mirghaderi, S.R. and Dolatshahi, K.M. (2017), "Shear slotted bolted connection", The Structural Design of Tall and Special Buildings, Vol. 26, pp. 1-17.
- [7] Ölmez, H.D. and Topkaya, C. (2011), "A numerical study on special truss moment frames with Vierendeel openings", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 67, pp. 667-677.
- [8] Guan, B., Su, M. and Lian, M. (2020), "Seismic behaviour of combined steel framed-tube substructure with replaceable shear links", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 167, pp. 59-68.
- [9] Dolatshahi, K.M., Gharavi, A. and Mirghaderi, S.R. (2018), "Experimental investigation of slitted web steel moment resisting frame", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 145, pp. 438-448.
- [۱۰] میرقبادری، س.ر. و محمودی، س.ب. (۱۳۹۶)، "ارزیابی عددی و آزمایشگاهی رفتار قاب های خمشی فولادی با استفاده از فیوزبرشی حفره دار"، پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه تهران.
- [11] Abaqus, (2019), Users manual. Providence, RI, USA: HKS Inc.

#### پی نوشت

- <sup>1</sup> Northridge
- <sup>2</sup> Kobe
- <sup>3</sup> Shear slotted bolted connection
- <sup>4</sup> Reduced beam connection
- <sup>5</sup> Shell



## ردیابی آسیب مبتنی بر موجک در المان سازه‌های تیر فولادی

محتمم خان احمدی<sup>۱</sup>، حمید محمدی گرفمی<sup>۲</sup>، مجید قلهکی<sup>۳\*</sup>، بهزاد دژکام<sup>۴</sup>، محمد اقبال میری<sup>۵</sup>

۱- دانشجوی دکتری سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه کردستان، سنندج

۲- کارشناسی ارشد سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان

۳- استاد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان

۴- مربی، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه ولایت، ایرانشهر

۵- کارشناسی ارشد آنالیز، دانشکده علوم پایه، دانشگاه ولایت، ایرانشهر

\* سمنان، صندوق پستی ۱۹۱۱۱-۳۵۱۳۱، [mgholhaki@semnan.ac.ir](mailto:mgholhaki@semnan.ac.ir)

### چکیده

وقوع خرابی در سازه‌ها امری اجتناب ناپذیر است و این موضوع که تجمع و گسترش خرابی‌های موضعی می‌تواند منشأ خرابی‌های کلی باشد، اهمیت و ضرورت پایش سلامتی سازه را نشان می‌دهد. آنالیز موجک پاسخ‌های سازه یکی از روش‌های تشخیصی آسیب با عملکرد شناسایی مطلوب در حوزه زمان-فرکانس است که با استفاده از آن اطلاعات بیشتری از پاسخ آنالیز شده سازه در دو حوزه زمان و فرکانس حاصل می‌گردد. با توجه به اینکه تیرها و ستون‌ها از مهم‌ترین المان‌های سازه‌های هستند و انتظار می‌رود آخرین اعضای آسیب‌دیده سازه‌ها از تیرها یا ستون‌ها باشد؛ بنابراین، شناسایی آسیب در آن‌ها بیش از سایر المان‌های سازه‌ای اهمیت می‌یابد. در این نوشتار با به‌کارگیری داده‌های آنالیز مودال مدل اجزا محدود تیر فولادی و پیشنهاد روش تحلیلی آنالیز موجک به ردیابی موقعیت‌های مختلف آسیب در طول تیر با لحاظ نمودن آسیب به صورت کاهش مدول الاستیسیته فولاد پرداخته شد. تغییر کاهشی مقادیر فرکانسی در تمامی مودها به دلیل وجود آسیب رخ داده است. به منظور ردیابی آسیب، سیگنال شکل مود به دو صورت شکل مود حالت آسیب و تفاضل شکل مود حالت‌های سالم و آسیب به عنوان سیگنال ورودی تبدیل موجک تعریف گردید. سیگنال‌های خروجی حاصل از جزئیات آنالیز موجک سیگنال ورودی، پرش نسبی حداکثری و حداقلی را در موقعیت‌های مختلف آسیب نشان دادند، به‌نحوی که مراکز آسیب با خطای صفر شناسایی گردید. همچنین، نتایج نشان داد که با افزایش شدت آسیب یک موقعیت آسیب، تنها نامنظمی ضرایب موجک آن موقعیت آسیب افزایش می‌یابد.

### واژگان کلیدی

پایش سلامت سازه، آنالیز مودال، آنالیز موجک، ردیابی آسیب

## Wavelet-based damage detection of steel beam-structures

M. Khanahmadi, H. Mohammady Garfamy, M. Gholhaki, B. Dejkan, M.E. Miri

### Abstract

Damage to structures is inevitable. Besides, the accumulation and spread of local damage can be a source of global damage; hence, the significance and necessity of monitoring the health of the structure. Wavelet analysis of structural responses is a method of damage detection with optimal performance in the time-frequency domain, which yields more information from the analyzed response of the structure in both time and frequency domains. As beams and columns are among the most fundamental structural elements and, expectably, the last elements to be damaged, it bears greater importance to identify damage in them than in other structural elements. This paper draws on modal analysis data of steel beams modeled in Abacus and a proposal of the wavelet analytical method to track different positions of damage along the beam, where the damages are defined as a decrease in the elastic modal. A decreasing shift in frequency values occurred in all modes due to damage. To detect the damage, the mode shape signal was defined as the damage mode shape and the differentiation between the healthy and the damage mode shapes as the wavelet transform input signal. The output signals from the wavelet analysis of the input signal indicated maximum and minimum relative fluctuations in different situations of damage so that the centers of damage were identified with zero error. The results also revealed that with increasing the severity of the damage, only the irregularity of the wavelet coefficients of that damage position increases.

### Keywords

Structural health monitoring (SHM), Modal analysis, Wavelet analysis, Damage detection

وقوع آسیب در ساختمان‌ها، پل‌ها، سکوها نفتی و به طور کلی سازه‌ها و المان‌های سازه‌ای امری اجتناب پذیر است. به طوری که تاکنون نمونه‌های بسیاری از انواع خرابی‌ها در سازه‌های مهندسی با خسارت‌های اجتماعی و اقتصادی فراوان به ثبت رسیده است. این موضوع در مناطق لرزه‌خیز که تجمع و گسترش خرابی‌های موضعی در المان‌های سازه‌ای می‌تواند منشأ خرابی‌های کلی باشد، اهمیت و ضرورت پایش سلامتی سازه‌ها را نشان می‌دهد.

در نوشتارهای علمی پایش سلامتی سازه‌ها، آسیب عبارت است از هرگونه تغییر در خواص ماده یا هندسه سازه که عملکرد کلی سازه را تحت تأثیر قرار می‌دهد؛ هر چند تغییرات در پاسخ‌های سازه ناچیز باشد و در واقع، هدف از پایش سلامتی سازه‌ها، شناسایی تغییرات ناچیز و حتی بسیار ناچیز رخ داده در سازه‌ها است. اگر آسیب‌های موضعی به طریقی قابل شناسایی باشند، می‌توان با ترمیم به موقع محل آسیب و یا تعویض عضو محتمل آسیب از ایجاد خرابی‌های کلی جلوگیری نمود و هزینه‌های نگهداری سازه‌ها را به حداقل رساند و ایمنی لازم را تأمین نمود.

در دهه‌های اخیر توجه ویژه‌ای به مباحث تشخیصی و شناسایی آسیب در سازه‌ها و المان‌های سازه به منظور کنترل سلامت سازه انجام شده است. آنالیز پاسخ‌های سازه به عنوان سیگنال‌های پردازشی در حوزه زمان-فرکانس یکی از روش‌های تشخیصی آسیب با عملکرد شناسایی مطلوب است. در این میان، تبدیل موجک<sup>۱</sup> یک ابزار قدرتمند ریاضی پردازشی سیگنال‌ها است که به کمک آن می‌توان به این سؤال پاسخ داد که در یک محدوده زمانی چه فرکانسی رخ داده است (محدوده فرکانس را مشخص می‌کند). با استفاده از تبدیل موجک اطلاعات بیشتری از سیگنال آنالیز شده را بر اساس توانایی آن در محلی‌سازی سیگنال در دو حوزه زمان و فرکانس حاصل می‌گردد [۱]. بر این اساس تاکنون در زمینه پایش سلامتی سازه‌ها مورد توجه بسیاری از محققان بوده است.

**Katunin [۲]** با استفاده از آنالیز موجک و داده‌های مودال یک تیر ساخته شده از ورق پلیمری به بررسی ترک‌های متعدد پرداخت. نتایج نشان داد که برای شناسایی محل ترک، حذف نوبه از ضرایب جزئیات موجک لازم است. **Oyadiji و Zhong** [۳] با استفاده از تبدیل موجک ایستا<sup>۱</sup> (SWT) و داده‌های مودال به آشکارسازی ترک تیرها با شرایط تکیه‌گاهی ساده پرداختند و نشان دادند که از تحلیل موجک ایستای داده‌های شکل مود

می‌توان محل آسیب را شناسایی نمود. **Bagheri و Kourehli** [۴] با استفاده از آنالیز موجک به شناسایی خرابی در سازه‌های تحت تحریک زلزله پرداختند. آن‌ها در این مطالعه، از پاسخ‌های سرعت و تغییر مکان سازه‌های مورد نظر استفاده نمودند. مقادیر اوج پاسخ‌ها در ضرایب جزئیات موجک، زمان وقوع خرابی را نشان داد. **Xu** و همکارانش [۵] با به‌کارگیری موجک‌های گوسی جهت‌دار دو بعدی<sup>۲</sup> و شکل‌های انحنای عملیاتی اسکن شده با لیزر<sup>۳</sup> موفق به شناسایی محل آسیب در اعضای صفحه‌ای شدند. **Lee** و همکارانش [۶] با استفاده از روش آنتروپی موجک نسبی پیوسته به شناسایی آسیب در سازه‌های پل خرابی پرداختند و نشان دادند که روش پیشنهادی قابلیت محلی سازی آسیب را دارد و می‌تواند به عنوان یک روش مؤثر و کارآمد شناسایی آسیب مورد استفاده واقع گردد. **Li و Hao [۷]** به شناسایی آسیب زیر ساختاری با در نظر گرفتن آسیب به صورت کاهش سختی در سازه قاب صفحه‌ای ۷ طبقه مبتنی بر بازسازی پاسخ دامنه موجک پرداختند. آن‌ها موفق شدند با روش پیشنهادی، محل‌های آسیب را با برآورد دقیق میزان خسارت به درستی شناسایی نمایند. **Katunin [۸]** با استفاده از موجک‌های ناپایدار کوینکانکس<sup>۴</sup> تحت اثر انرژی‌های مختلف به تجزیه و تحلیل شکل‌های مود آسیب‌دیده صفحات کامپوزیتی پرداخت و نشان داد که با استفاده از این موجک‌ها مکانیسم دقیق خسارت و اجتناب از اثر مرزی رخ می‌دهد. **Patel** و همکارانش [۹] با استفاده از تبدیل موجک به شناسایی خرابی در یک ساختمان بتنی پرداختند. آن‌ها با تحلیل موجک پاسخ‌های ارتعاشی ثبت شده تراز هر طبقه برای جرم‌های مختلف نشان دادند که ارتباط مستقیمی بین ضرایب موجک و تغییر در خصوصیات ذاتی سازه از جمله جرم وجود دارد. **Rahami** و همکارانش [۱۰] با استفاده از مفاهیم آنتروپی انرژی در تبدیل بسته‌ای موجک به تشخیص آسیب در سکوها ثابت دریایی پرداختند و نشان دادند که میزان تغییرات مؤلفه‌های حساس به خسارت حتی در آسیب‌های با شدت کم به طور محسوسی به شدت خسارت‌های وارده به سکو وابسته است. **Yang و Oyadiji [۱۱]** روش جدیدی جهت شناسایی خرابی صفحات کامپوزیتی چند لایه با استفاده از سطح فرکانس مودال ارائه نمودند. آن‌ها نشان دادند که کاهش سختی موضعی لایه‌ها باعث اختلال در سطح فرکانس مودال شده و با محاسبه ضرایب موجک سطح فرکانس مودال می‌توان محل و شکل خرابی صفحات کامپوزیتی چند لایه را مشخص نمود. **Rezaifar** و همکارانش [۱۲ و ۱۳] به شناسایی آسیب جدادشدگی در ستون‌های فولادی پر شده با بتن بر اساس



رفتار برای این محدوده فرکانس، مقداری ثابت در حدود ۱۱ تا ۱۳ پیشنهاد شد. در تحقیق دیگری، **Gholhaki** و همکارانش [۲۰] با استفاده از روش تحلیل دینامیکی افزاینده نشان دادند که ضریب رفتار دیوار برشی فولادی با ورق نازک در حالت حدی برای سازه‌های بلند برابر با ۸ و سازه‌های کوتاه و میان مرتبه در حدود ۹ است.

تیرها و ستون‌ها از مهم‌ترین المان‌های سازه‌ای هستند و انتظار می‌رود در اثر زلزله و یا سایر عوامل اثرگذار نامطلوب، آخرین اعضای آسیب‌دیده در سازه‌ها از تیرها و ستون‌ها باشد؛ بنابراین، شناسایی آسیب در آن‌ها بیش از سایر المان‌های سازه‌ای اهمیت می‌یابد. بر این اساس در این نوشتار، پایش سلامتی در المان سازه‌ای تیر فولادی با استفاده از داده‌های آنالیز مودال به منظور ردیابی موقعیت‌های مختلف آسیب مبتنی بر روش تحلیلی آنالیز موجک مورد پژوهش واقع گردیده است. در ادامه، مبانی ریاضی تبدیل موجک ارائه می‌گردد.

## ۲- تبدیل موجک

تبدیل موجک یا ویولت تبدیلی است که مشخصات فرکانسی یک سیگنال را در یک بازه زمانی کوتاه استخراج نموده و نشان می‌دهد که با گذشت زمان به چه نحو تغییر می‌کند. این تبدیل مجموعی از یک سری توابع اساسی است که برای هر رزولوشن فرکانسی تغییر می‌کند و اجزا فرکانسی در رزولوشن‌های مختلف به دست می‌آید [۲۱].

در یک تقسیم‌بندی کلی، تبدیلات موجک به دو صورت تبدیل موجک پیوسته<sup>۶</sup> (CWT) و تبدیل موجک گسسته<sup>۷</sup> (DWT) تعریف شده‌اند که در این پژوهش نوع پیوسته آن مد نظر است و به صورت رابطه (۱) قابل بیان است.

$$CWT_{b,a}^{x(t),\psi(t)} = \frac{1}{\sqrt{a}} \int_{-\infty}^{+\infty} x(t) \psi^* \left( \frac{t-b}{a} \right) dt \quad (1)$$

که در آن  $\psi$  تابع موجک مادر و  $x(t)$  سیگنال ورودی است. نیز،  $a$  و  $b$  به ترتیب ضرایب مقیاس و انتقال موجک هستند. مقیاس‌های بالا ( $a > 1$ ) متناظر با جزئیات و مقیاس‌های پایین ( $a < 1$ ) متناظر با تقریب‌های سیگنال هستند.

تابع موجک باید ویژگی‌های زیر را داشته باشد:

۱- انتگرال تابع موجک باید صفر باشد [۲۲ و ۲۳]؛ به عبارتی:

$$\int_{-\infty}^{+\infty} \psi(t) dt = 0 \quad (2)$$

داده‌های مودال آزمایشگاهی پرداختند. آن‌ها آسیب جداشدگی را توسط یک لایه پلی استایرن نازک در یکی از وجوه ستون بین هسته بتنی و جداره فولادی شبیه‌سازی نمودند و با استفاده از تبدیل موجک پیوسته موفق به شناسایی محل جداشدگی بین هسته بتنی و جداره فولادی شدند. **Hosseini vaez** و **Arefzadeh** [۱۴] با استفاده از آنالیز موجک به مقایسه داده‌های حاصل از تحلیل استاتیکی و مودال در شناسایی آسیب سد بتنی وزنی پرداختند و موفق به شناسایی محل‌های آسیب شدند. مشاهده گردید که در فرایند شناسایی آسیب با استفاده از داده‌های استاتیکی، عواملی همچون نزدیکی ترک به موقعیت نمونه‌برداری در میزان ضرایب موجک تأثیرگذار است. **Khanahmadi** و همکارانش [۱۵] با استفاده از تبدیل موجک و شکل‌های مود صفحه فولادی به مقایسه ضرایب موجک حالت‌های سالم و معیوب پرداختند. نتایج نشان داد که اغتشاشات در ضرایب موجک تولید شده حالت‌های معیوب در مقایسه با ضرایب موجک تولید شده حالت سالم در موقعیت‌های مختلف آسیب چشم‌گیر است و در تمامی موده‌های بررسی شده می‌توان محل‌های آسیب را شناسایی نمود. همچنین، آن‌ها نشان دادند که از تحلیل موجک شکل‌های مود اول نسبت به تحلیل موجک شکل‌های مود بالاتر، موقعیت‌های آسیب با هم‌سطحی مناسب‌تری از ضرایب موجک شناسایی می‌گردد. آن‌ها در تحقیق دیگری با استفاده از تبدیل موجک موفق به شناسایی آسیب در صفحات پیش‌ساخته پانلی شدند [۱۶]. **Rezaiifar** و همکارانش [۱۷ و ۱۸] با استفاده از تبدیل موجک پیوسته به تحلیل شکل مود در یک سازه ساختمانی کاملاً پانلی و دچار آسیب پرداختند. در این مطالعه محل آسیب با ایجاد جهش نسبی حداکثری و حداقلی در ضرایب موجک تولید شده شناسایی گردید.

در بعضی مراجع با استفاده از مفاهیم فرکانسی به مطالعه سایر مباحث کاربردی در سازه‌ها پرداخته شده است. این موضوع نشان می‌دهد که خواص مودال سازه‌ای نه تنها در مسائل پایش سلامتی کاربرد دارد، بلکه در سایر مباحث سازه‌ای نیز از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. به عنوان مثال، در مطالعه‌ای، **Gholhaki** و همکارانش [۱۹] به بررسی اثر اندازه چشمه سخت‌کننده‌ها بر رفتار غیرخطی دیوارهای برشی فولادی پرداختند. نتایج نشان داد که کوچک شدن اندازه زیر صفحات باعث افزایش محسوس شکل‌پذیری و ضریب رفتار می‌گردد. در خصوص سازه‌ها با سختی زیاد (فرکانس بیشتر از حدود ۲ هرتز) افزایش ضریب رفتار ناچیز بوده و به طور کلی، ضریب



۲- انرژی آن محدود باشد [۲۲ و ۲۳]؛ به عبارتی:

$$\int_{-\infty}^{+\infty} |\psi(t)|^2 dt < +\infty \quad (۳)$$

۳- باید در رابطه (۴) صدق کند [۲۲-۲۴]؛

$$\int_{-\infty}^{+\infty} \frac{|\Psi(\omega)|^2}{\omega} d\omega < +\infty \quad (۴)$$

که در آن  $\Psi$  تبدیل فوریه  $\psi$  و  $\omega$  بیانگر بسامد است. رابطه (۲) پیشنهاد می‌کند تابع به صورت نوسانی است. رابطه (۳) به این معنی است که بیشترین انرژی در تابع موجک برای یک بازه زمانی کوتاه نا محدود نمی‌شود [۲۳].

#### ۴- تحلیل مودال

از دینامیک سازه‌ها، معادله ارتعاش آزاد یک سیستم سازه‌ای  $n$  درجه آزادی به صورت رابطه (۵) قابل بیان است.

$$M \left( \frac{d^2 U}{dt^2} \right) + KU = 0 \quad (۵)$$

که در آن ماتریس‌های  $M$  و  $K$  به ترتیب ماتریس‌های مربعی  $n \times n$  جرم و سختی و  $U$  بردار پاسخ سازه هستند. معادله مشخصه یا کمکی معادله دیفرانسیلی-ماتریسی (۵) با در نظر گرفتن پاسخ‌هایی به شکل توابع نمایی به صورت رابطه (۶) بیان می‌گردد.

$$\det(K - \omega^2 M) = 0 \quad (۶)$$

که در آن  $\omega$  فرکانس طبیعی سازه است.

معادله مشخصه (۶) با یک معادله جبری چندجمله‌ای درجه  $n$  متناظر است که از حل آن  $n$  مقدار برای فرکانس حاصل می‌شود و هر فرکانس نظیر یک شکل مود است.

هرگونه تغییر در خواص ماده از جمله مدول الاستیسیته بر ماتریس‌های ذاتی سازه (جرم و سختی) تأثیرگذار است و در نتیجه اثرات آن بر پاسخ‌های فرکانسی سازه (فرکانس‌ها و شکل‌های مود) لحاظ می‌گردد؛ بنابراین، از بررسی پاسخ‌ها می‌توان مسئله پایش سلامتی سازه را مورد پژوهش قرار داد. در ادامه به بررسی مسئله وجود آسیب پرداخته شده است.

#### ۵- مسئله وجود آسیب

تحلیل مودال المان سازه‌ای تیر فولادی در حالت‌های سالم و آسیب با در نظر گرفتن ابعاد مش تحلیلی به طول ۳ سانتی‌متر در محیط نرم افزار اجزا محدود ABAQUS انجام شده است. در جدول (۲) مقادیر فرکانسی شش مود اول و در شکل (۲) شکل مود نظیر هر فرکانس در حالت سالم آورده شده است. مشاهده می‌گردد که در اثر آسیب مقدار فرکانس مودهای مختلف تمامی حالت‌های آسیب از فرکانس متناظر از حالت سالم کمتر است. همچنین، مقادیر فرکانسی حالت آسیب D4 از مقادیر فرکانسی حالت آسیب D3 و مقادیر فرکانسی حالت آسیب D1 و D2 کمتر است و این به دلیل وجود آسیب (کاهش مدول الاستیسیته) در سازه است.

#### ۳- مدل‌سازی اجزا محدود

المان تیر فولادی (شکل (۱)) به طول ۴ متر و با مقطع IPB220 و خصوصیات مکانیکی مدول الاستیسیته ۲۱۰۰۰۰ مگاپاسکال، چگالی ۷۸۵۰ کیلوگرم بر متر مکعب و نسبت پواسن ۰/۳ با شرایط تکیه‌گاهی دو سر مفصل با استفاده از المان Wire-Beam با در نظر گرفتن حالت‌های سلامتی بدون آسیب و آسیب D1 تا D4 در نرم افزار اجزا محدود ABAQUS مدل‌سازی شده است. مشخصات حالت‌های آسیب مزبور در جدول (۱) ارائه شده است.



شکل ۱- المان سازه‌ای تیر با شرایط تکیه‌گاهی و نواحی آسیب

جدول ۱- مشخصات آسیب در تیر فولادی شکل (۱)

آسیب	تعداد	شماره	محدوده	مرکز	درصد آسیب
D1	۱	۱	۰/۹۵-۱/۰۵	۱	۳۰
D2	۱	۲	۱/۹۵-۲/۰۵	۲	۲۵
D3	۲	۱	۰/۹۵-۱/۰۵	۱	۳۰
		۲	۱/۹۵-۲/۰۵	۲	۲۵
D4	۳	۱	۰/۹۵-۱/۰۵	۱	۳۰
		۲	۱/۹۵-۲/۰۵	۲	۲۵
		۳	۲/۹۵-۳/۰۵	۳	۳۰

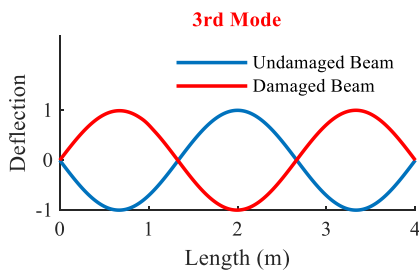
جدول ۲- فرکانس‌های شش‌مده اول حالت‌های سالم و آسیب (هرتز)

شماره مود	حالت سالم	حالت آسیب			
		D4	D3	D2	D1
۱	۴۵/۳۱۴	۴۴/۷۱۶	۴۴/۹۵۲	۴۵/۰۷۳	۴۴/۴۸۵
۲	۱۷۲/۸۱	۱۷۱/۰۴	۱۷۲/۶۶	۱۷۱/۱۹	۱۶۹/۴۵
۳	۳۶۲/۸۵	۳۵۸/۶۰	۳۶۰/۵۰	۳۶۰/۹۶	۳۵۶/۶۹
۴	۵۹۴/۶۷	۵۹۱/۲۱	۵۹۳/۱۵	۵۹۲/۷۱	۵۸۹/۳۰
۵	۸۵۲/۰۳	۸۴۳/۴۳	۸۴۷/۸۹	۸۴۷/۵۴	۸۳۹/۰۵
۶	۱۱۲۳/۹	۱۱۱۳/۴	۱۱۱۹/۴	۱۱۱۷/۹	۱۱۰۷/۵

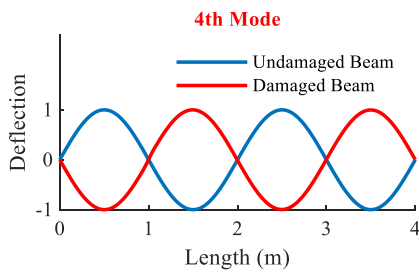
که در آن  $\phi_i^u$  و  $\phi_i^d$  به ترتیب شکل‌های سالم و آسیب مود نام هستند. بررسی‌ها نشان می‌دهد که ماهیت انحنایی شکل‌های مود بر اثر آسیب با صرف نظر از علامت آن‌ها تغییر نمی‌کند و زاویه بین شکل‌های مود سالم و آسیب برابر با مقدار تقریبی صفر یا ۱۸۰ درجه است. در جدول (۳) زاویه بین شکل‌های مود سالم و آسیب بر حسب درجه ارائه شده است. مفهوم تصویری زاویه نزدیک به ۱۸۰ درجه بین شکل‌های مود سوم، چهارم و پنجم سالم و آسیب D1 در شکل (۳) قابل مشاهده است.

جدول ۳- مقدار زاویه بین شکل‌های مود سالم و آسیب (درجه)

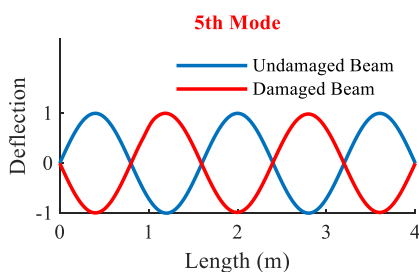
نام آسیب	شماره مود				
	۱	۲	۳	۴	۵
D1	۰/۲۳۵	۰/۵۲۷	۱۷۹/۴۱۶	۱۷۹/۳۵۷	۱۷۸/۹۰۲
D2	۰/۱۱۲	۱۷۹/۹۱۸	۰/۳۳۸	۰/۴۱۶	۰/۶۳۲
D3	۰/۲۲۸	۰/۵۳۲	۰/۷۲۰	۱۷۹/۲۷۵	۱/۲۵۹
D4	۰/۰۵۴	۰/۲۴۳	۰/۶۲۴	۰/۶۵۱	۱/۰۴۱



الف) مود سوم

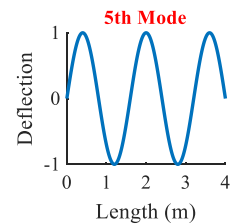
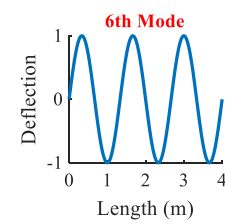
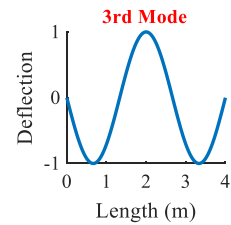
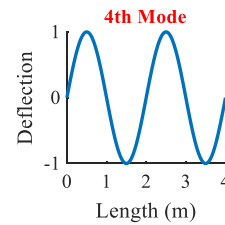
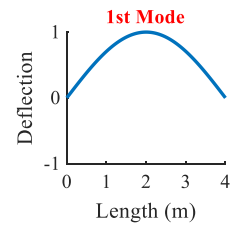
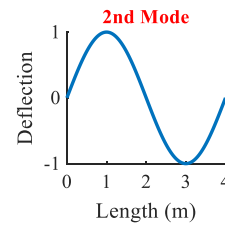


ب) مود چهارم



ج) مود پنجم

شکل ۳- شکل‌های مود سالم و آسیب D1



شکل ۲- شکل‌های مود اولیه (سالم) المان سازه‌ای تیر

## ۶- ردیابی آسیب

تبدیل موجک یک روش قدرتمند پردازش سیگنال‌ها در حوزه زمان-فرکانس است که قابلیت محلی سازی سیگنال را در دو حوزه زمان و فرکانس دارد. بر همین اساس سیگنال ورودی آن جهت آنالیز و شناسایی آسیب بر مبنای شکل‌های مود به صورت شکل مود آسیب یا تفاضل شکل‌های مود سالم و آسیب تعریف می‌گردد.

$$S_i = \phi_i^u - \phi_i^d \quad (۷)$$

یا

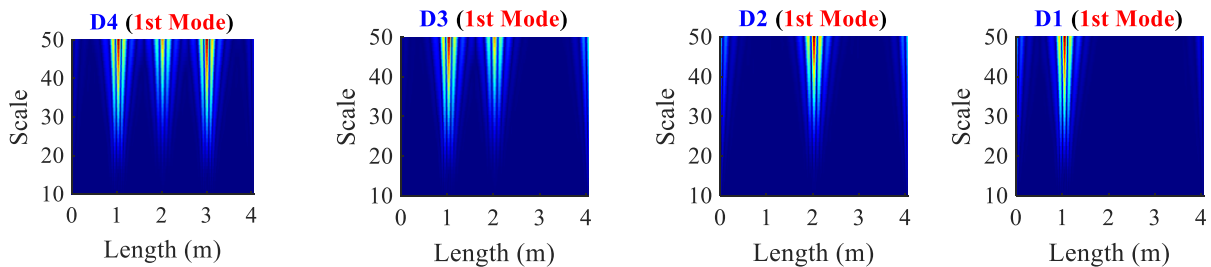
$$S_i = \phi_i^d \quad (۸)$$

در شکل‌های (۱۲) تا (۱۵) نتایج ردیابی آسیب با استفاده از تابع موجک  $\text{coif5}$  با تعریف سیگنال ورودی با رابطه (۸) ارائه گردیده است.

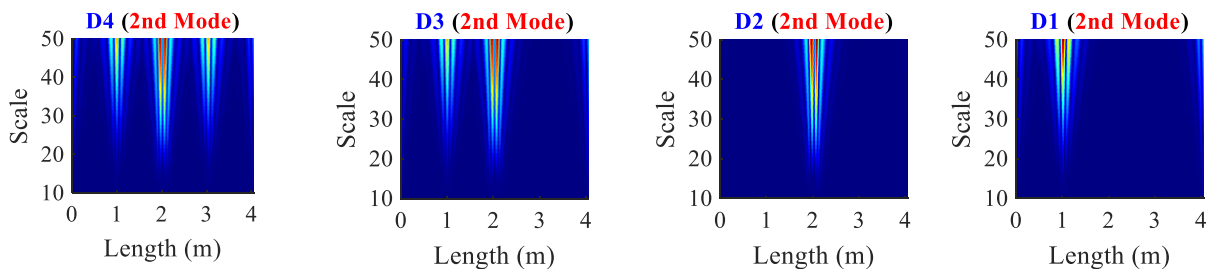
نتایج ردیابی آسیب در حالت‌های مختلف آسیب D1 تا D4 در شکل‌های (۱۲) تا (۱۵) نشان می‌دهد که بدون نیاز به پاسخ شکل مود اولیه یا سالم سازه تیر فولادی نیز می‌توان با استفاده از روش تحلیلی موجک موقعیت‌های مختلف آسیب را ردیابی و شناسایی نمود. همچنین، نتایج نموداری تمامی مودها نشان می‌دهد که با اضافه شدن موقعیت‌های آسیب جدید، ضرایب موجک موقعیت‌های آسیب قبلی دچار تغییر نمی‌گردد؛ به عبارتی، ضرایب موجک هر یک از موقعیت‌های مختلف آسیب به ضرایب موجک دیگر موقعیت‌های آسیب وابسته نیست و این یک امتیاز مثبت برای روش تشخیصی و ردیابی آسیب آنالیز موجک محسوب می‌شود.

در تعریف سیگنال ورودی تبدیل موجک در رابطه (۷) در صورتی که زاویه بین شکل‌های مود سالم و آسیب تقریباً  $180^\circ$  درجه باشد، شکل مود حالت آسیب در یک منفی ضرب می‌گردد. همچنین، به منظور افزایش دقت شناسایی در تعریف سیگنال ورودی تبدیل موجک از درونیابی شکل مودها استفاده می‌گردد؛ لازم به ذکر است بررسی‌های اولیه نشان داد که درونیابی اسپیلاین مکعبی مناسب‌ترین درونیابی می‌باشد.

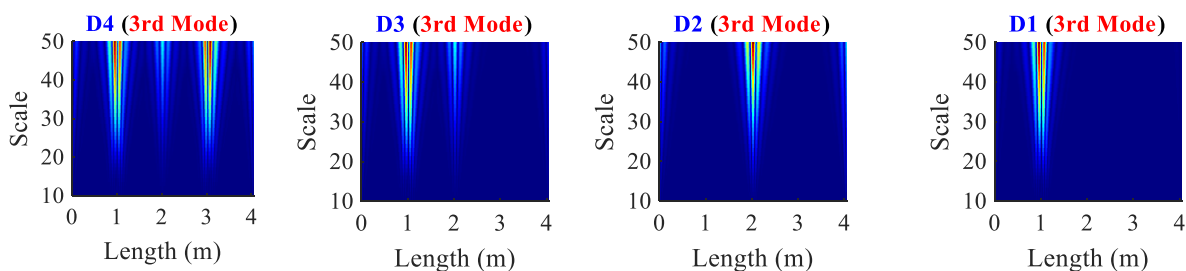
بررسی‌های ردیابی آسیب با به‌کارگیری توابع موجک متعددی انجام شده است که با ترسیم سیگنال‌های خروجی حاصل از جزئیات آنالیز موجک سیگنال ورودی در راستای طول تیر، موقعیت‌های آسیب با دقت بالایی شناسایی شده‌اند. در شکل‌های (۴) تا (۷) نتایج نموداری تحلیلی تابع موجک  $\text{coif5}$  با تعریف سیگنال ورودی با رابطه (۷) به صورت دو بعدی و در شکل‌های (۸) تا (۱۱) سه بعدی نشان داده شده است. همچنین،



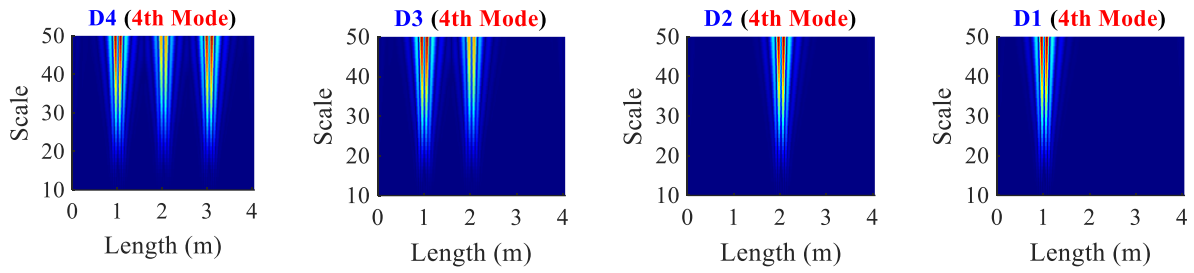
شکل ۴- نمودار دو بعدی ضرایب موجک سیگنال ورودی مود اول حالت‌های آسیب D1 تا D4



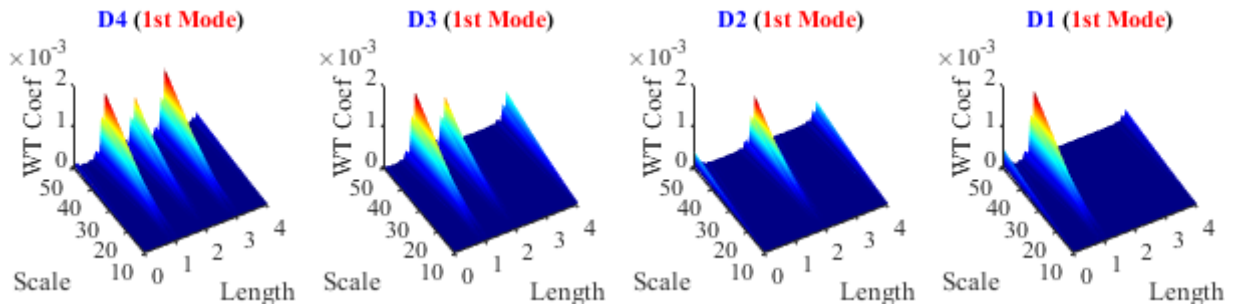
شکل ۵- نمودار دو بعدی ضرایب موجک سیگنال ورودی مود دوم حالت‌های آسیب D1 تا D4



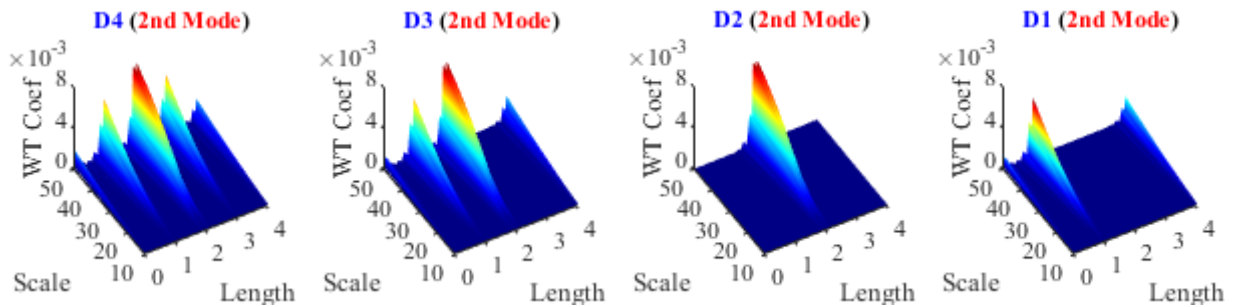
شکل ۶- نمودار دو بعدی ضرایب موجک سیگنال ورودی مود سوم حالت‌های آسیب D1 تا D4



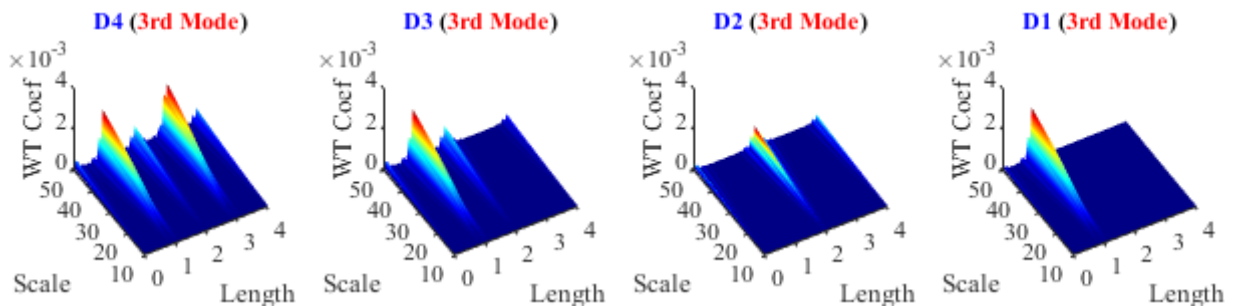
شکل ۷- نمودار دو بعدی ضرایب موجک سیگنال ورودی مود چهارم حالت‌های آسیب D1 تا D4



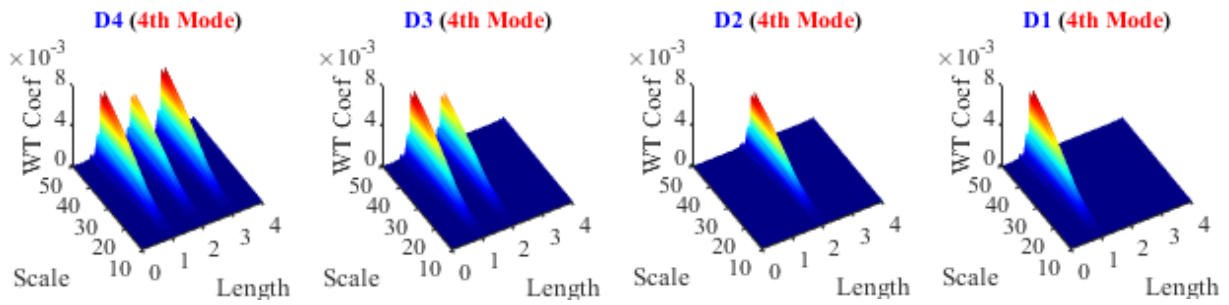
شکل ۸- نمودار سه بعدی ضرایب موجک سیگنال ورودی مود اول حالت‌های آسیب D1 تا D4



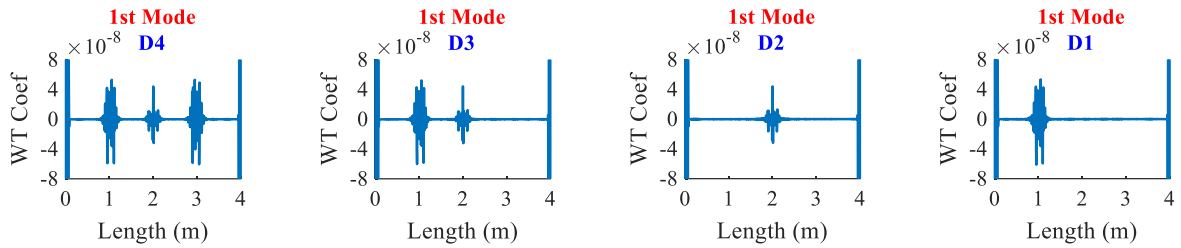
شکل ۹- نمودار سه بعدی ضرایب موجک سیگنال ورودی مود دوم حالت‌های آسیب D1 تا D4



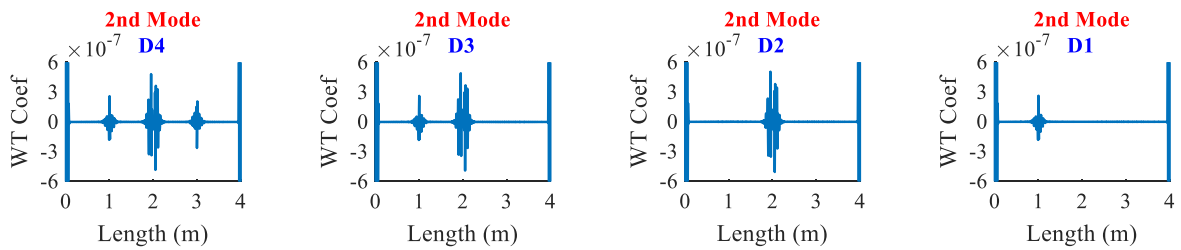
شکل ۱۰- نمودار سه بعدی ضرایب موجک سیگنال ورودی مود سوم حالت‌های آسیب D1 تا D4



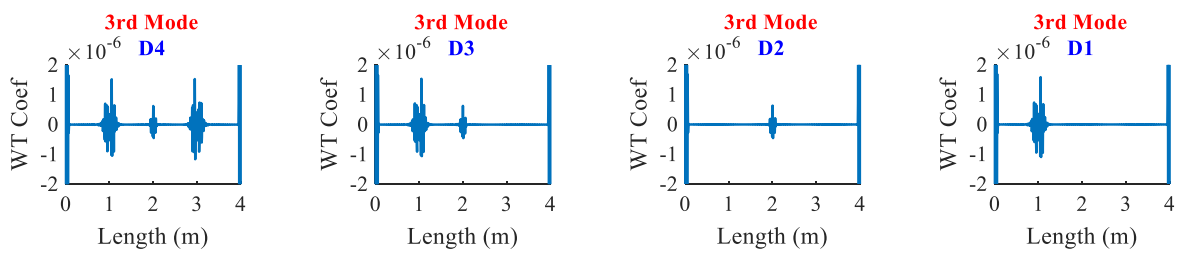
شکل ۱۱- نمودار سه بعدی ضرایب موجک سیگنال ورودی مود چهارم حالت‌های آسیب D1 تا D4



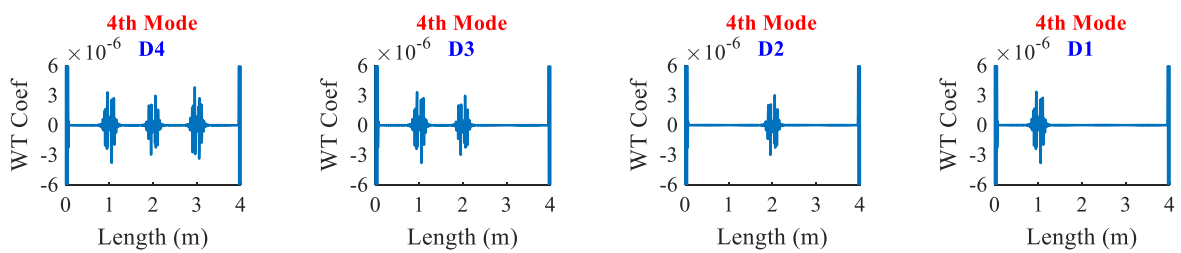
شکل ۱۲- نمودار ضرایب موجک سیگنال ورودی مود اول حالت‌های آسیب D1 تا D4



شکل ۱۳- نمودار ضرایب موجک سیگنال ورودی مود دوم حالت‌های آسیب D1 تا D4



شکل ۱۴- نمودار ضرایب موجک سیگنال ورودی مود سوم حالت‌های آسیب D1 تا D4

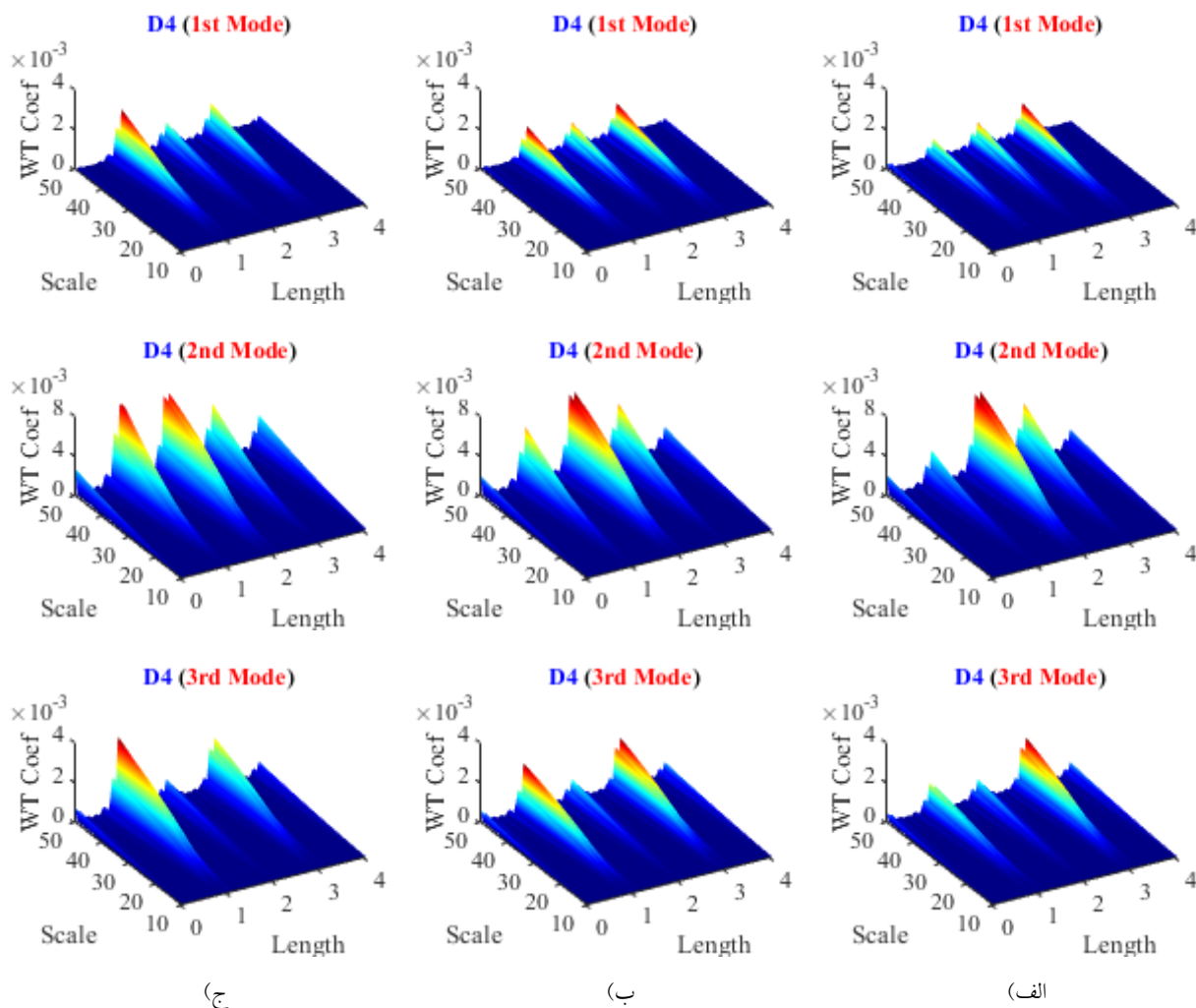


شکل ۱۵- نمودار ضرایب موجک سیگنال ورودی مود چهارم حالت‌های آسیب D1 تا D4

### ۷- بررسی اثر شدت آسیب

به منظور حساسیت سنجی روش تشخیص آسیب آنالیز موجک به شدت آسیب و همچنین، بررسی اثرگذاری شدت آسیب یک موقعیت آسیب بر ضرایب موجک سایر موقعیت‌های آسیب، شدت‌های آسیب موقعیت‌های آسیب ۲ و ۳ به ترتیب برابر با ۲۵٪ و ۳۰٪ کاهش مدول الاستیسیته به صورت ثابت تعریف گردید و شدت آسیب موقعیت ۱ به صورت (الف) ۲۰٪، (ب) ۳۰٪ و (ج) ۴۰٪ تعریف شد. نتایج نموداری تحلیل موجک

سیگنال ورودی تعریفی با رابطه (۷) برای سه مود اول در شکل (۱۶) آورده شده است. مشاهده می‌گردد که در مودهای مورد بررسی در تمامی مقیاس‌ها، با افزایش شدت آسیب موقعیت ۱ (کاهش بیشتر مدول الاستیسیته در موقعیت ۱) تنها ضرایب موجک موقعیت آسیب ۱ تغییر افزایشی دارد و ضرایب موجک سایر موقعیت‌های آسیب به تغییر شدت آسیب موقعیت ۱ وابسته نیستند و این یک مزیت برای الگوریتم ردیابی آنالیز موجک محسوب می‌شود.



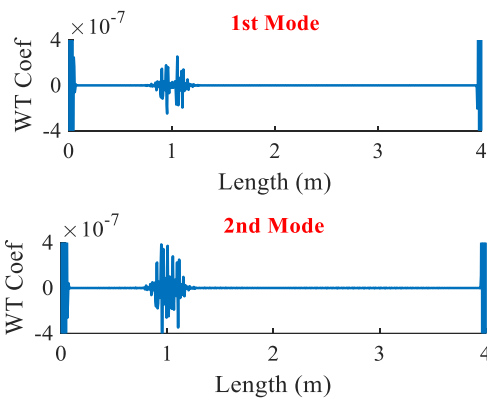
شکل ۱۶- نمودار سه بعدی ضرایب موجک سیگنال ورودی مودهای اول تا چهارم حالت آسیب D4 با شدت آسیب الف) ۲۰٪، ب) ۳۰٪ و ج) ۴۰٪

### ۸- ردیابی آسیب با دیگر شرایط تکیه‌گاهی

شناسایی آسیب با شرایط تکیه‌گاهی گیردار - مفصلی و گیردار - گیردار انجام شده است. در شکل‌های (۱۷) و (۱۸) شکل‌های مود اول و دوم تیر فولادی با حالت آسیب D1 و شرایط

تکیه‌گاهی فوق‌الذکر نشان داده شده است.

نتایج عیب‌یابی با استفاده از سیگنال ورودی رابطه (۸) نشان می‌دهد که روش پیشنهادی روشی کارآمد برای تشخیص آسیب تیر فولادی با شرایط تکیه‌گاهی متفاوت است.



شکل ۲۰- نمودار ضرایب موجک مودهای اول و دوم با شرایط تکیه‌گاهی گیردار - گیردار

درجات آزادی شکل‌های مود حالت‌های سلامتی بدون آسیب و آسیب D1 با شرایط تکیه‌گاهی دو سر مفصل با استفاده از کد نویسی روابط (۹) لحاظ شده است.

$$r = 2 * (\text{rand}(\text{numel}(\phi_i^{d1}), 1) - 0.5)$$

$$R = 1 + \text{Noise} * r \quad (9)$$

$$\phi_i^{d1, \text{Noise}} = \phi_i^{d1} * R$$

در شکل (۲۱) نتایج عیب‌یابی مود اول حالت آسیب D1 متأثر از درصدهای مختلف نویز با استفاده از تعریف سیگنال ورودی با رابطه (۷) نشان داده شده است. لازم به ذکر است که چون  $r$  یک ماتریس تصادفی با مقادیر ماکزیمم و مینیمم نسبی ۱ و -۱ است، تأثیر رفت و برگشتی نویزهای اعمالی لحاظ می‌گردد. همچنین، در هر بار اجرای برنامه کد نویسی شده آشکارساز آسیب، به دلیل ویژگی تصادفی بودن  $r$  مقادیر متفاوت ضرایب موجک در موقعیت آسیب حاصل می‌گردد.

#### ۱۰- نتیجه‌گیری

وقوع آسیب در سازه‌ها امری اجتناب ناپذیر است و با گذشت زمان و تجمع خسارت‌های جزئی، سلامت کلی سازه به خطر خواهد افتاد و ممکن است در اثر خرابی کلی سازه، هزینه‌های اجتماعی و اقتصادی غیر قابل جبرانی به وجود آید؛ بنابراین، کنترل سلامت سازه دارای اهمیت بوده و توجه ویژه‌ای به آن لازم است. تاکنون روش‌های متعددی برای شناسایی و ردیابی آسیب به عنوان یکی از مهم‌ترین مراحل پیش و کنترل سلامت سازه ارائه شده است. برخی از این روش‌ها مربوط به حوزه پردازش سیگنال‌ها است به این صورت که با پاسخ‌های سازه



الف) گیردار - مفصلی



ب) گیردار - گیردار

شکل ۱۷- شکل‌های مود اول المان سازه‌ای تیر فولادی با شرایط تکیه‌گاهی مختلف

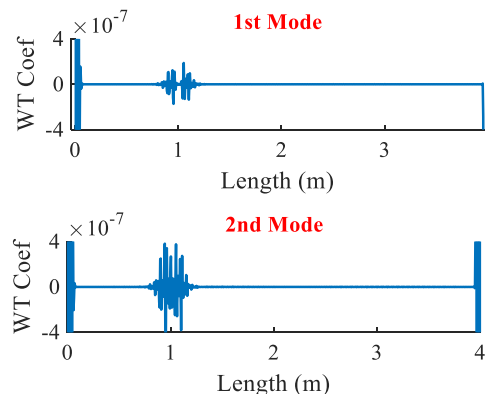


الف) گیردار - مفصلی



ب) گیردار - گیردار

شکل ۱۸- شکل‌های مود دوم المان سازه‌ای تیر فولادی با شرایط تکیه‌گاهی مختلف



شکل ۱۹- نمودار ضرایب موجک مودهای اول و دوم با شرایط تکیه‌گاهی گیردار - مفصلی

#### ۹- ردیابی آسیب با در نظر گرفتن اثر نویز بر سیگنال ورودی آنالیز موجک

در مسائل پیش سلامتی سازه‌ها توصیه می‌شود که اثر ارتعاشات محیطی بر پاسخ‌های سازه در محیط نرم افزار تحلیل سازه‌ای و یا به صورت جداگانه و تصادفی در محیط نرم افزار MATLAB اعمال گردد و کارآمدی روش پیشنهادی شناسایی آسیب بررسی شود. در این مقاله، اثر نویزهای تصادفی بر جابجایی نسبی

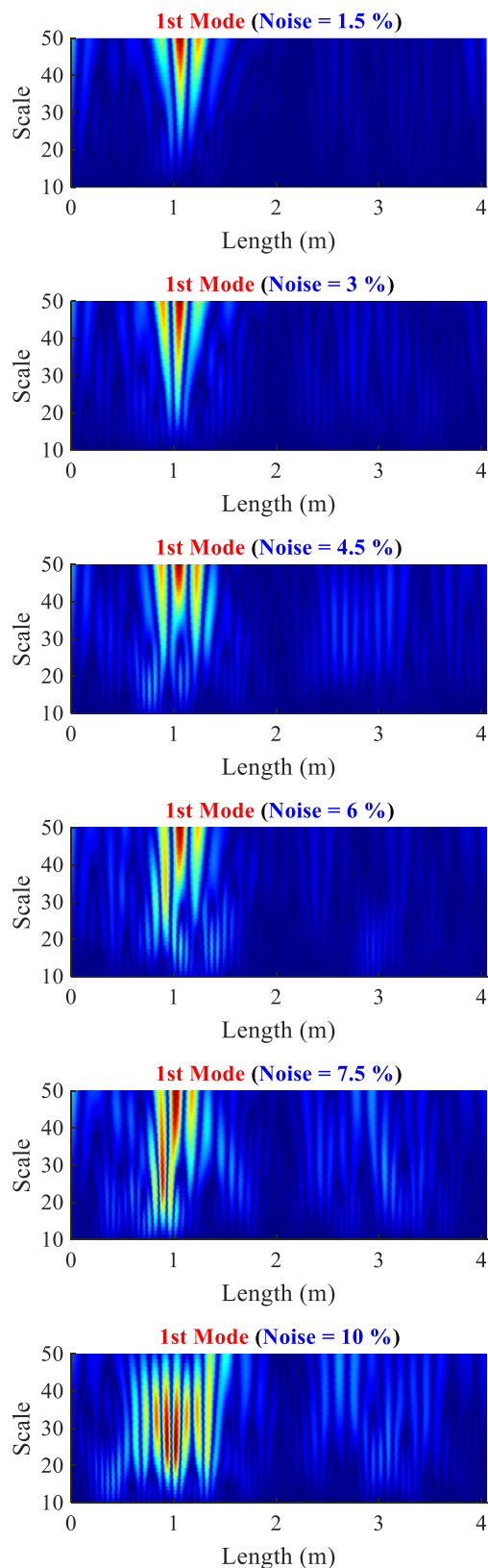
همانند سیگنال‌های پردازشی رفتار می‌شود. تبدیل موجک یکی از روش‌های موفق تحلیلی سیگنال‌ها در حوزه زمان و فرکانس است که با استفاده از آن اطلاعات بیشتری از سیگنال آنالیز شده بر اساس توانمندی آن در محلی سازی سیگنال در دو حوزه زمان و فرکانس ارائه می‌گردد.

در این نوشتار، مسئله ردیابی آسیب در المان سازه‌ای تیر فولادی به عنوان یکی از مهم‌ترین المان‌های سازه‌ای در صنعت ساختمان‌سازی، پل‌ها و ماشین‌آلات ساختمانی مطرح گردید. ابتدا مدل‌سازی در محیط نرم افزار اجزا محدود انجام شد و با آنالیز مودال در وضعیت‌های بدون آسیب و با آسیب مورد تحلیل واقع شد. نتایج اولیه، تغییر کاهشی مقادیر فرکانسی را به دلیل وجود آسیب نشان داد؛ فرکانس تمامی مودهای حالت‌های آسیب از فرکانس نظیر مود حالت سالم کمتر است و همچنین، با اضافه شدن موقعیت آسیب جدید به المان سازه‌ای تیر فولادی، مقادیر فرکانسی بیشتر کاهش یافت. با استخراج شکل‌های مود سالم و معیوب، سیگنال ورودی تبدیل موجک به دو صورت شکل مود معیوب و تفاضل شکل‌های مود سالم و معیوب تعریف گردید. بررسی‌ها نشان داد که سیگنال‌های خروجی حاصل از جزئیات ضرایب موجک آنالیز موجک سیگنال ورودی دارای اطلاعات مفید و سودمندی جهت شناسایی و ردیابی موقعیت‌های مختلف آسیب هستند. نتایج نموداری مربوط به تابع موجک  $coif5$  گزارش شده در متن مقاله نشان می‌دهد که:

۱- سیگنال‌های خروجی حاصل از جزئیات آنالیز موجک سیگنال شکل مود این قابلیت را دارند که با ایجاد پرش نسبی حداقلی و حداکثری در موقعیت‌های مختلف آسیب در تمامی مقیاس‌های بزرگ‌تر از واحد، موقعیت‌های مختلف آسیب را ردیابی و شناسایی نمایند.

۲- نتایج نموداری تمامی مودها نشان می‌دهد که با اضافه شدن موقعیت آسیب جدید، تغییری در مقادیر پرش نسبی حداقلی و حداکثری ضرایب موجک در موقعیت‌های آسیب قبلی به وجود نمی‌آید؛ به عبارتی، مقادیر ضرایب موجک موقعیت‌های مختلف آسیب مستقل از هم هستند و این یک مزیت برای روش تشخیصی موجک محسوب می‌گردد، زیرا عدم شناسایی یک موقعیت آسیب تأثیری بر روش تشخیصی موجک در شناسایی سایر موقعیت‌های آسیب نمی‌گذارد.

۳- سیگنال شکل مود ورودی تبدیل موجک به صورت تعریفی تنها با شکل مود حالت آسیب نشان می‌دهد که بدون نیاز به پاسخ‌های شکل مود سالم نیز می‌توان با قابلیت بالایی



شکل ۲۱- نمودار ضرایب موجک مود اول حالت آسیب  $D1$  با شرایط تکیه‌گاهی دو سر مفصل با در نظر گرفتن اثر درصدهای متفاوت نویزهای تصادفی

continuous relative wavelet entropy method", *Structural Health Monitoring*, Vol. 13, pp. 1-14.

[7] Li, J. and Hao, H. (2014), "Substructure damage identification based on wavelet-domain response reconstruction", *Structural Health Monitoring*, Vol. 13, pp. 1-17.

[8] Katunin, A. (2015), "Stone impact damage identification in composite plates using modal data and quincunx wavelet analysis", *Archives of Civil and Mechanical Engineering*, Vol. 15, pp. 251-261.

[9] Patel, S.S., Chourasia, A., Panigrahi, S., Parashar, J., Parvez, N. and Kumar, M. (2016), "Damage identification of RC structures using wavelet transformation", *Procedia Engineering*, Vol. 144, pp. 336-342.

[۱۰] [رحامی، ح.، امینی تهرانی، ح.، اخوات، م. و قدرتی امیری، غ.ر. (۱۳۹۵). "شناسایی خسارت در سکوهاى ثابت دریایی با استفاده از مفاهیم آنتروپی انرژی در تبدیل بسته موجک"، نشریه علمی و پژوهشی مهندسی عمران و محیط زیست امیرکبیر، دوره ۴۸، شماره ۳، ص. ۲۴۱-۲۴۸.

[11] Yang, C. and Oyadiji, S.O. (2017), "Delamination detection in composite laminate plates using 2D wavelet analysis of modal frequency surface", *Journal of Computers and Structures*, Vol. 179, pp. 109-126.

[۱۲] [رضایی فر، ا.، یونسی، ع.، قلهکی، م. و اسفندیاری، ا. (۱۳۹۷). "شناسایی آسیب جداشدگی در ستون‌های فولادی پر شده با بتن بر اساس داده‌های مودال آزمایشگاهی"، نشریه علمی و پژوهشی مهندسی سازه و ساخت، دوره ۶، شماره ویژه ۴، ص. ۹۳-۱۰۶.

[13] Younesi, A., Rezaifar, O., Gholhaki, M. and Esfandiari, A. (2019), "Structural health monitoring of a concrete-filled tube column", *Magazine of Civil Engineering*, Vol. 85, pp. 136-145.

[۱۴] [حسینی واعظ، س.ر.، عارف زاده، ط. (۱۳۹۵). "مقایسه تحلیل استاتیکی و مودال در شناسایی آسیب سد وزنی با استفاده از تبدیل موجک"، نشریه علمی و پژوهشی مهندسی عمران شریف، دوره ۲-۳۵، شماره ۱/۱، ص. ۳۳-۴۱.

[۱۵] [خان احمدی، م.، رضایی فر، ا.، و قلهکی، م. (۱۴۰۰). "عیب‌یابی صفحات فولادی مبتنی بر مقایسه نتایج تحلیلی تبدیل موجک گسسته دو بعدی شکل مودهای اولیه و ثانویه"، نشریه مهندسی سازه و ساخت، دوره ۸، شماره ۵، ص. ۱۹۸-۲۱۴.

[۱۶] [خان احمدی، م.، رضایی فر، ا.، و قلهکی، م. (۱۳۹۸). "عیب‌یابی دیوارهای پیش‌ساخته (صفحات 3D پانل) مبتنی بر الگوریتم شناسایی تبدیل موجک"، نشریه مهندسی سازه و ساخت، انتشار آنلاین. <https://doi.org/10.22065/JSC.2019.197470.1923>

[۱۷] [حنطه، م.، رضایی فر، ا. و قلهکی، م. (۱۳۹۸). "انتخاب تابع موجک مناسب در تشخیص خرابی ساختمان پیش ساخته پانلی مبتنی بر نتایج آزمایشگاهی و روش عددی"، نشریه مهندسی عمران شریف، انتشار آنلاین. <https://doi.org/10.24200/J30.2020.56237.2812>

[18] Hanteh, M. and Rezaifar, O. (2021), "Damage detection in precast full panel building by continuous wavelet analysis analytical method", *Journal of Structures*, Vol. 29, pp. 701-713.

موقعیت‌های مختلف آسیب را ردیابی و شناسایی نمود؛ و این یک مزیت برای الگوریتم ردیابی موجک محسوب می‌شود، زیرا در بسیاری از حالات پایش سلامت سازه‌ها به خصوص سازه‌های ارزشمند به جا مانده از گذشتگان که نمادی از تاریخ و فرهنگ آن ملت است، اطلاعات اولیه سازه‌ها در دسترس نمی‌باشد.

۴- روش پیشنهادی ردیابی آسیب با الگوریتم تبدیل موجک نشان می‌دهد که با افزایش شدت آسیب یک موقعیت آسیب، تنها ضرایب موجک آن موقعیت آسیب تغییر می‌کند (افزایش می‌یابد) و تأثیری بر ضرایب موجک سایر موقعیت‌های آسیب نمی‌گذارد؛ به عبارتی، ضرایب موجک هر یک از موقعیت‌های آسیب تنها متأثر از شدت آسیب آن موقعیت آسیب است.

۵- روش آنالیز موجک برای تشخیص آسیب المان سازه‌ای تیر فولادی با شرایط تکیه‌گاهی مختلف، همچنان عملکرد شناسایی موفقی دارد.

۶- روش پیشنهادی قابلیت مطلوبی در شناسایی موقعیت آسیب با استفاده از سیگنال متشکل از شکل‌های مود آلوده به نویز دارد و برای درصدهای مختلف نویزهای تصادفی نتایج قابل قبولی حاصل می‌گردد.

روش تحلیلی موجک به عنوان یک روش مطمئن تشخیصی و ردیابی آسیب در المان‌های سازه‌ای تیر و ستون است که در این پژوهش با معرفی سیگنال‌های شکل مود به عنوان ورودی تبدیل موجک، مراکز مختلف آسیب با خطای صفر (خطای بسیار ناچیز) آشکار گردید.

#### ۱۱- مراجع

[1] Zhou, S., Tang, B. and Chen, R. (2009), "Comparison between non-stationary signals fast fourier transform and wavelet analysis", *Intelligent Interaction and Affective Computing, International Asia Symposium, IEEE*.

[2] Katunin, A. (2010), "Identification of multiple cracks in composite beams using discrete wavelet transform", *Scientific Problem of Machines Operation and Maintenance*, Vol. 45, pp. 41-52.

[3] Zhong, S. and Oyadiji, S.O., (2011), "Crack detection in simply supported beams using stationary wavelet transform of modal data", *Structural Control and Health Monitoring*, Vol. 18, pp. 169-190.

[4] Bagheri, A. and Kourehli, S. (2013), "Damage detection of structures under earthquake excitation using discrete wavelet analysis", *Asian Journal of Civil Engineering (BHRC)*, Vol. 14, pp. 289-304.

[5] Xu, W., Radzienski, M., Ostachowicz, W. and Cao, M. (2013), "Damage detection in plates using two-dimensional direction Gaussian wavelets and laser scanned operating deflection shapes", *Structural Health Monitoring*, Vol. 12, pp. 457-468.

[6] Lee, S.G., Yun, G.J. and Shang, S. (2014), "Reference-free damage detection for truss bridge structures by



[۱۹] قلعهکی، م.، کریمی، م.، و پاچیده، ق. (۱۳۹۷)، "مطالعه اثر اندازه چشمه سخت‌کننده‌ها بر روی رفتار غیرخطی دیوارهای برشی فولادی"، نشریه مهندسی سازه و ساخت، دوره ۵، شماره ویژه ۴، ص. ۷۳-۸۷.

[۲۰] قلعهکی، م.، پاچیده، ق.، رضایی فر، ا.، و قزوینی، س. (۱۳۹۸)، "تعیین ضریب رفتار دیوار برشی فولادی با ورق نازک به روش تحلیل دینامیکی افزاینده (IDA)"، نشریه مهندسی سازه و ساخت، دوره ۶، شماره ویژه ۲، ص. ۲۱۱-۲۲۴.

[21] Mallat, S. (2008), "A wavelet tour of signal processing: the sparse way", Academic Press.

[22] Zhongm, S. and Oyadiji, S.O. (2011), "Detection of cracks in simply-supported beams by continuous wavelet transform of reconstructed modal data", Computers and Structures, Vol. 89, pp. 127-148.

[23] Hansang, K. and Hani, M. (2004), "Damage detection of structures by wavelet analysis", Engineering Structures, Vol. 26, pp. 347-362.

[24] Hester, D. and Gonzalez, A. (2012), "A wavelet- based damage detection algorithm based on bridge acceleration response to a vehicle", Mechanical Systems and Signal Processing, Vol. 28, pp. 145-166.

## پی نوشت

- <sup>1</sup> Wavelet transform
- <sup>2</sup> Stationary Wavelet Transform (SWT)
- <sup>3</sup> Two-dimensional directional Gaussian wavelets
- <sup>4</sup> Laser scanned operating deflection shapes
- <sup>5</sup> Quincunx
- <sup>6</sup> Continuous Wavelet Transform (CWT)
- <sup>7</sup> Discrete Wavelet Transform (DWT)



# بررسی عددی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی شاقولی شده پس از زلزله

محمد یکرنگ‌نیا<sup>۱\*</sup>، میلاد عابدی‌فر<sup>۲</sup>

۱- استادیار، مهندسی عمران، دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی، تهران

۲- کارشناس ارشد سازه، مهندسی عمران، دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی، تهران

\*[yekrangnia@sru.ac.ir](mailto:yekrangnia@sru.ac.ir)، ۱۶۳-۱۶۷۸۵، صندوق پستی

## چکیده

باتوجه به افزایش هزینه‌های ساخت سازه‌های جایگزین، انتظار می‌رود که ایجاد تکنیک‌های جدید جهت تسریع در بازگرداندن سازه‌های آسیب‌دیده از زلزله، به سرویس‌دهی و اسکان ساکنین، منجر به کاهش قابل توجه هزینه‌ها شود. در این میان یکی از روش‌هایی که می‌تواند مورد استفاده قرار گیرد، شاقول کردن مجدد سازه می‌باشد که استفاده آسان، هزینه نسبتاً کم و سرعت اجرای مناسبی دارد. در این تحقیق به روش تحلیلی، سه مدل سازه قاب خمشی فولادی با تعداد طبقات متفاوت سه، نه و بیست طبقه، به کمک نرم‌افزار اجزای محدود Abaqus، مورد تحلیل دینامیکی غیرخطی قرار گرفته است. مدل‌های مورد مطالعه، تحت چندین رکورد مختلف در شدت‌های مختلف قرار گرفته‌اند. هر رکورد، تحت سه حالت مجزا به هر مدل اعمال شده است. در حالت اول تنها یک رکورد زلزله به تنهایی به مدل اعمال گردیده است که مصداق وقوع یک زلزله به تنهایی است. در حالت دوم، تحلیل‌ها با تأثیرپذیری از تحلیل‌های قبلی و عدم شاقول شدن بررسی شده است. در حالت سوم، تحلیل‌ها مشابه حالت دوم تحت توالی‌های لرزه‌ای قرار گرفته است با این تفاوت که پس از اعمال هر شدت زلزله و قبل از اعمال شدت بعدی، جابجایی‌های پس‌ماند هر طبقه صفر شده است که این اقدام مصداق شاقول کردن سازه می‌باشد. با بررسی منحنی‌های به‌دست آمده استنتاج شد که در بیشتر حالات، سری دوم تحلیل‌ها یعنی تحلیل‌هایی با تأثیرپذیری از تحلیل‌های قبلی و عدم شاقول شدن به‌علت داشتن تأثیرات باقی‌مانده قابل توجه هر زلزله بر روی زلزله بعدی، دارای بیشترین گریز بیشینه و گریز پس‌ماند می‌باشند.

## واژگان کلیدی

قاب خمشی فولادی، گریز طبقه پس‌ماند و بیشینه، عملکرد لرزه‌ای، شاقولی شده

## Numerical study on the seismic performance of realigned steel moment frames

M. Yekrangnia, M. Abedifar

### Abstract

Due to the increase in construction costs of new structures, it is expected that attempts to develop new techniques to accelerate the return of earthquake-damaged structures to service. One of the methods that can be used is re-aligning the structure. In this research, three models of steel moment frame structures with different numbers of stories, were analyzed by nonlinear dynamic analyses with the help of Abaqus software. The studied models have been subjected to several different records. Each record is applied to each model under three separate fashions. In the first case, only one earthquake record is applied to the model alone. In the second case, IDA analysis is performed, and the structure is subjected to successive earthquakes from low to high intensity. In the third case, the analyzes are similar to the second case under seismic sequences, with the difference that after applying each earthquake intensity and before applying the next intensity, the residual displacements of each floor were made zero, which is an example of aligning the structure. It was concluded that in most cases, the second series of analyzes, have the maximum drift and residual drift ratios.

### Keywords

Steel moment frame, Maximum and residual drift, Seismic performance, Aligned

معمولاً زمین‌لرزه‌ها به‌عنوان یک رویداد منفرد رخ نمی‌دهند، بلکه به‌صورت مجموعه‌ای از لرزه‌ها اتفاق می‌افتند. زمین‌لرزه‌های قوی، پس‌لرزه‌های بیشتر و بزرگ‌تر و همچنین پیش‌لرزه‌هایی دارند و توالی آن‌ها می‌تواند سال‌ها یا حتی بیشتر طول بکشد. در چنین مواردی که زلزله‌های مکرر رخ دهند، سازه‌هایی که پس از اولین زلزله آسیب دیده‌اند و تعمیر نشده باقی می‌مانند، ممکن است در پایان زلزله‌های متوالی و تأثیر پس‌لرزه‌ها کاملاً آسیب ببینند.

در طول سال‌های اخیر، تحقیقاتی برای بررسی تأثیر پس‌لرزه‌ها بر پاسخ‌های سازه‌های مختلف انجام شده است و نتایج مفیدی را برای گنجاندن پس‌لرزه در طراحی لرزه‌ای ارائه کرده‌اند. اگرچه انواع مختلف سازه‌ها و توالی زلزله‌های ثبت‌شده در بررسی‌ها به کار گرفته شده‌اند، اما همچنان این نتیجه مشترک حاصل می‌شود که پس‌لرزه‌های متوسط و قوی باعث افزایش آسیب سازه می‌شوند.

**Faisal** و همکارانش [۱]، برای اولین بار با هدف تعیین تأثیر زلزله‌های مکرر دور از گسل بر شکل‌پذیری طبقه و ایجاد رابطه تجربی، بر روی قاب‌های بتن مسلح صورت گرفته است. مطابق نتایج این مطالعه، حداکثر شکل‌پذیری طبقه سازه‌های مورد بررسی به‌طور قابل توجهی تحت تأثیر زلزله‌های مکرر قرار می‌گیرد. حداکثر شکل‌پذیری طبقه در سازه‌های ناشی از زلزله‌های مکرر، برای سازه کوتاه، یعنی مدل ۳ طبقه، با ضریب رفتار پایین، در سطح بالایی ظاهر می‌شود. با افزایش ضریب رفتار، این حداکثر تقاضا به پایین‌ترین طبقه منتقل می‌شود. برای مدل‌های بلندتر، یعنی مدل‌های ۶، ۱۲، و ۱۸ طبقه، حداکثر شکل‌پذیری طبقه به‌دلیل زلزله‌های مکرر در طبقه پایین قرار دارد.

**Wen** و همکارانش [۲]، نویسندگان اثر پس‌لرزه بر منحنی شکنندگی را برای یک سازه بتن مسلح ۵ طبقه مورد بررسی قرار دادند و اثبات نمودند که پس‌لرزه ممکن است تغییر مکان پس‌ماند سقف را به‌دلیل قطبیت حرکت پس‌لرزه نسبت به زلزله اصلی، افزایش یا کاهش دهد. پس‌لرزه می‌تواند هم میانگین شاخص آسیب و هم پراکندگی شاخص آسیب سازه را افزایش دهد و این افزایش، شدت زلزله اصلی و پس‌لرزه بستگی دارد.

در مطالعه‌ای توسط **Ruiz-Garcia** [۳] این چنین نتیجه‌گیری شده است که مدت زمان حرکت زمین به‌طور قابل توجهی بر گریز پس‌ماند بام در سیستم‌های یک درجه آزادی و چند درجه آزادی تأثیر نمی‌گذارد. در مطالعه‌ای که **Raghuandan** و **Liel**

[۴]، اثر مدت زمان بر ریزش ساختمان‌های بتن آرمه با خواص ساختاری متفاوت بررسی شده و این نتیجه به‌دست آمده است که مدت زمان حرکت زمین تأثیر قابل توجهی بر ظرفیت فروریختن سازه‌های بتنی با فرسودگی زیاد و فرسودگی کمتر دارد.

**Ruiz-Garcia** [۵] نتیجه‌گیری کرد، ویژگی‌های زلزله اصلی و پس‌لرزه بررسی شده و بیان گردیده است که دوره تناوب پس‌لرزه‌ها کوتاه‌تر از پس‌لرزه‌های اصلی است و ممکن است به‌طور قابل توجهی بر رفتار لرزه‌ای ساختمان‌های تحت اثر پس‌لرزه تأثیر بگذارد. در مقاله‌ای توسط **Song** و همکارانش [۶]، تأثیر ویژگی‌های پس‌لرزه بر خطر فروپاشی برای هر دو مدل ساختمان فولادی یک درجه آزادی و چند درجه آزادی پس از زلزله اصلی بررسی شده است. تحلیل دینامیکی افزایشی بر روی مجموعه‌ای از ۶۲ رکورد پس‌لرزه با ویژگی‌های متفاوت انجام شده و تجزیه و تحلیل آن بر اساس یک سیستم یک درجه آزادی غیرخطی و یک ساختمان معمولی چهار طبقه با قاب فولادی است. نتایج نشان می‌دهد که هم مدت و هم محتوای فرکانس حرکات زمین نقش مهمی در ظرفیت فروپاشی سازه پس از زلزله اصلی دارند. ظرفیت فروریزش سازه، که توسط شدت حرکت زمین قبل از فروریختن ساختمان‌ها تعیین می‌شود، با افزایش مدت زمان مؤثر حرکت زمین کاهش می‌یابد. با افزایش سطح خسارت، تأثیر ویژگی‌های پس‌لرزه بر ظرفیت‌های فروپاشی پس از زلزله شدیدتر است. نتایج مشابهی در مطالعه مرجع [۷] گزارش شده است.

در مطالعه‌ای **Lee** و **Foutch** [۸]، پاسخ چهار مدل تحلیلی سه‌بعدی ساختمان‌های بتنی را تحت مجموعه‌ای از پنج توالی لرزه‌ای زلزله اصلی-پس‌لرزه ثبت‌شده مورد بررسی قرار داده‌اند. ساختمان‌های منتخب دارای ارتفاع ۳ و ۵ طبقه بودند که شامل منظم و نامنظم در ارتفاع برای هر ساختمان بودند. محققین هم‌چنین زوج زلزله اصلی-پس‌لرزه را به ۹۰، ۱۸۰ و ۲۷۰ درجه چرخاندند تا تأثیر زاویه توالی رویداد را بررسی نمایند. مطابق نتایج به‌دست آمده، تحریکات پس‌لرزه به‌طور سیستماتیک پارامترهای تقاضای لرزه‌ای مانند نسبت گریز بین طبقه و نسبت گریز پسماند و هم‌چنین شاخص آسیب را افزایش می‌دهد؛ که به پیکربندی ارتفاع نیز بستگی دارد. نتایج مشابهی در مرجع [۹] گزارش شده است.

همچنین مطالعات مختلفی نیز بر روی گریز پسماند در سیستم‌های سیستم یک درجه آزادی انجام شده است. به‌عنوان مثال، در [۱۰]، تجزیه و تحلیل پارامتری سیستم یک درجه



آزادی تحت ۱۱ زلزله برای ارزیابی گریز پس ماند انجام شده و ثابت شده است که نسبت سختی پس از تسلیم به طور قابل توجهی بر روی گریز پسماند تأثیر می‌گذارد. علاوه بر این، نتایج این مطالعه نشان داد که اثرات پریرود ارتعاش الاستیک و حداکثر شکل‌پذیری هدف بر روی گریزهای پسماند جزئی است. در مطالعه دیگری توسط *Miranda* و *Ruiz-García* [۱۱]، مقادیر جابجایی پس ماند سیستم‌های سیستم یک درجه آزادی با در نظر گرفتن تأثیر پارامترهایی از جمله پریرود ارتعاش الاستیک، بزرگی زلزله، شرایط محل و فاصله تا گسل بررسی شده است. همچنین، یک معادله تحلیلی از طریق تحلیل دینامیکی غیرخطی سیستم‌ها تحت ۲۴۰ حرکت زمین برای پیش‌بینی جابجایی پس ماند پیشنهاد گردیده است. *Fardis* و *Lioassatou* [۱۲] به بررسی اثرات پالس سرعت زلزله و مدل‌های هیسترتیک سیستم یک درجه آزادی بر روی تغییر مکان پسماند نرمال شده تا حداکثر تغییر مکان خطی و غیرخطی پرداخته‌اند. این مطالعه، توابع میانگین، واریانس و خودهمبستگی و همچنین توزیع احتمال حاشیه‌ای طیف تغییر مکان پسماند نرمال شده را به‌عنوان فرآیند تصادفی ارتعاش معرفی کرده است. علاوه بر این، در مقاله‌ای توسط *Guo* و *Christopoulos* [۱۳]، یک چارچوب احتمالی برای پیش‌بینی گریز پسماند سیستم‌های سیستم یک درجه آزادی ایده‌آل به‌عنوان معرف سازه‌های متعارف با استفاده از تحلیل نوسانات غیرخطی ارائه شده است. همچنین، برای یافتن روندهای آماری نسبت‌های پسماند، تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی در برابر حرکات زمینی نزدیک و دور انجام شده است. نویسندگان در مقاله [۱۴]، نسبت‌های تغییر مکان پسماند با مقاومت ثابت را برای سازه‌های ساخته شده در سایت‌های خاک نرم ارزیابی کرده‌اند. نویسندگان یک معادله آماری را برای تخمین جابجایی پس ماند سازه سیستم یک درجه آزادی تحت ۲۳۸ زمین لرزه ثبت شده در مکزیکوسیتی و منطقه خلیج سانفرانسیسکو پیشنهاد نموده‌اند.

در مقاله [۱۵]، روشی برای ارزیابی نسبت‌های جابجایی غیر الاستیک سیستم‌های سیستم یک درجه آزادی بر اساس فرمول تجربی به‌دست‌آمده از مطالعات پارامتری گسترده پیشنهاد شده است. تأثیر پریرود ارتعاش، ضریب کاهش نیرو، شرایط نوع خاک، نسبت سختی پس از تسلیم (سخت‌شدن و نرم‌شدن) و نسبت میرایی ویسکوز مورد بررسی و بحث قرار گرفته است. نوآوری اصلی آن مقاله، مربوط به اندازه‌گیری اثر مستقیم توالی لرزه‌ای بر روی جابجایی است. مطابق نتایج به‌دست آمده، افزایش ضرایب کاهش نیرو همیشه منجر به افزایش نسبت

جابجایی غیر الاستیک می‌شود و بالعکس. علاوه بر این، این مقادیر به پریرود سیستم سیستم یک درجه آزادی، به‌ویژه در محدوده کوتاه، مثلاً تا ۰/۵ ثانیه، وابسته است. در این حالت، هرچه دوره تناوب کمتر باشد، نسبت جابجایی غیر الاستیک بیشتر است. علاوه بر این، کاهش نسبت سختی پس از تسلیم منجر به جابجایی بالاتر می‌شود و بالعکس. این اثر برای مقادیر منفی این پارامتر، بارزتر است. از سوی دیگر، شرایط محلی و نسبت میرایی ویسکوز کمی بر نسبت جابجایی غیر الاستیک تأثیر می‌گذارد و عملاً می‌توان آنها را نادیده گرفت. نتایج مشابهی در مرجع [۱۶] گزارش شده است.

## ۲- فرضیات و مدل‌ها

در این بخش، به توضیح مدل‌های در نظر گرفته شده سه، نه و بیست طبقه پرداخته شده و جزئیات تحلیل و طراحی و محاسبات نیروی زلزله و... برای این سه مدل ارائه شده است. تحلیل و طراحی اولیه مدل‌ها با استفاده از نرم‌افزار ETABS19 [۱۷] انجام شده است. تحلیل و طراحی تمامی مدل‌ها مطابق طراحی سازه‌های متداول اسکلت فولادی بوده و تمامی الزامات تجویزی مبحث دهم مقررات ملی [۱۸]، استاندارد ۲۸۰۰ [۱۹] مدنظر بوده است. تمامی مقاطع مورد استفاده در تیرها و ستون‌ها در هر سه مدل، از نوع فشرده لرزه‌ای می‌باشند. بار مرده و زنده طبقات به ترتیب برابر ۴۰۰ و ۲۰۰ کیلوگرم بر متر مربع در نظر گرفته شده است. محل ساختمان‌های مورد بررسی شهر تهران، نوع خاک محل تیپ ۲ و سیستم باربر جانبی برای مدل‌های ۳ و ۹ طبقه قاب خمشی متوسط و برای مدل ۲۰ طبقه قاب خمشی ویژه است. به منظور مدل‌سازی در نرم افزار *Abaqus*، از المان‌های تیر استفاده شده است. تنش تسلیم و تنش حد نهایی مصالح فولادی به ترتیب برابر ۲۴۰ و ۴۷۵ مگاپاسکال می‌باشد. مدول یانگ و نسبت پواسون به ترتیب برابر ۲۰۰ گیگاپاسکال و ۰/۳ است. مشخصات رکوردهای مورد استفاده در این مطالعه در جدول (۱) ارائه شده است.

در تمام مدل‌ها، شدت‌های مختلف زلزله از حداکثر شتاب  $0.2g$  تا  $1.6g$  با گام‌های  $0.2$  به تکیه‌گاه‌های گیردار اعمال گردیده است. هر رکورد، تحت سه حالت مجزا به هر مدل اعمال شده است. در حالت اول تنها یک رکورد زلزله به تنهایی به مدل اعمال گردیده است که مصداق وقوع یک زلزله به تنهایی بوده و بدون داشتن پس لرزه و تأثیر زلزله‌های متوالی می‌باشد که مطابق عرف طراحی‌های حال حاضر است. در حالت دوم تحلیل‌ها با تأثیرپذیری از تحلیل‌های قبلی و عدم شاقول

جدول ۱- مشخصات رکوردهای مورد استفاده در مطالعه

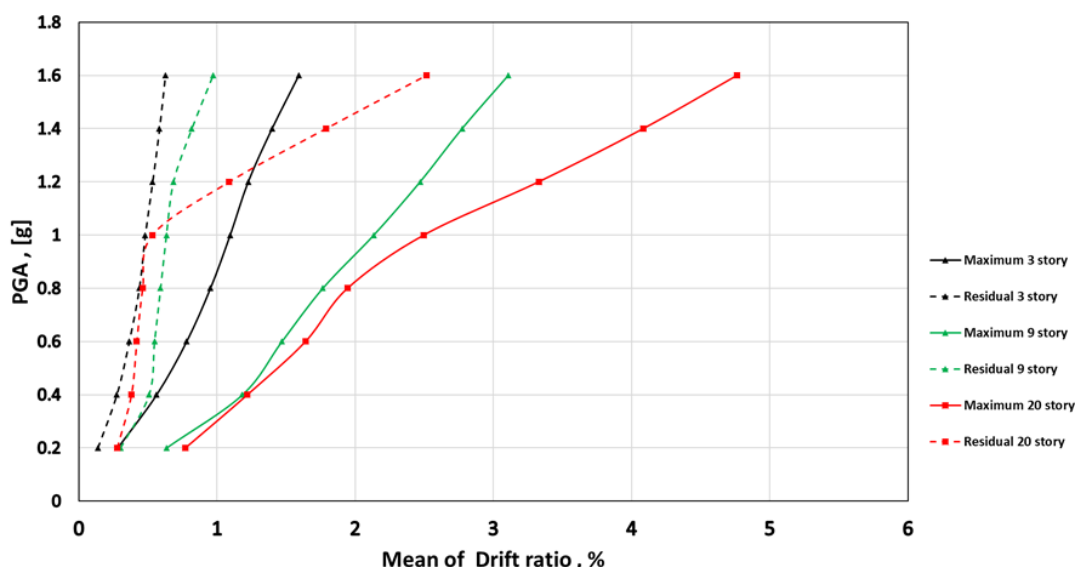
نام رکورد	تاریخ وقوع	ایستگاه	PGA	منبع
Northridge	۱۹۹۴/۰۱/۱۷	Pacoima Kagel Canyon	۰/۴۴g	PEER
Irpinia Italy	۱۹۸۰/۱۱/۲۳	Bagnoli Irpinio	۰/۱۹g	PEER
Cape Mendocino	۱۹۹۲/۰۴/۲۵	Petrolia	۰/۷۳g	PEER
Montenegro Yugo	۱۹۷۹/۰۴/۱۵	Bar-Skupstina Opstine	۰/۳۹g	PEER
L'Aquila Italy	۲۰۰۹/۰۴/۰۶	L'Aquila - Parking	۰/۳۴g	PEER
Chuetsu-oki	۲۰۰۷/۰۷/۱۶	Joetsu Kakizakiku Kakizaki	۰/۵۰g	PEER
Chi-chi	۱۹۹۹/۰۹/۲۰	TCU101	۰/۲۲g	PEER

و حذف ارتعاشات احتمالی، در نظر گرفته شده است. برای هر شدت از هر رکورد و برای هر طبقه از تمامی مدل‌ها، تحت سه حالت ذکر شده، منحنی‌های بیشینه شتاب زمین بر حسب نسبت گریز شامل گریز بیشینه و گریز پس ماند، و منحنی بیشینه شتاب زمین بر حسب برش پایه رسم گردیده است.

### ۳- نتایج شبیه‌سازی و تحلیل آنها

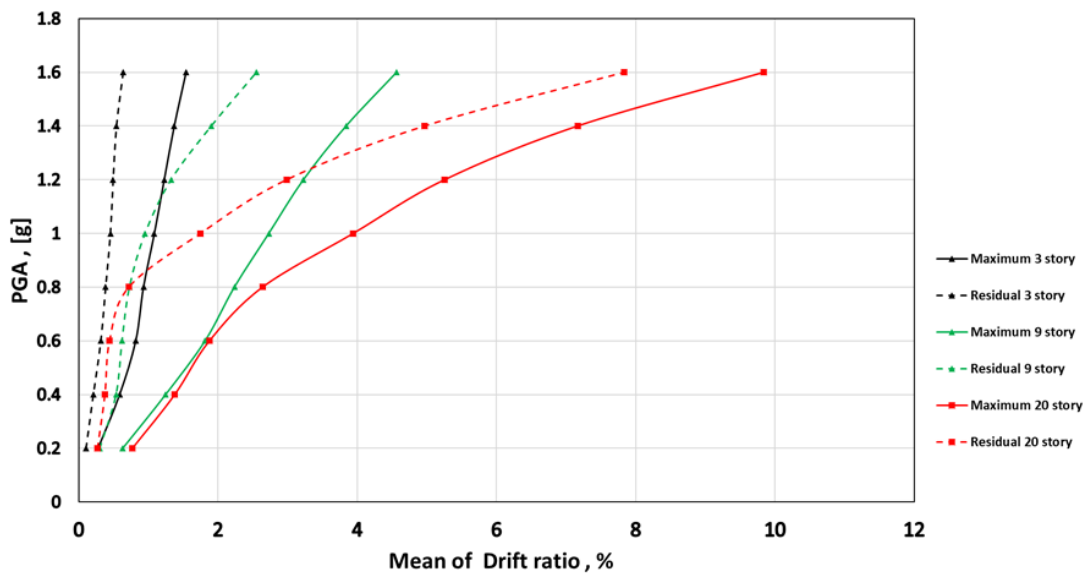
در این بخش به تشریح و تفسیر نتایج به دست آمده از رکوردها پرداخته می‌شود. در شکل‌های ۱ تا ۳ محور افقی بیانگر میانگین مقادیر گریز هفت رکورد مورد مطالعه می‌باشد. در شکل‌های (۱) تا (۳)، مقادیر گریز برای هر سه مدل و به تفکیک سری تحلیل بیان گردیده است.

شدن بررسی شده است یعنی سازه تحت زلزله‌های متوالی از شدت کم بشدت زیاد قرار گرفته است و اثرات هر زلزله مانند تنش‌ها و جابجایی‌ها و گریزهای پس ماند بر روی زلزله بعدی در نظر گرفته شده است. در حالت سوم تحلیل‌ها، مشابه حالت دوم تحت توالی‌های لرزه‌ای قرار گرفته است با این تفاوت که پس از اعمال هر شدت زلزله و قبل از اعمال شدت بعدی، جابجایی‌های پس ماند هر طبقه صفر شده است که این اقدام مصداق شاقول کردن سازه می‌باشد. در این حالت تنها جابجایی‌های پس ماند صفر گردیده است و سایر تأثیرات زلزله قبلی مانند تنش‌ها، مفاصل پلاستیک احتمالی و... همچنان در سازه وجود دارد. در حالت‌های دوم و سوم تحلیل، بعد از اعمال هر شدت و قبل از اعمال شدت بعدی و همچنین بعد از شاقول کردن سازه، فاصله زمانی ۶ ثانیه‌ای جهت آرامش سازه

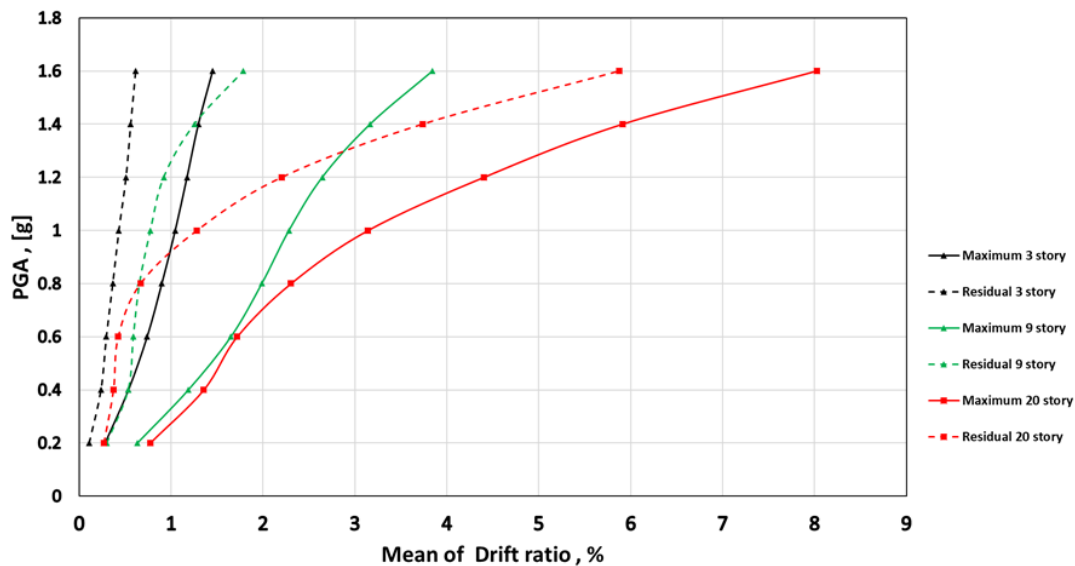


شکل ۱- مقایسه حداکثر گریز متوسط مدل‌های ۳ و ۹ و ۲۰ طبقه در سری اول تحلیل‌ها





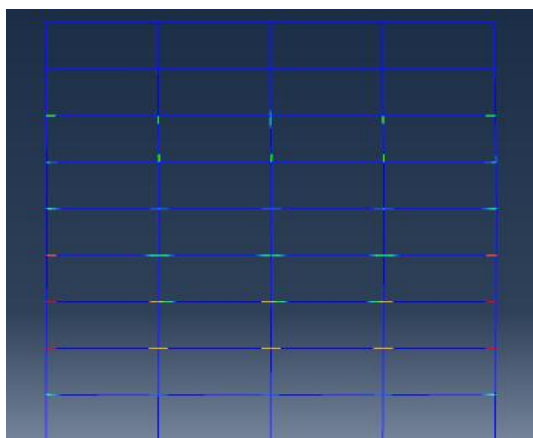
شکل ۲- مقایسه حداکثر گریز متوسط مدل‌های ۳ و ۹ و ۲۰ طبقه در سری دوم تحلیل‌ها



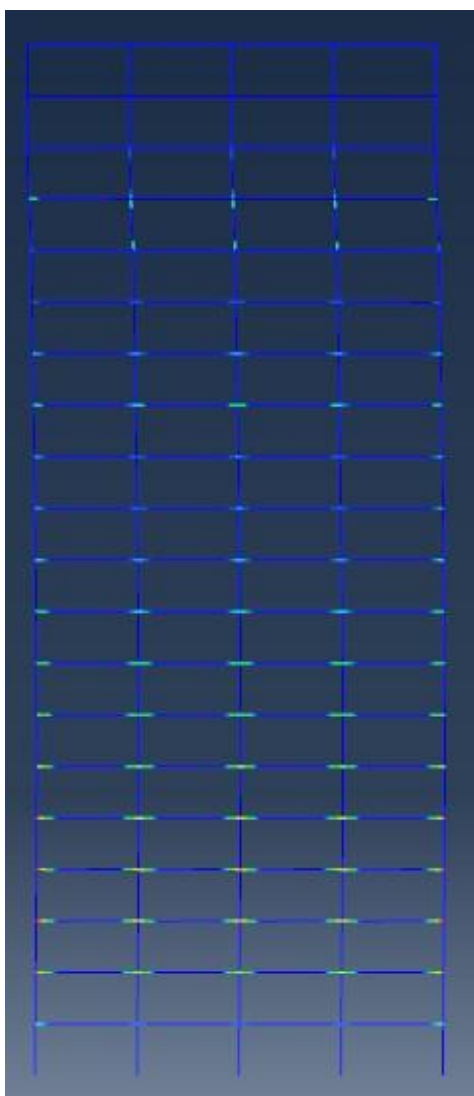
شکل ۳- مقایسه حداکثر گریز متوسط مدل‌های ۳ و ۹ و ۲۰ طبقه در سری سوم تحلیل‌ها

گریز بیشینه و پس ماند می‌باشند. همچنین استنتاج می‌شود که سری دوم تحلیل‌ها یعنی تحلیل‌هایی با تأثیرپذیری از تحلیل‌های قبلی و عدم شاقول شدن، به‌علت داشتن تأثیرات باقی‌مانده قابل توجه هر زلزله بر روی زلزله بعدی از جمله جابجایی پسماند، خستگی مصالح و... دارای بیشترین گریز بیشینه و گریز پس ماند می‌باشند. سری سوم تحلیل‌ها یعنی سازه‌های شاقول شده، در رده دوم از نظر گریز بیشینه و پس ماند بوده و سری اول تحلیل‌ها در رتبه سوم می‌باشند. سازه‌های سری دوم به‌علت خرابی‌های جزئی، مفصل

با بررسی شکل‌ها می‌توان دریافت که در سه سری تحلیل‌های انجام شده، با افزایش تعداد طبقات، مقدار گریز بیشینه و گریز پس ماند افزایش می‌یابد به عبارت دیگر، سازه‌های بیست، نه و سه طبقه، به ترتیب بیشترین مقدار گریز را داشته‌اند. همچنین تعداد پس‌لرزه‌ها پارامتر مهمی در تعیین میزان خرابی می‌باشد به گونه‌ای که با افزایش تعداد پس‌لرزه‌های اعمالی، افزایش بیشتری را در گریز بیشینه و گریز پس ماند شاهد هستیم. مشخصات پس‌لرزه شامل بیشینه شتاب و مدت زمان موثر، دو پارامتر تعیین کننده در ایجاد خرابی و افزایش مقادیر



شکل ۵- محل کرنش‌های پلاستیک مدل نه طبقه ناشی از توالی لرزه‌ای تحت رکورد Northridge

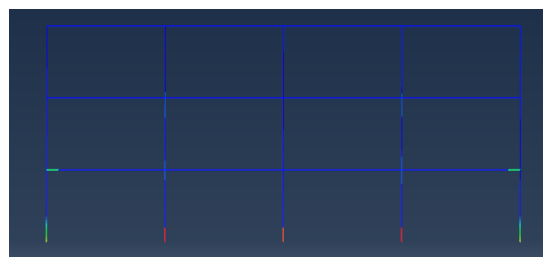


شکل ۶- محل کرنش‌های پلاستیک مدل ۲۰ طبقه ناشی از توالی لرزه‌ای تحت رکورد Northridge

پلاستیک، تنش‌های پس‌ماند و غیره دارای گریز بیشتری نسبت به سری اول بوده ولی به علت صفر شدن جابجایی‌ها و شاقول شدن، دارای گریز کمتر نسبت به حالت سوم می‌باشد. از آنجا که معیار صریحی برای خرابی سازه وجود ندارد، درصد گریزهای نسبتاً زیاد استخراج شده از تحلیل‌ها، می‌تواند معیاری برای خرابی شدید و فروریزش سازه باشد.

با توجه به نتایج ارائه شده می‌توان به این نتیجه رسید که طبقات پایین‌تر، دارای گریز بیشتر نسبت به طبقات بالاتر هستند و با افزایش ارتفاع در هر مدل، نسبت گریز طبقات کاهش می‌یابد؛ به دلیل اینکه هر طبقه مجموع نیروهای برشی طبقات بالاتر از خود را تحمل می‌کند و بیشترین نیروی جانبی به طبقات پایین اعمال می‌شود، این نتیجه منطقی خواهد بود. همچنین از مقایسه بیشینه گریز در سه حالت تحلیل، استنتاج می‌شود که سری دوم تحلیل‌ها یعنی تحلیل‌هایی با اثرپذیری از تحریک قبلی و بدون شاقولی، به دلیل اثرات تجمعی زلزله‌های متوالی دارای بیشترین گریز پس‌ماند می‌باشد. اثرات باقی‌مانده از هر زلزله بر روی زلزله بعدی شامل جابجایی پس‌ماند، اعوجاج جزئی المان‌ها، خستگی مصالح، جابجایی پس‌ماند مفاصل پلاستیک و ... می‌باشد. همچنین با بررسی روند تغییر برش پایه در مدل‌ها، می‌توان دریافت که مقدار تفاوت برش پایه در سری دوم (بدون شاقولی) و سری سوم (با شاقولی) اندک است و با اختلاف جزئی، سری دوم برش پایه بیشتری را تحمل کرده است. همچنین سری اول تحلیل (بدون پس‌لرزه) برش پایه کمتری را ایجاد کرده است.

با توجه به شکل‌های (۴) تا (۶) که محل کرنش‌های پلاستیک، پس از اعمال رکورد با شدت  $1/4 \cdot g$  و قبل از اعمال رکورد با شدت  $1/6 \cdot g$  تحت رکورد Northridge را برای سازه‌های مورد تحلیل نشان می‌دهد، افزایش گریز سری دوم و سوم نسبت به گریز سری اول، به خاطر اثرات و خرابی‌های موجود در سازه ناشی از توالی زلزله‌ها، قابل توجه است.



شکل ۴- محل کرنش‌های پلاستیک مدل سه طبقه ناشی از توالی لرزه‌ای تحت رکورد Northridge

#### ۴- نتیجه‌گیری

۱- در تمامی مدل‌ها، سری دوم تحلیل‌ها یعنی سازه‌های متاثر از پس‌لرزه و عدم شاقول شدن، به‌علت داشتن تأثیرات باقی‌مانده قابل توجه هر زلزله بر روی زلزله بعدی از جمله جابجایی پس‌ماند، کرنش پلاستیک، خستگی مصالح و...، دارای بیشترین گریز بیشینه و گریز پس‌ماند می‌باشند.

۲- سازه‌های شاقول شده به‌علت آسیب‌ها و جابجایی‌های پس‌ماند و ... دارای بیشینه گریز بیشتری نسبت به سری اول (تحت زلزله منفرد) بوده ولی به‌علت صفرشدن جابجایی‌ها و شاقول شدن، دارای بیشینه گریز کمتر نسبت به حالت دوم (دارای پس‌لرزه و بدون شاقولی) می‌باشند.

۳- مقادیر گریز بیشینه سازه‌های دارای پس‌لرزه با مقادیر گریز بیشینه سازه‌های بدون پس‌لرزه در شدت‌های کم زلزله، تفاوت مشهودی دارد اما تأثیر شاقولی کردن سازه در شدت‌های بالاتر و تعداد پس‌لرزه‌های بیشتر، بارزتر می‌باشد.

۴- در تمامی تحلیل‌های انجام شده، با افزایش تعداد طبقات، مقدار گریز بیشینه و گریز پس‌ماند افزایش می‌یابد به عبارت دیگر، سازه‌های بیست، نه و سه طبقه، به ترتیب بیشترین مقدار گریز را داشته‌اند و سازه‌های بلندمرتبه‌تر خرابی بیشتری را تجربه کرده‌اند.

۵- مشخصات پس‌لرزه شامل بیشینه شتاب، مدت زمان موثر و تعداد پس‌لرزه‌ها، پارامترهای تعیین‌کننده در افزایش میزان خرابی می‌باشند به گونه‌ای که با افزایش این متغیرها، افزایش بیشتری را در گریز بیشینه و گریز پس‌ماند شاهد هستیم.

۶- در مدل سه طبقه، وقوع پس‌لرزه در مقدار گریز بیشینه و پس‌ماند، تأثیر قابل توجهی ندارد اما در مدل نه و بیست طبقه (بر خلاف مدل سه طبقه)، وقوع پس‌لرزه‌ها در افزایش مقدار گریز بیشینه و پس‌ماند، تأثیر قابل توجهی داشته است.

۷- به طور کلی می‌توان تأثیر شاقولی سازه بر کاهش مقدار گریز را در مدل‌های مورد مطالعه، به شرح زیر بیان نمود:

- در سازه سه طبقه، شاقولی سازه منتج به کاهش ۱۰ درصدی گریز بیشینه و کاهش ۱/۵ درصدی گریز پس‌ماند شده است.
- در سازه نه طبقه، شاقولی سازه منتج به کاهش ۱۲ درصدی گریز بیشینه و کاهش ۱۸ درصدی گریز پس‌ماند شده است.
- در سازه بیست طبقه، شاقولی سازه منتج به کاهش ۱۳ درصدی گریز بیشینه و کاهش ۴۵ درصدی گریز پس‌ماند شده است.

کاهش گریز به میزان مقادیر ذکر شده، می‌تواند منجر به قرارگرفتن گریز طبقات در محدوده مجاز شده و به سرویس‌دهی سازه به مدت طولانی کمک شایانی نماید.

#### ۵- مراجع

- [1] Faisal, A., Majid, T.A. and Hatzigeorgiou, G.D. (2013), "Investigation of story ductility demands of inelastic concrete frames subjected to repeated earthquakes", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 44, pp. 42-53.
- [2] Wen, W., Zhai, C., Ji, D., Li, S. and Xie, L. (2017), "Framework for the vulnerability assessment of structure under mainshock-aftershock sequences", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 101, pp. 41-52.
- [3] Ruiz-García, J. (2010), "On the influence of strong-ground motion duration on residual displacement demands", *Earthquake and Structures*, Vol. 1, pp. 327-344.
- [4] Raghunandan, M. and Liel, A.B. (2013), "Effect of ground motion duration on earthquake-induced structural collapse", *Structural Safety*, Vol. 41, pp. 119-133.
- [5] Ruiz-García, J. (2012), "Mainshock-aftershock ground motion features and their influence in building's seismic response", *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 16, pp. 719-737.
- [6] Song, R., Li, Y. and Van de Lindt, J.W. (2014), "Impact of earthquake ground motion characteristics on collapse risk of post-mainshock buildings considering aftershocks", *Engineering Structures*, Vol. 81, pp. 349-361.
- [7] Ruiz-García, J. and Negrete-Manriquez, J.C. (2011), "Evaluation of drift demands in existing steel frames under as-recorded far-field and near-fault mainshock-aftershock seismic sequences", *Engineering Structures*, Vol. 33, pp. 621-634.
- [8] Lee, K. and Foutch, D.A. (2004), "Performance evaluation of damaged steel frame buildings subjected to seismic loads", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 130, pp. 588-599.
- [9] Ruiz-García, J., Yaghmaei-Sabegh, S. and Bojórquez, E. (2018), "Three-dimensional response of steel moment-resisting buildings under seismic sequences", *Engineering Structures*, Vol. 175, pp. 399-414.
- [10] Kawashima, K., MacRae, G. A., Hoshikuma, J. and Nagaya, K. (1998), "Residual displacement response spectrum", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 124, pp. 523-530.
- [11] Ruiz-García, J. and Miranda, E. (2006), "Residual displacement ratios for assessment of existing structures", *Earthquake engineering & structural dynamics*, Vol. 35, pp. 315-336.
- [12] Liossatos, E. and Fardis, M.N. (2015), "Residual displacements of RC structures as SDOF systems", *Earthquake engineering & structural dynamics*, Vol. 44, pp. 713-734.
- [13] Guo, J.W.W. and Christopoulos, C. (2018), "A probabilistic framework for estimating the residual drift of idealized SDOF systems of non-degrading conventional



- and damped structures”, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Vol. 47, pp. 479–496.
- [14] Ruiz-García, J. and Guerrero, H. (2017), “Estimation of residual displacement ratios for simple structures built on soft-soil sites”, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 100, pp. 555–558.
- [15] Hatzigeorgiou, G.D. and Beskos, D.E. (2009), “Inelastic displacement ratios for SDOF structures subjected to repeated earthquakes”, Engineering structures, Vol. 31, no. 11, pp. 2744–2755.
- [16] Hosseinpour, F. and Abdelnaby, A.E. (2017), “Fragility curves for RC frames under multiple earthquakes”, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 98, pp. 222–234.
- [16] ETABS User’s Manual, Integrated Building Design Software, Computer and Structure Inc. Berkeley, USA.

[۱۷] مقررات ملی ساختمان، (۱۳۹۲)، ”طرح و اجرای ساختمان های فولادی-مبحث دهم“، وزارت مسکن و شهرسازی، دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان.

[۱۸] مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، (۱۳۹۳)، ”آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، استاندارد ۲۸۰۰“، ویرایش چهارم، کمیته دائمی بازنگری آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله.



## مطالعه آزمایشگاهی رفتار سیکلی اتصال خمشی فولادی با مقاطع کاهش یافته (RBS) و جان موج دار دوزنقه‌ای

غلامرضا نوری<sup>۱\*</sup>، لیلا توکلی<sup>۲</sup>، سید حسین حسینی لواسانی<sup>۱</sup>، مصطفی نصیری<sup>۲</sup>

۱- دانشیار، گروه عمران، دانشگاه خوارزمی، تهران

۲- دانشجوی کارشناسی ارشد، گروه عمران، دانشگاه خوارزمی، تهران

\*تهران، صندوق پستی ۱۵۷۱۹-۱۴۹۱۱، r.nouri@khu.ac.ir

### چکیده

استفاده از جان موج دار به دلیل افزایش سختی خارج از صفحه و مقاومت کمانشی آن در طرح و ساخت تیرهای عمیق (تیر ورق) مورد توجه قرار گرفته است. در این مطالعه رفتار و عملکرد اتصال خمشی مقطع کاهش یافته در بال (RBS) با جان موج دار دوزنقه‌ای به صورت آزمایشگاهی تحت بارگذاری سیکلی مورد بررسی قرار گرفت. پارامترهای متغیر در مدل‌های ساخته شده، زاویه موج جان و میزان کاهش یافتگی بال تیر در اتصال خمشی تعریف شده است. دو نمونه آزمایشگاهی با زاویه جان ورق ۴۵ و ۳۰ درجه ساخته شدند. همچنین در نمونه دیگری مشخصات کاهش یافتگی در بال تیر با رعایت ضوابط طراحی تغییر داده شد. از پروتکل بارگذاری سیکلی AISC جهت آزمایش استفاده و حداکثر ۴۰ سیکل تا شکست نهایی اتصال بارگذاری گردید. نتایج نشان از پایداری نمونه‌ها از نظر کاهش سختی و افت مقاومت و قابل پذیرش بودن آنها مطابق ضوابط آیین‌نامه‌ای دارد. کاهش سختی و افت مقاومت قابل توجهی در منحنی‌های هیستریزس تا مرحله گسیختگی اتصال‌ها مشاهده نگردید. براساس نتایج آزمایش‌ها، با کاهش زاویه موج جان، ظرفیت خمشی اتصال حدود ۱۰ درصد و میزان جذب انرژی نیز حدود ۲۷٪ کاهش می‌یابد. همچنین با کاهش شعاع انحنا و فاصله ابتدای کاهش یافتگی تا بر ستون حداکثر ظرفیت خمشی اتصال ۵ درصد کاهش می‌یابد. براساس مشاهدات و همچنین منحنی‌های هیستریزس نیرو-جابجایی ثبت شده، در هر سه نمونه چشمه اتصال رفتار خطی از خود نشان داد.

### واژگان کلیدی

اتصال خمشی، تیر با جان موج دار، جان دوزنقه‌ای، اتصال تیر مقطع کاهش یافته

## Experimental study on the cyclic behavior of trapezoidal corrugated-web RBS connections

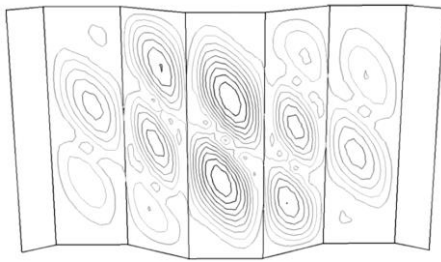
G.R. Nouri, L. Tavakoli, H. Hoseini Lavasani, M. Nasiri

### Abstract

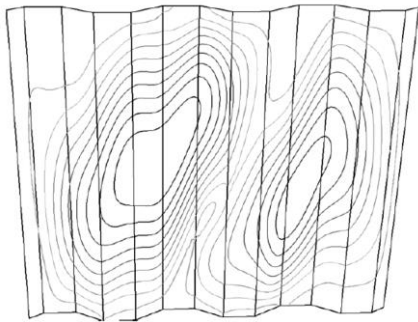
The use of corrugated-web has been considered due to the increase in off-plane stiffness and its buckling strength in the design and construction of deep beams. In this study, the performance of a moment resistant connection with reduced beam section (RBS) beam and trapezoidal corrugated web were investigated under cyclic loading. The variable parameters in the constructed models are defined as the corrugated web angle and the RBS parameters. Two specimens were made with corrugated sheet angle of 45 and 30 degrees. Also, in another sample, the RBS characteristics of the beam wing were changed in accordance with the design criteria. The AISC cycle loading protocol was used for testing and a maximum of 40 cycles were loaded until connection failure. The results show the stability of the specimens and their acceptability according to the regulations and no instability was observed in the hysteresis curves up to the point of failure of connections. According to the results of the experiments, by reducing the corrugated web angle, the bending capacity of the connection is reduced by about 10% and the amount of energy absorption is reduced by about 27%. Based on the observations as well as the recorded deformations, in all three specimens the panel zone showed linear behavior.

### Keywords

Moment resistant connections, Corrugated-web, Trapezoidal corrugated-web, RBS connections



الف) کمانش موضعی



ب) کمانش کلی

شکل ۱- کمانش ورق‌های موج‌دار [۱]

دوزنقه‌ای را بر اساس معادله اندرکنشی کمانشی پیشنهاد داد. هم‌چنین، رابطه دیگری برای به حداکثر رساندن ظرفیت کمانش برشی جان موج‌دار با صفحات منحنی ارائه داد [۶]. Wang و Wang (۲۰۱۴) به بررسی ارزیابی خستگی اتصالات جوشی جان‌های فولادی موج‌دار به صفحات بال پرداخت. زوایای موج صفحات جان در این مطالعه بین ۳۰ تا ۶۰ درجه در نظر گرفته شدند تا تنش اصلی در جهت طولی متفاوت باشد. پس از مطالعات پارامتریک برای یافتن اثر هندسی تمرکز تنش در امتداد پای جوش به روش المان محدود، نقطه بحرانی خستگی در قسمت قوسی اتصال با توجه به زاویه مرکزی انحنا و نسبت شعاع آن به عمق موج مورد مطالعه قرار گرفت [۷].

## ۲- اتصالات با جان موج‌دار و مقطع کاهش یافته

Deylami و Moslehi Tabar (۲۰۱۳) مطالعات گسترده‌ای را بر روی ارتقاء رفتار چرخه‌ای کمانش موضعی جان تیر در اتصالات گیردار با سطح مقطع کاهش یافته انجام داده و جزئیات جدیدی را به منظور افزایش عملکرد اتصال RBS با به تأخیر انداختن کمانش موضعی جان تیر، پیشنهاد کردند [۸]. Mirghaderi و همکارانش (۲۰۰۸) به بررسی اثر ایجاد کاهش یافتگی تیر در قسمت جان توسط دو مقطع جدید مربع و دوزنقه‌ای شکل (شکل (۲)) پرداختند و نشان دادند این تضعیف عمده در جان تیر باعث بهبود پایداری اتصال می‌شود. براساس نتایج اثر این

صفحات فولادی موج‌دار دوزنقه‌ای از یک سری صفحه و زیرصفحه کرکره‌ای تشکیل شده‌اند. ویژگی اصلی این صفحات ظرفیت خمشی کم و سختی خارج از صفحه‌ی کافی آن‌ها است. این صفحات موج‌دار می‌توانند به عنوان یک جایگزین به جای بتن یا جان‌های فولادی مسطح استفاده شوند. هنگامی که از صفحات موج‌دار در جان استفاده می‌شود جان تیر نیروهای برشی عمودی را تحمل می‌کنند و بال‌ها وظیفه تحمل لنگر را به خاطر اثر آکاردئونی دارا می‌باشند. استفاده از این نوع جان فولادی با بال‌های بتنی پیش‌تنیده نخستین بار در فرانسه و پس از آن در ژاپن رایج شد [۱]. چنین مقطعی می‌تواند به‌طور گسترده در شاه‌تیر جرثقیل سازه‌های فولادی صنعتی نیز استفاده شود. ظرفیت کمانش پیچشی-جانبی شاه‌تیر جرثقیلی را که معمولاً به عنوان مقاطع غیرمتقارن استفاده می‌شود، به خصوص برای بال فشرده بدون تکیه‌گاه، می‌توان با استفاده از جان موج‌دار بهبود بخشید [۲]. ضخامت جان در این تیرها نسبت به تیرهای با جان ساده به مراتب کم‌تر بوده و نیازی به استفاده از صفحات سخت‌کننده نیست. به همین دلیل کاربرد تیرهای با جان موج‌دار بسیار اقتصادی است. وزن تیرهای با جان موج‌دار می‌تواند ۳۰٪ کم‌تر از وزن تیرهای با جان مسطح با همان ظرفیت استاتیکی باشد. نتیجه این‌که کاهش سطح مقطع و ضخامت کاهش هزینه ساخت کل سازه را در پی دارد [۳]. هم‌چنین استفاده از این صفحات در جان شاه‌تیرهای I شکل سبب می‌شود که معایب جان‌های معمولی با سخت‌کننده مانند کمانش جان به علت تنش خمشی را نداشته و در عوض مقاومت بالایی را در برابر خستگی با به حداقل رساندن فرآیند جوشکاری فراهم کنند [۴]. بسته به ویژگی‌های هندسی جان موج‌دار، سه حالت مختلف کمانش برشی، شامل کمانش موضعی، کمانش کلی و کمانش اندرکنشی امکان‌پذیر است. کمانش موضعی نشان‌دهنده کمانش یک زیرصفحه است، در حالی‌که کمانش کلی، کمانش کل جان است. کمانش اندرکنشی، که شامل چند زیرصفحه است، با توجه به اندرکنش کمانش موضعی و کلی رخ می‌دهد (شکل (۱)). پژوهش‌های پیشین نشان می‌دهد که شکست کمانشی جان موج‌دار عمدتاً توسط کمانش برشی اندرکنشی ایجاد و کنترل می‌شود. با این حال، علل کمانش برشی اندرکنشی به وضوح تعریف نشده‌اند و در بسیاری از پژوهش‌ها مقاومت کمانش برشی نادیده گرفته می‌شود [۴ و ۵].

Eldib (۲۰۰۹) ضریب کمانش اندرکنشی برشی و پارامترهای کمانشی برشی برای جان‌های فولادی موج‌دار

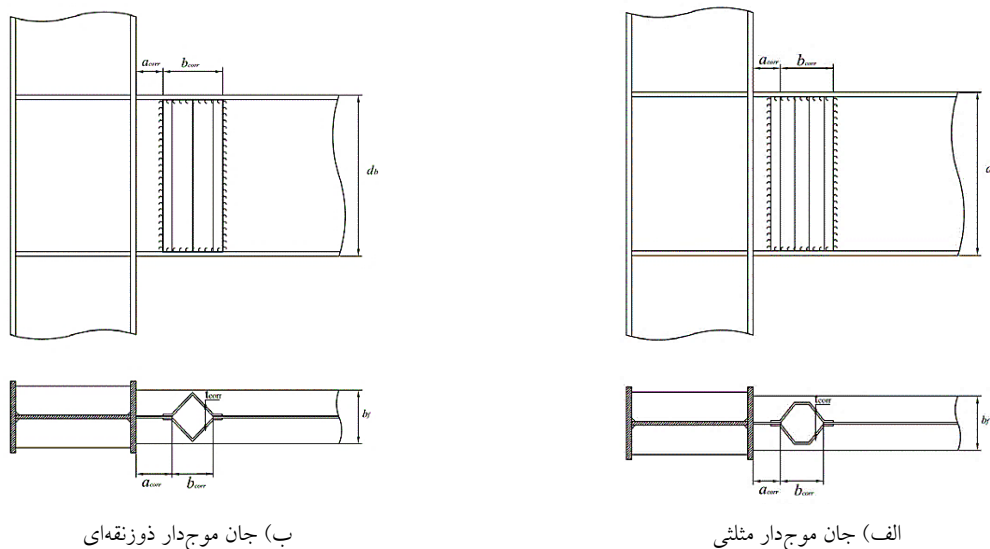
اتصال در تیرهای عمیق بیشتر است [۹].

Mirghaderi و همکارانش (۲۰۱۰) در مطالعه‌ای عددی و آزمایشگاهی اتصال خمشی تیر با مقطع کاهش یافته توسط جان موج‌دار را ارزیابی کردند. در مطالعه دو ورق L شکل به صورت متقارن نسبت به صفحه جان به عنوان ورق موج‌دار در نظر گرفته شده است که به جای جان حذف شده در اتصال اجرا می‌گردند. مقطع ایجاد شده Accordion Web RBS ACCORDING نام‌گذاری گردید (شکل (۳)). نمودار چرخه‌ای این اتصال بدون کاهش مقاومت تا تغییر مکان نسبی ۰.۸٪ ستون همراه بوده است [۱۰].

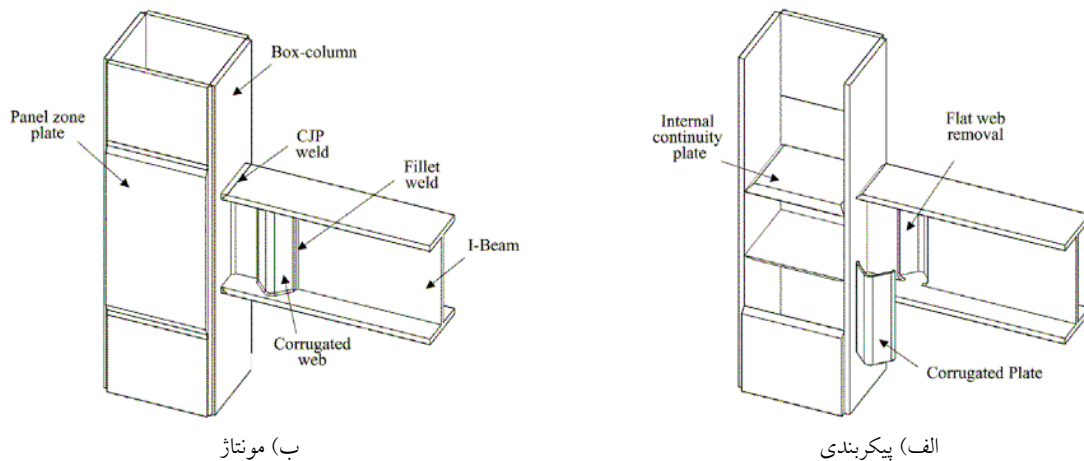
Saleh و همکارانش (۲۰۱۶) با ایجاد برش در جان پیوسته تیر و قرار دادن یک لوله به جای آن مدل جدیدی از اتصال با مقطع کاهش یافته را ارائه و مورد ارزیابی قرار دادند. نتایج به دست آمده نشان داد که استفاده از جان آکاردئونی لوله‌ای شکل به دلیل کاهش مقاومت خمشی در اثر حذف جان باعث ایجاد مفصل پلاستیک در مقطع کاهش یافته می‌گردد، به طوری که سایر اجزاء و اتصال تیر به ستون در امنیت نیرویی و تقاضای تغییر شکلی قرار می‌گیرند. با توجه به این که استفاده از ورق‌های موج‌دار در جان تیر باعث بهبود ناپایداری کماتش پیچشی- جانبی می‌گردد و سختی زیاد خارج از صفحه این اتصال در محل مفصل پلاستیک و کاهش عرض آزاد بال تیر به دلیل محدود شدن به لوله، پارامترهای مرتبط با پایداری مفصل پلاستیک را بهبود می‌دهد، استفاده از جان آکاردئونی لوله‌ای

شکل در جان تیر آهن نسبت به سایر اتصالات با مقطع کاهش یافته از جمله RBS پایداری بهتری ایجاد می‌کند [۱۱]. هم‌چنین Saleh و همکارانش (۲۰۱۶) به مطالعه تجربی و عددی یک مدل ابتکاری با لوله در جان ساده تیرهای کم عمق پرداختند. در این مطالعه، نیز نوع جدیدی از اتصالات با مقطع کاهش یافته تحت عنوان اتصال با جان لوله‌ای ارائه گردیده است که در آن با جایگزینی جان صاف تیر با لوله در ناحیه محدودی در نزدیکی ستون، مشارکت جان تیر در مقاومت خمشی مقطع با به‌کارگیری رفتار آکاردئونی شکل می‌گیرد. نتایج نشان داد در تمامی نمونه‌ها مفصل پلاستیک در محل پیش بینی شده دارای جان لوله‌ای و دور از وجه ستون تشکیل می‌گردد و کلیه نمونه‌ها از رفتار چرخه‌ای پایدار قابل اطمینانی برخوردارند [۱۲].

Zahrai و همکارانش (۲۰۱۷) طی بررسی تحلیلی و مقایسه نتایج آزمایشگاهی به دست آمده از دو نوع اتصال قاب خمشی ویژه مبتنی بر جان آکاردئونی با نام TW-RBS و AW-RBS به این نتیجه رسیدند که اگر چه هر دو اتصال از ضوابط پذیرش اتصال برخوردارند ولیکن استفاده از جان لوله‌ای، موجب نرم شدن رفتار آکاردئونی نسبت به دیگر جان‌های آکاردئونی می‌گردد. نتایج نشان داد که استفاده از TW-RBS نه تنها یک فیوز انعطاف‌پذیر را به دور از اجزای اتصال ستون ایجاد می‌کند، بلکه باعث افزایش ظرفیت دررفت طبقه تا ۹ درصد می‌شود [۱۳].



شکل ۲- مدل ارائه شده توسط Mirghaderi و همکارانش (۲۰۰۸) [۹]



شکل ۳- مدل آزمایشگاهی Mirghaderi و همکارانش (۲۰۱۰) [۱۰]

پیش‌تنیده، روش ساخت طره‌ای غیرهمزمان جدیدی برای شاه‌تیر جعبه‌ای مرکب با جان‌تیر فولادی موج‌دار در پلی با سه دهانه به ترتیب ۷۲، ۱۳۰ و ۷۲ متر، پیشنهاد دادند. نتایج نشان داد که روش ساخت طره‌ای غیرهمزمان پیشنهادی ساده است، دارای مدت زمان ساخت کوتاه و بازده اقتصادی بالا است و این روش به مراتب برتر از روش ساخت طره‌ای متعارف است [۱۶]. مکانیزم شکست تیرهای فولادی با جان موج‌دار دوزنقه‌ای جدار نازک (SBCW) توسط Elamary و همکارانش (۲۰۲۰) به صورت آزمایشگاهی مطالعه شده است. این مطالعه تأثیر مشخصات ورق‌های مایل جان (IF) شامل طول تاخوردگی افقی و سخت‌کننده‌های بال عرضی را بر مکانیسم خرابی SBCW تحت بار سه محوره متمرکز با شش نمونه مورد بررسی قرار داد. نتایج بیانگر این بود که عدم جوشکاری IF بر رفتار غیرکششی و ظرفیت SBCW تأثیر می‌گذارد. هم‌چنین روابط مقاومت در برابر خمش ارائه شده توسط EN 1۹۹۳-۱-۵ با اطمینان می‌تواند نتایج آزمون چین خوردگی مایل غیر جوش داده شده را پیش‌بینی کند [۱۷]. Zhang و همکارانش (۲۰۲۰) با رویکرد نظری و با استفاده از میدان تنش چرخشی، روشی را برای تحلیل وضعیت تنش در تیرهای دارای شبکه‌های فولادی موج‌دار تحت برش پیشنهاد دادند. روش پیشنهادی توانست مقاومت برشی تعیین شده توسط رفتار کماتش برشی را به صورت تئوری توصیف نماید. آن‌ها برای بررسی عملکرد پس از کماتش و مکانیسم‌های شکست نهایی تیرهای دارای شبکه‌های فولادی موج‌دار (CSWG)، بر روی ۲۴ نمونه تیر I شکل، آنالیزهای غیرخطی انجام دادند. سیستم عملکرد پس از کماتش، متشکل از یک سیستم قابی شامل ناحیه کشش در جان، فلنچ‌ها و سخت‌کننده‌ها است. با تشکیل مفاصل پلاستیک در فلنچ‌ها،

Liu و همکارانش (۲۰۱۹) مقاومت برشی تیرهای فولادی با جان موج‌دار دوزنقه‌ای را در تیورق‌های دارای انحنا مورد بررسی قرار دادند. تیر فولادی با جان موج‌دار در تیورق‌های خمیده افقی را به عنوان یک پوسته استوانه‌ای ارتوتروپیک کم‌عمق در نظر گرفته و رابطه تحلیلی برای تنش کماتش برشی کلی الاستیک با استفاده از روش گالرکین به دست آوردند و جداول محاسبه برای ضریب کلی کماتش برشی را برای سه نمونه که به ترتیب دارای تکیه‌گاه ساده در چهار طرف، تکیه‌گاه گیردار در چهار طرف و برای دو لبه مقید شده توسط فلنچ‌های گیردار و دو لبه دیگر ساده مورد بررسی قرار دادند. سپس مطالعه پارامتریکی براساس تحلیل کماتش خطی برای بررسی تأثیر شعاع انحنا و دهانه تیر بر تنش کماتش برشی انجام شد. نتایج بررسی تحلیلی و عددی نشان داد که تفاوت تنش کماتش برشی بین تیر ورق‌های خمیده و تیورق‌های مستقیم کم است، بنابراین روابط طراحی برشی برای تیر ورق‌های مستقیم را می‌توان برای تیر ورق‌های خمیده به کار برد [۱۴]. Feng و همکارانش (۲۰۱۹) روش تحلیلی بهبود یافته‌ای (IAM) برای محاسبه ویژگی‌های دینامیکی تیر جعبه‌ای مرکب با جان‌های موج‌دار (CBBCW) پیشنهاد دادند. در آن مطالعه فرکانس‌های طبیعی چند تیر جعبه‌ای مرکب با جان موج‌دار با دهانه‌های مختلف، درجات اتصال برشی و شرایط مرزی متفاوت محاسبه شده و با نتایج محاسبه شده بوسیله روش المان محدود و نظریه تیر عمومی مقایسه شده‌اند. نتایج نشان داد اثر لنگی برشی در تیرهای جعبه‌ای مرکب با جان‌های موج‌دار معمولاً کمتر از اثر لنگی برشی تیر جعبه‌ای ترکیبی معمولی با همان ضخامت جان است [۱۵]. Wang و همکارانش (۲۰۲۰) به منظور ترویج به‌کارگیری تیرهای جعبه‌ای جان موج‌دار فولادی با بتن

شاه تیرها فرو می‌ریزند و مکانیسم‌های احتمالی ریزش، شامل مکانیسم شبه مقاطع میانی، مکانیزم مقاطع میانی و مکانیزم شاه‌تیر هستند. میزان مقاومت برشی باقیمانده پس از کمانش و مکانیسم فروپاشی، به طور قابل توجهی، تحت تأثیر سختی خم شدن فلنج و نسبت عرض به ارتفاع جان است [۱۸].

شاه‌تیرهای با جان موج‌دار (CWG) به دلیل مقاومت برشی بالا در مقایسه با شاه‌تیرهای I شکل با جان مسطح همراه با سخت کننده عرضی (IPG) به طور گسترده‌ای به عنوان شاه‌تیرهای پل مورد استفاده قرار می‌گیرند. همچنین سختی خارج از صفحه شاه‌تیرهای با جان موج‌دار مقاومت کمانش جانبی - پیچشی آن‌ها را افزایش می‌دهد. با این حال نمی‌توان با اطمینان گفت که سختی خارج از صفحه شاه‌تیرهای با جان موج‌دار بالاتر از IPG است. Shao و همکارانش (۲۰۲۱) بر اساس دو روش به تحلیل کمانش الاستیک شاه‌تیرهای با جان موج‌دار، با استفاده از نرم افزار ABAQUS پرداختند. این تحقیق نشان داد که شاه‌تیرهای با جان موج‌دار همیشه در مقایسه با IPG‌های معادل خود، از سختی خارج از صفحه بالاتری برخوردار نیستند [۱۹].

Zhou و An (۲۰۲۰) به صورت آزمایشگاهی و عددی رفتار برشی یک تیر غیرمنشوری، با دال بتنی و تیرهای با جان موج‌دار دوزنقه‌ای فولادی را مطالعه نمودند. نتایج نشان داد این فرضیه مرسوم که جان‌تیرهای موج‌دار دوزنقه‌ای فولادی در برابر برش عمودی کل در یک مقطع مقاومت می‌کنند، برای اعضای غیر منشوری کاربردی نیست. دال بتنی انتهایی مورب، بخش قابل توجهی از نیروی برشی را در ناحیه‌ای با لنگر خمشی منفی بزرگتر، به اشتراک می‌گذارد؛ بنابراین، نیروی برشی واقعی تجربه شده در جان‌تیرهای موج دار دوزنقه‌ای فولادی، کاهش می‌یابد. فاکتور غالب باز توزیع نیروی برشی بین دال‌های بتنی و جان‌های موج‌دار دوزنقه‌ای فولادی، اثر ریسال بود، که یکی از عوامل مهم تفاوت رفتار برشی بین تیرهای منشوری و غیر منشوری با جان تیرهای موج دار دوزنقه‌ای است. آزمایش هم‌چنین نشان داد که ترک خوردگی و خرد شدن دال‌های بتنی، عامل مهم موثر دیگری بر ظرفیت باربری نهایی تیر آزمایش شده است. یافته قابل توجه این بود که کمانش برشی جان تیرهای موج‌دار دوزنقه‌ای فولادی، در مقطع تکیه‌گاه رخ نداد، اگرچه این مقطع حداکثر نیروی برشی و لنگر خمشی و بالاترین عمق مقطع را داشت، به دلیل اثر ریسال، حداکثر تنش برشی و کمانش برشی در جان‌تیرهای موج‌دار دوزنقه‌ای فولادی، در فاصله مشخصی از تکیه‌گاه قرار گرفتند [۲۰]. Wang و همکارانش

(۲۰۲۱) به بررسی کمانش برشی موضعی الاستیک جان موج‌دار دوزنقه‌ای فولادی (TCSW) با لبه‌های گیردار با استفاده از روش‌های اجزا محدود پرداختند و توانستند یک روش بهبود یافته برای محاسبه تنش کمانش موضعی در تیرهای موج‌دار دوزنقه‌ای فولادی ارائه دهند. روش ساده ارائه شده توسط این مطالعه به خوبی با نتایج تجزیه و تحلیل عددی و روش‌های محاسبه قبلی هنگامی که کمانش توسط کمانش موضعی کنترل می‌شود، مطابقت دارد. همچنین پیشنهادی برای تنش کمانش برشی و ضریب لاغری کمانش برای تیرهای TCSW تحت تأثیر کمانش موضعی داده شده است. نتایج آزمون هم‌چنین نشان می‌دهد که نسبت لاغری پیشنهادی کمانش ارتباط زیادی با مقاومت برشی نرمال شده دارد [۲۱].

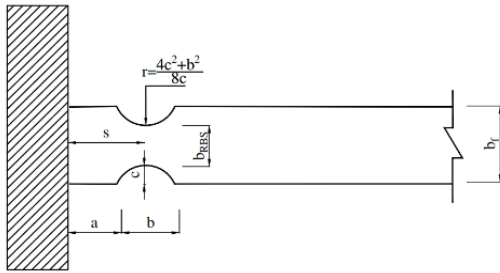
تیرهای مورد استفاده در اتصالات تیر با مقطع کاهش یافته (RBS) تاکنون تیرهای معمول و مورد استفاده در اکثر سازه‌های متداول بوده، ولیکن ترکیب تیر با مقطع بال کاهش یافته و ورق‌های جان فولادی موج‌دار تاکنون در مطالعات انجام نگرفته است و ویژگی این مطالعه ترکیب هر دو مورد می‌باشد.

در این مطالعه جهت بررسی عملکرد رفتار اتصال خمشی با جان موج‌دار، سه نمونه اتصال مطابق ضوابط و استانداردهای آیین‌نامه‌ای ساخته و کنترل‌های مربوطه برای ساخت مقاطع صورت گرفت. بال این نمونه‌ها همگی از نوع کاهش یافته و جان نمونه‌ها از نوع موج‌دار دوزنقه‌ای می‌باشد. مقایسه نمونه‌ها بدین صورت است که نمونه اول و دوم دارای جان موج‌دار با زاویه ۴۵ درجه بوده و تمام مشخصات جان و بال در هر دو نمونه یکسان است و تغییرات فقط در ناحیه کاهش یافته بال ایجاد گردیده است. نمونه اول و سوم دارای بال با مشخصات کاهش یافتگی یکسان و زاویه جان موج‌دار در نمونه سوم به ۳۰ درجه کاهش یافته است. هر سه این نمونه‌های آزمایشگاهی تحت پروتکل بارگذاری چرخه‌ای آیین نامه AISC و جک هیدرولیکی با ظرفیت ۴۰۰ کیلو نیوتن در فشار و کشش با دامنه رفت و برگشت ۱۵۰ میلی‌متر قرار گرفته است. ظرفیت باربری و رفتار اتصال‌ها با تغییر مشخصات اتصال به صورت آزمایشگاهی مورد مطالعه قرار گرفته است.

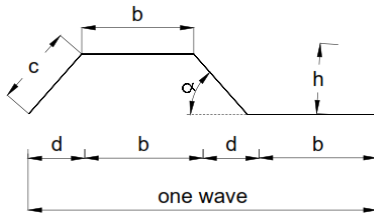
### ۳- طراحی و انتخاب مقطع

برای ارزیابی عملکرد لرزه‌ای اتصال پیشنهادی و هم‌چنین بررسی رفتار کلی و موضعی اتصال RBS با جان موج دار، سه نمونه آزمایشگاهی در نظر گرفته شد. در نمونه‌های ساخته شده، ستون در جهت قوی مقطع قرار گرفته و تیرها به آن متصل

کاهش یافته و شعاع انحنای کاهش یافته در بال تیر است و هم چنین  $d$  تصویر افقی پانل مورب،  $b$  پانل افقی،  $c$  پانل مورب،  $rh$  ارتفاع جان و  $\alpha$  زاویه بین دو پانل افقی و مورب می باشد.



الف) بال مقطع کاهش یافته



ب) جان موج دار

شکل ۵- مشخصات اتصال

جدول ۱- مشخصات ابعادی ورق موج دار جان تیر و بال اتصال با مقطع یافته

نمونه	مشخصات تیر فولادی (سانتی متر)				مشخصات تیر فولادی (سانتی متر)			
	$t_{bf}$	$b_{bf}$	$t_{bw}$	$h_{bw}$	$r$	$s$	$c$	$b$
اول	۱	۱۲	۰/۶	۲۲	۱۷	۱۹	۳	۱۹
دوم	۱	۱۲	۰/۶	۲۲	۱۲	۱۴	۳	۱۶
سوم	۱	۱۲	۰/۶	۲۲	۱۷	۱۹	۳	۱۹
نمونه	مشخصات جان موج دار تیر فولادی (سانتی متر)				مشخصات ورق موج دار جان تیر (سانتی متر)			
	$t_f$	$b_f$	$t_w$	$h_w$	$\alpha$	$h_r$	$c$	$b$
اول	۱	۱۲	۰/۶	۲۲	۴۵	۵	۷	۱۰
دوم	۱	۱۲	۰/۶	۲۲	۴۵	۵	۷	۱۰
سوم	۱	۱۲	۰/۶	۲۲	۳۰	۳/۵	۷	۱۰

#### ۴- پیکربندی و بارگذاری آزمایش و نتایج بارگذاری

شرایط نمونه های تحت آزمایش و هم چنین شرایط سرحدی نمونه های مورد آزمایشگاهی به نحوی در نظر گرفته شد که طی اعمال بارگذاری، نمونه ها تحت تغییرشکل هایی قرار گیرند که

شدند. تناسب بندی نمونه ها بر اساس بیشترین ظرفیت بار و حداکثر تغییر مکان جک و مقاومت مورد انتظار تیر انجام گرفت و هم چنین معیار ستون قوی-تیر ضعیف برای تضمین مکانیزم مفصل پلاستیک تیر، ارضا گردید.

جهت ایجاد جان موج دار در جان تیر، ابتدا جان تیر با استفاده از دستگاه پرس به اندازه و زاویه مورد نظر ساخته شد و توسط جوش نفوذی قطعات ورق به هم جوش داده شدند. سپس ورق های موج دار آماده شده با جوش گوشه به بال تیر متصل گردیدند. پس از ساخت تیرهای با جان موج دار، بال ها و جان به وسیله جوش نفوذی به وجه ستون متصل شدند. پس از اتمام فرآیند جوش کاری به منظور کسب اطمینان از کیفیت آن، کلیه جوش های گوشه به صورت چشمی و جوش های نفوذی نیز با استفاده از روش غیرمخرب امواج فراصوتی توسط بازرس مجاز جوش آزمایش گردیدند (شکل ۴). تمامی قطعات شامل تیر، ستون ورق های پیوستگی و ورق های موج دار از فولاد ST37 با مقاومت تسلیم اسمی ۲۴۰ مگاپاسکال انتخاب شدند.



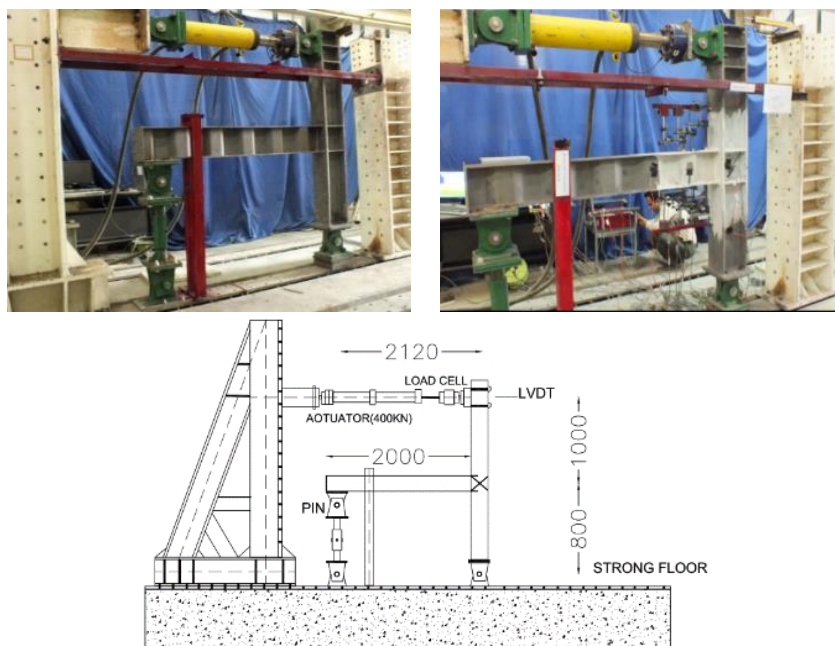
شکل ۴- نمونه اتصال ساخته شده جهت آزمایش

بال و جان تیرها به ترتیب از ورق  $۱۲۰ \times ۱۰$  و  $۲۲۰ \times ۶$  میلی متری و ستون ها از مقطع  $۲۰ \times ۲۰$  (بال ها)،  $۲۰۰ \times ۲۰$  (جان) میلی متری ساخته شدند و ورق های پیوستگی داخلی با ابعاد  $۹۰ \times ۲۰ \times ۱۰$  میلی متر در داخل ستون و در امتداد بال های تیر قرار گرفت. در جان موج دار نمونه آزمایشگاهی اول و دوم از ورق های ذوزنقه ای شکل با زاویه موج ۴۵ درجه و در نمونه سوم از زاویه موج ۳۰ درجه استفاده گردید.

در شکل (۵) و جدول (۱) مشخصات میزان کاهش یافتگی در بال تیرهای مورد استفاده و هم چنین مشخصات ورق موج دار در مدل های ساخته شده مشاهده می گردد که به ترتیب، فاصله ابتدای ناحیه کاهش یافتگی تا بر ستون طول ناحیه کاهش یافتگی و پارامتر عمق میزان کاهش یافتگی درون بال تیر می باشند. پارامترهای  $r$  و نیز به ترتیب فاصله بر ستون تا نیمه ناحیه

غلطکی با استفاده از دو مفصل که یکی به انتهای تیر متصل شده و دیگری بر روی کف صلب آزمایشگاه قرار دارد و توسط یک عضو رابط به یکدیگر متصل شده‌اند، فراهم گردیده و همچنین در انتهای ستون یک تکیه گاه مفصلی قرار داده شده است.

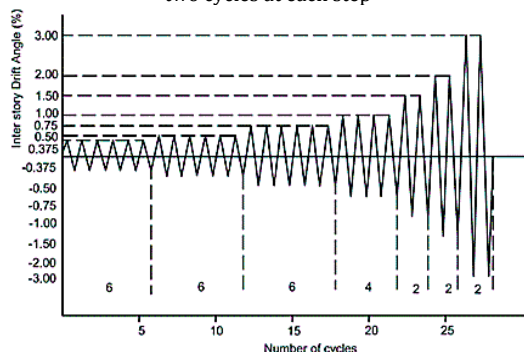
مشابه تغییر شکل‌های اعضای یک قاب خمشی تحت بار جانبی باشد. در شکل (۵) پیکربندی آزمایش، قاب صلب آزمایشگاه، جک هیدرولیکی و لود سل به همراه تصویر یکی از نمونه‌های آزمایشگاهی دیده می‌شود. در انتهای تیرها شرایط تکیه‌گاه



شکل ۵- نمای کلی از نمونه آزمایشگاهی و نحوه مقید شدن و بارگذاری محوری مدل (ابعاد به میلی‌متر)

Number of cycles, $n$	Peak deformation	Load step
۶	۰/۰۰۳۷۵	۱
۶	۰/۰۰۵۰۰	۲
۶	۰/۰۰۷۵۰	۳
۴	۰/۰۱۰۰۰	۴
۲	۰/۰۱۵۰۰	۵
۲	۰/۰۲۰۰۰	۶
۲	۰/۰۳۰۰۰	۷

Continue with increments in  $\theta$  of 0.01, and perform two cycles at each step



شکل ۶- مشخصات و الگوی بارگذاری چرخه‌ای نمونه‌های مورد آزمایش

جک هیدرولیکی با ظرفیت ۴۰۰ کیلونیوتن و با حداکثر دامنه تغییر مکانی رفت و برگشتی ۱۵ سانتی‌متر، تغییرمکان چرخه‌ای را به سر آزاد ستون اعمال می‌کند. همچنین به منظور جلوگیری از ناپایداری خارج از صفحه نمونه‌ها، از مهارکننده‌های جانبی در فاصله‌های مناسب استفاده گردید. تاریخچه بارگذاری طبق الگوی استاندارد پیشنهاد شده توسط آیین نامه AISC انتخاب شد. این تاریخچه که به صورت چرخه-ای دو طرفه افزایش یابنده می‌باشد، به شیوه کنترل تغییرمکان و بر مبنای زاویه تغییر مکان نسبی طبقه به مدل‌ها اعمال گردید.

تاریخچه بارگذاری پیشنهادی AISC با اعمال شش سیکل متوالی برای ۰/۰۳۷۵٪، ۰/۰۵٪ و ۰/۰۷۵٪ زاویه تغییر مکان نسبی طبقه شروع و سپس چهار سیکل با بیشینه زاویه تغییر مکان نسبی طبقه ۱٪ و با اعمال دو سیکل بارگذاری برای هر افزایش زاویه تغییر مکان نسبی طبقه به اندازه ۱٪ ادامه می‌یابد (شکل ۶). محل اعمال بارگذاری نوک ستون می‌باشد. بارگذاری چرخه‌ای به شیوه نیمه استاتیک (کنترل دستی نیرو و جابجایی) و در مود کنترل تغییرمکان با نرخ کم به نمونه‌های آزمایشگاهی اعمال می‌گردد.

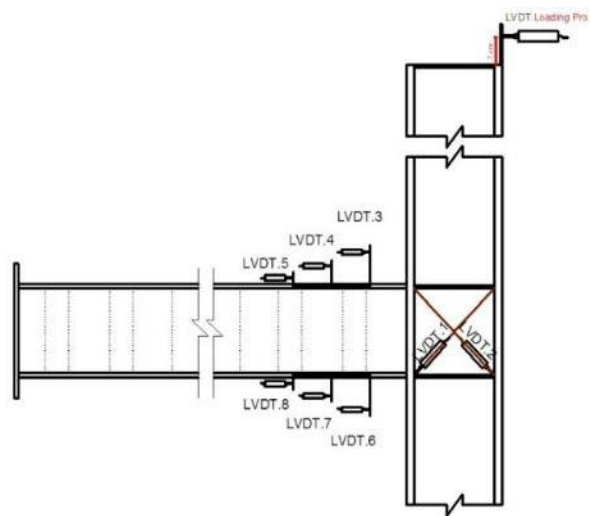
### ۵-۱- مقایسه کیفی و مشاهدات عینی

مشاهدات عینی صورت گرفته در آزمایش‌ها نشان داد که الگوی خرابی در هر سه نمونه با تسلیم در بال تیر در ناحیه کاهش یافته در دوران ۴٪ شروع و با افزایش زاویه دوران گسترش یافت. در جدول (۲) خلاصه مشاهدات سه نمونه آزمایشگاهی در گام‌های مختلف بارگذاری برای جان و بال تیر جمع‌بندی شده است. در مقایسه عملکرد کلی نمونه‌ها مشاهده گردید در نمونه شماره ۱، ۲ و ۳ به ترتیب در سیکل ۴۰، ۳۸ و ۴۰ حدود ۳۰٪ افت مقاومت اتفاق افتاد که نشان دهنده عملکرد بهتر نمونه شماره ۱ نسبت به سایر نمونه‌ها است.

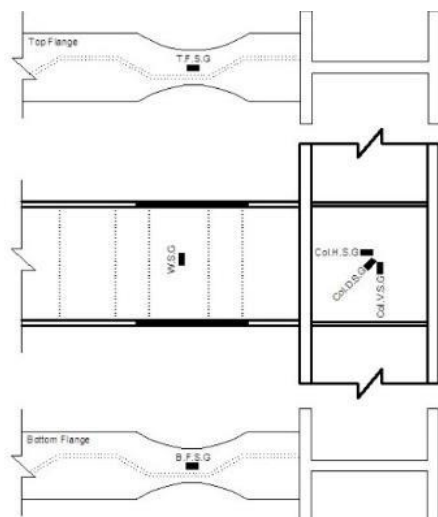
در شکل‌های (۷) و (۸) موقعیت قرارگیری جابه‌جایی سنج‌ها (LVDT) و همچنین کرنش سنج‌ها (Strain gauge) مشخص گردیده است. جهت مطالعه کرنش جان ستون در چشمه اتصال از یک کرنش سنج ۳ محوره ۵ میلی‌متری YEFRA-5 محصول شرکت TML ژاپن و برای مطالعه کرنش بال‌های تیر در محل کاهش یافتگی از یک کرنش سنج تک محوره ۵ میلی‌متری FLA-5 استفاده گردیده است.

### ۵- مقایسه عملکرد نمونه‌های آزمایشگاهی

مقایسه نتایج نمونه‌های آزمایشگاهی در دو بخش مقایسه کیفی و مشاهدات عینی و مقایسه کمی انجام شده است.



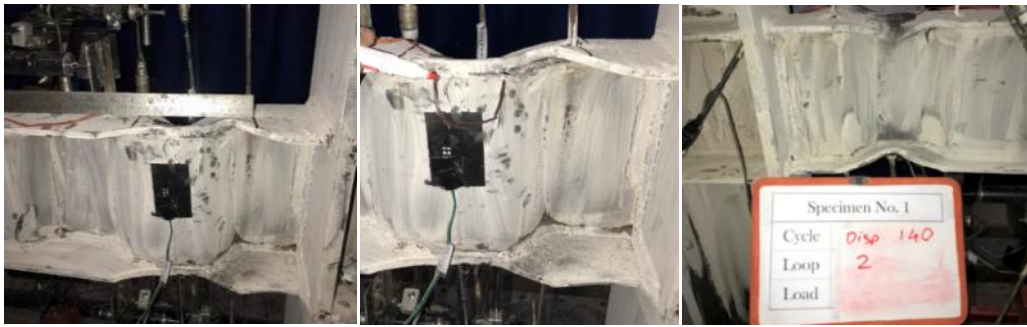
شکل ۷- موقعیت نصب جابه‌جایی سنج‌های (LVDT) نمونه‌های آزمایشی



شکل ۸- موقعیت کرنش سنج‌های نصب شده در نمونه

جدول ۲- خلاصه مشاهدات عینی نمونه‌های آزمایشگاهی در گام‌های مختلف بارگذاری (شکل ۹)

میزان دوران/سیکل بارگذاری	موقعیت	شماره نمونه	توصیف وضعیت خرابی
سیکل ۳۲ بارگذاری ۵٪	جان تیر	۱	نشانه‌ای از ناپایداری، شکست و یا تسلیم مشاهده نگردید.
		۲	
		۳	
سیکل ۳۴ بارگذاری ۶٪	جان تیر	۱	کمانش جزئی در بال بالای تیر در جلو و عقب در محدوده کاهش یافتگی مشاهده گردید و در بال پایین اتفاق خاصی پدید نیامد.
		۲	کمانش جزئی در جلوی بال بالای تیر در محدوده کاهش یافتگی و دربال پایین در پشت نمونه کمانش جزئی پدید آمد.
		۳	کمانش در بال بالا در مرکز کاهش یافتگی در سمت دیگر بال به صورت متقارن.
سیکل ۳۶ بارگذاری ۷٪	جان تیر	۱	نشانه‌ای از تسلیم در جان موج‌دار مشاهده نگردید.
		۲	
		۳	
سیکل ۳۸ بارگذاری ۸٪	جان تیر	۱	گسترش کمانش در بال بالا در ناحیه تضعیف شده-تسلیم در جوش‌های بال تیر مشاهده نگردید.
		۲	
		۳	
سیکل ۴۰ بارگذاری ۹٪	جان تیر	۱	نشانه‌ای از تسلیم در جان موج‌دار مشاهده نگردید.
		۲	نشانه‌ای از تسلیم در جان موج‌دار مشاهده نگردید.
		۳	افت نیرو حدود ۳۰٪ - ادامه بارگذاری جهت مشاهده رفتار اتصال
سیکل ۳۶ بارگذاری ۷٪	بال تیر	۱	گسترش کمانش در بر بال بالا- شروع کمانش در بال پایین
		۲	تغییر شکل عمیق در پشت و جلوی بال‌های بالا ایجاد گردید و دو LVDT از مدار خارج گردید.
		۳	افت نیرو حدود ۳۰٪ - برای مشاهده ادامه تغییر شکل LVDTها باز و بارگذاری ادامه یافت.
سیکل ۳۸ بارگذاری ۸٪	جان تیر	۱	شروع کمانش درجان تیر
		۲	افت نیرو حدود ۳۰٪ - شروع کمانش درجان تیر
		۳	شروع کمانش درجان تیر
سیکل ۳۸ بارگذاری ۸٪	بال تیر	۱	ادامه گسترش ناحیه تضعیف شده تیر در بال بالا و پایین
		۲	افت نیرو حدود ۳۰٪ - گسترش تغییرات در ناحیه تضعیف شده تیر در بال بالا و پایین
		۳	ایجاد گسیختگی دربال پایین در پشت نمونه - شکست جوش در پشت بال بالا
سیکل ۴۰ بارگذاری ۹٪	جان تیر	۱	افت نیرو حدود ۳۰٪ - کمانش جزئی درجان تیر
		۲	
		۳	
سیکل ۴۰ بارگذاری ۹٪	بال تیر	۱	افت نیرو حدود ۳۰٪ افت - ترک خوردگی در جوش اتصال جان موج‌دار به بال بالا در پشت مقطع. طول مفصل پلاستیک ۱۴ سانتی‌متر (شکل ۹)
		۲	ایجاد ترک در بال پایین در پشت نمونه - شکست جوش در پشت بال بالا
		۳	ایجاد شکست دربال بالا و پایین در بال تیر در ناحیه کاهش یافتگی



الف) نمونه اول در سیکل ۴۰



ب) نمونه دوم در سیکل ۳۸



ج) نمونه سوم در سیکل ۳۶



د) تغییر شکل و تشکیل مفاصل در مقطع کاهش یافته بال

شکل ۹- تغییر شکل نمونه‌ها

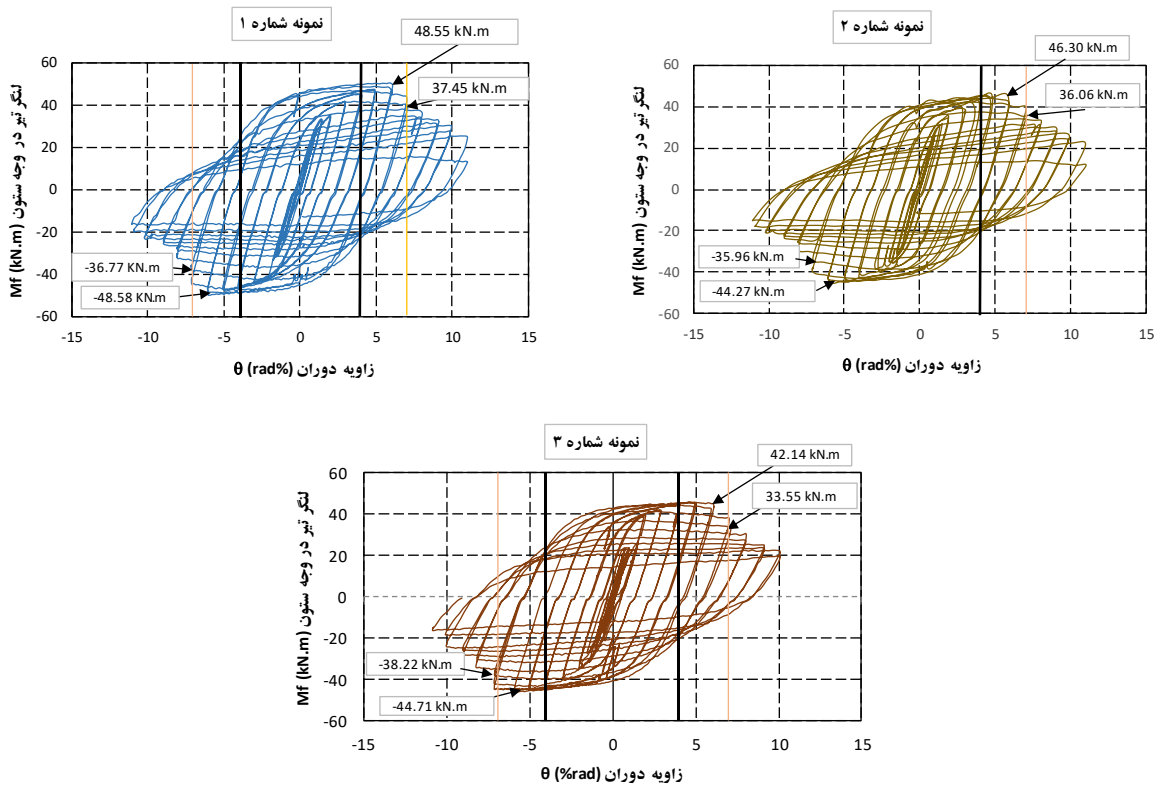
۲-۵- بررسی رفتار اتصالات با منحنی‌های هیستریزیس لنگر- دوران

نمودارهای آزمایشگاهی چرخه‌های لنگر-دوران برای نمونه‌های مختلف در شکل (۱۰) نشان داده شده است. مقدار لنگر در وجه ستون از ضرب این فاصله در عکس‌العمل نیرویی محل اعمال

بار محاسبه می‌گردد. براساس نتایج به دست آمده از نمودارها می‌توان گفت به جهت رفتار چرخه‌ای هر سه نمونه از رفتار قابل قبولی برخوردارند. هیچ‌گونه کاهش مقاومت خمشی در نمودارها تا انتهای زاویه دوران ۶٪ مشاهده نمی‌گردد و کاهش مقاومت خمشی در نمونه‌ها از دوران ۷٪ اتفاق می‌افتد. مطابق

ضوابط AISC2010 اتصال قاب خمشی باید باید بتواند حداقل ۳٪ رادیان زاویه تغییر مکان نسبی طبقه را تحمل نماید و در زاویه تغییر مکان نسبی ۴٪ رادیان، ظرفیت نمونه از ۸۰٪ مقدار ظرفیت پلاستیک تیر کم‌تر نگردد. مقاومت خمشی نمونه‌ها در زاویه دوران ۷٪ و ظرفیت خمشی پلاستیک آن‌ها در جدول (۳) نشان داده شده است. لذا این سه نمونه ضوابط آیین‌نامه AISC2010 در خصوص تایید اتصال قاب خمشی را برآورده می‌نمایند. نمونه‌های آزمایش شده در دوران ۷٪ ظرفیتی برابر با حدود ۸۰٪ ظرفیت خمشی پلاستیک خود را دارا هستند. ظرفیت در دوران ۳٪ اختلاف قابل توجهی بین ظرفیت

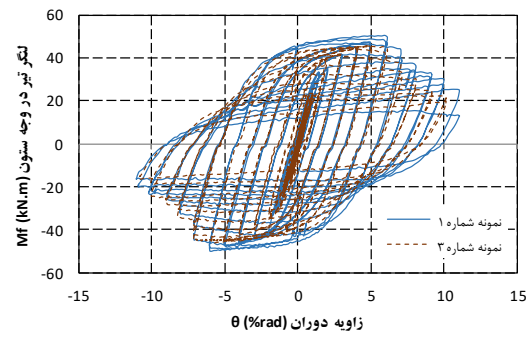
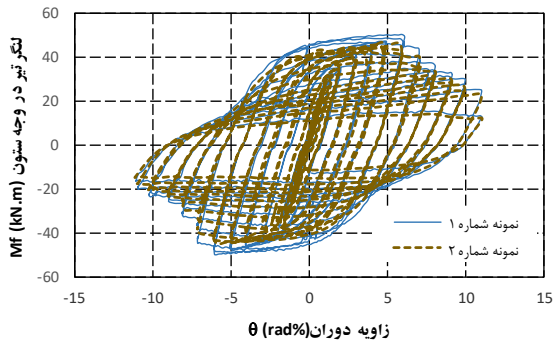
نمونه‌های مختلف مشاهده نمی‌شود. مقایسه منحنی‌های هیستریزس نمونه‌های شماره ۲ و ۳ با منحنی هیستریزس نمونه شماره ۱ در شکل (۱۱) نشان داده شده است. هر سه نمونه در سختی اولیه و رفتار در سطح دوران‌های کوچک رفتار مشابهی دارند. همچنین منحنی‌های هیستریزس نشان می‌دهد که نمونه‌ها رفتار پایداری را از خود نشان می‌دهند. حتی در سیکل‌های بالاتر از دوران ۳٪ رادیان نیز کماتش جانبی-پیچشی ایجاد نمی‌شود و کاهش مقاومت در این نمونه‌ها تا سیکل نهایی که نمونه دچار گسیختگی می‌شود، کنترل شده می‌باشد.



شکل ۱۰- منحنی چرخه‌ای دوران-لنگر برای هر سه نمونه و مقاومت خمشی در دوران‌های مختلف

جدول ۳- ظرفیت خمشی پلاستیک و مقاومت خمشی اتصالات در زاویه دوران ۷٪

شماره نمونه	ظرفیت خمشی پلاستیک اتصال (kN.m)	مقاومت خمشی اتصال در دوران ۷٪ (kN.m)	نسبت مقاومت خمشی به ظرفیت پلاستیک
۱	۴۸/۵۸	۳۷/۴۵	۰/۷۷
۲	۴۶/۳۰	۳۶/۰۶	۰/۷۸
۳	۴۲/۱۴	۳۳/۵۵	۰/۸۰



شکل ۱۱- مقایسه منحنی هیستریزس لنگر تیر در وجه ستون-زاویه تغییر مکان نسبی طبقه

پلاستیک در نمونه‌های ۱ الی ۳ به ترتیب ۱۴، ۱۳ و ۱۲ سانتی‌متر است که نشان دهنده جذب انرژی بیشتر با افزایش طول مفصل پلاستیک می‌باشد.

جدول ۴- میزان انرژی مستهلک شده در نمونه‌های مورد آزمایش در زوایای تغییر مکان نسبی مختلف

انرژی مستهلک شده (kN.m)			زاویه تغییر مکان نسبی
نمونه شماره ۳	نمونه شماره ۲	نمونه شماره ۱	
۰/۱۵	۰/۳۰	۰/۲۰	٪۱/۵
۰/۵۷	۰/۶۱	۰/۸۰	٪۲
۱/۳۲	۱/۷۰	۱/۶۴	٪۳
۲/۰۶	۲/۵۷	۲/۷۵	٪۴
۲/۸۸	۳/۴۵	۳/۶۷	٪۵
۳/۸۳	۴/۷۲	۴/۹۱	٪۶

#### ۴-۵- بررسی رفتار چشمه اتصال

اندازه‌گیری تغییر شکل ناحیه چشمه اتصال به منظور مطالعه رفتار اتصال در این ناحیه و هم‌چنین تشخیص سهم هریک از اجزاء مفصل پلاستیک و ناحیه چشمه اتصال در چرخش غیرالاستیک نمونه انجام می‌گردد. اندازه‌گیری چشمه اتصال معمولاً با به‌کار بردن تغییر مکان سنج‌های قطری انجام و سپس تغییر مکان قطری به تغییر شکل برشی تبدیل می‌گردد. هم‌چنین تغییر مکان برشی ناحیه چشمه اتصال می‌تواند با روابط هندسی به تغییر مکان افقی نمونه نیز تبدیل گردد. نتایج حاصل در شکل (۱۲) مشاهده می‌گردد. ملاحظه می‌گردد که دامنه تغییر شکل چشمه اتصال جان ستون بسیار اندک و حداکثر در حدود ۰/۳۵ میلیمتر می‌باشد، لذا می‌توان نتیجه گرفت تغییر پارامترهای جان و بال تیر موجب تغییر در رفتار چشمه اتصال نشده و در هر سه نمونه، چشمه اتصال رفتار خطی دارد.

از مقایسه نتایج آزمایش‌ها می‌توان مشاهده کرد با کاهش زاویه جان موج دار از ۴۵ به ۳۰ درجه ظرفیت خمشی در دوران ۷٪، حدود ۱۰ درصد کاهش می‌یابد. همچنین با کاهش زاویه جان موج‌دار، حداکثر ظرفیت خمشی نیز ۱۱ درصد کاهش می‌یابد. با توجه به نتایج، در صورت کاهش شعاع انحنا و فاصله ابتدای کاهش یافتگی تا بر ستون ظرفیت خمشی اتصال ۵ درصد کاهش می‌یابد. نتایج نشان دهنده آن است که در بین ۳ نمونه، ابعاد در نظر گرفته شده در نمونه اول ظرفیت بالاتری از دو نمونه دیگر نشان می‌دهد.

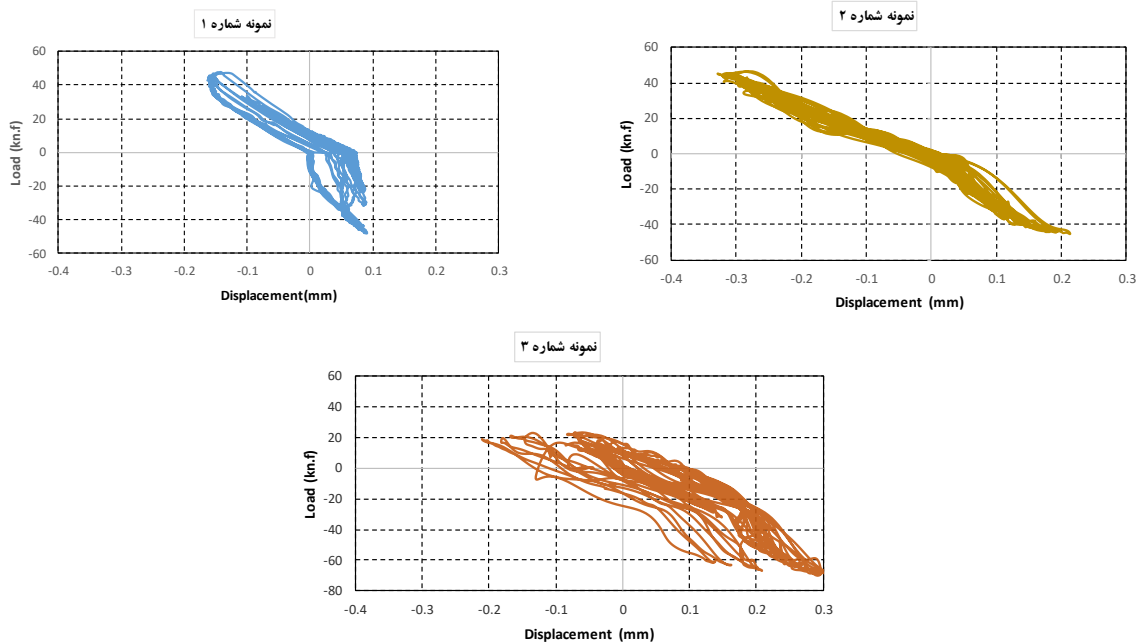
#### ۳-۵- محاسبه استهلاک انرژی

جهت کمی نمودن نمودارهای چرخه‌ای ارائه شده، انرژی مستهلک شده در هر نمونه براساس منحنی‌های هیستریزس محاسبه گردید. جدول (۴) این میزان انرژی را در زاویه دوران‌های مختلف نشان می‌دهد. جهت کمی نمودن نمودارهای چرخه‌ای ارائه شده از رابطه انرژی مستهلک شده در هر چرخه استفاده گردید. این میزان انرژی از رابطه (۱) محاسبه می‌گردد.

$$E_D = 4(V_y \Delta_i - V_i \Delta_y) \quad (1)$$

که در آن  $V_y$  و  $V_i$  به ترتیب نیروی وارد بر سر ستون در شروع رفتار پلاستیک زیر سازه که زاویه تغییر مکان نسبی ۱٪ می‌باشد و نیروی وارد بر سر ستون در زاویه تغییر مکان مورد بررسی است.  $\Delta_y$  و  $\Delta_i$  نیز به ترتیب تغییر مکان سر ستون در زاویه تغییر مکان نسبی شروع رفتار پلاستیک زیر سازه (۱٪) و در زاویه تغییر مکان نسبی مورد بررسی است.

بر اساس جدول (۴) در زاویه تغییر مکان نسبی ۵ و ۶ درصد انرژی جذب شده به طور میانگین در نمونه اول به ترتیب حدود ۵٪ و ۲۷٪ بیشتر از نمونه دوم و سوم می‌باشد و همانطور که در برداشت‌های آزمایشگاهی مشاهده شد، طول مفصل

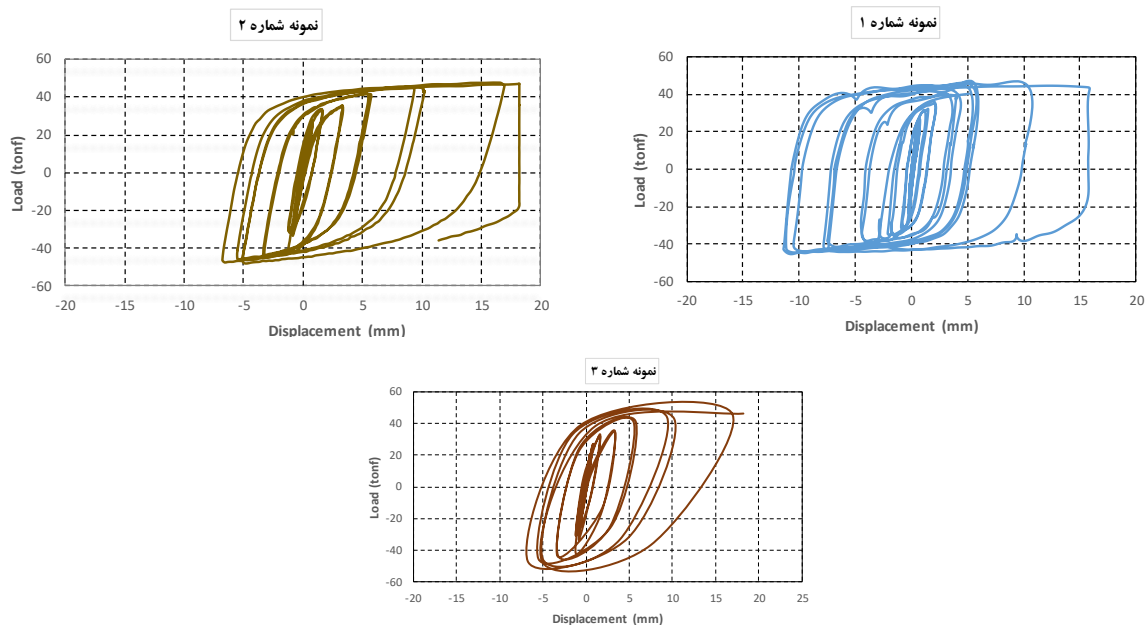


شکل ۱۲- منحنی هیستریزس نیرو - جایجایی LVTD2 نصب شده در چشمه اتصال

پلاستیک از بر ستون و هم‌چنین قرار گیری بهتر موج جان در قسمت ناحیه کاهش یافته نسبت داد. لازم به ذکر می‌باشد که قرارگیری متقارن هندسی بخش مورب جان در محل کاهش یافتگی بال بر متقارن و یا غیر متقارن بودن تغییر شکل در ناحیه کاهش یافته تاثیر بسزایی دارد.

#### ۵-۵- بررسی عملکرد تیر

جهت بررسی عملکرد تیر، نتایج به دست آمده از LVDT شماره ۴ در بال بالا که در بحرانی ترین نقطه می‌باشد در شکل (۱۳) آورده شده است. همانطور که انتظار می‌رفت سطح زیر نمودار منحنی هیستریزس نمونه اول عملکرد بهتری نسبت به دو نمونه بعدی داشته و علت این موضوع را می‌توان به دور شدن مفصل



شکل ۱۳- منحنی هیستریزس نیرو - جابه‌جایی LVDT شماره ۴ بال بالای تیر

## ۶- نتیجه‌گیری

در این مقاله عملکرد اتصال‌های خمشی با تیر با بال کاهش یافته و جان موج‌دار به صورت آزمایشگاهی تحت اثر بار سیکلی مورد بررسی قرار گرفت. سه نمونه آزمایشگاهی با مشخصات مختلف کاهش یافتگی بال تیر و زاویه موج جان ساخته شد. علاوه بر مشاهدات کیفی، عملکرد لرزه‌ای اتصال‌ها با مقایسه منحنی‌های هیستریزس زاویه دوران - لنگر، میزان انرژی جذب شده، تغییرات نیرو جابجایی چشمه اتصال و تیر مورد بررسی قرار گرفت.

نتایج به دست آمده در نمونه‌ها نشان داد که میزان مقاومت خمشی، سختی و کاهش مقاومت در سیکل‌های بالاتر از دوران ۳٪ رادیان نیز دچار ناپایداری منحنی چرخه‌ای (به دلیل ایجاد کماتش جانبی - پیچشی) نمی‌گردند و تمامی نمونه‌ها رفتار پایداری را از خود نشان می‌دهند. براساس نتایج کاهش مقاومت تا سیکل نهایی که نمونه دچار گسیختگی می‌شود، کنترل شده می‌باشد.

از مقایسه نتایج آزمایش‌ها می‌توان مشاهده کرد با کاهش زاویه جان موج دار از ۴۵ به ۳۰ حداکثر ظرفیت خمشی و ظرفیت خمشی اتصال در دوران ۷٪ به ترتیب حدود ۱۱ و ۱۰ درصد کاهش می‌یابد. همچنین در صورت کاهش شعاع انحنا و فاصله ابتدای کاهش یافتگی تا بر ستون حداکثر ظرفیت خمشی اتصال ۵ درصد کاهش می‌یابد.

انرژی جذب شده در نمونه اول نسبت به نمونه دوم و سوم به ترتیب حدود ۵ و ۲۷ درصد بیشتر است که نشان دهنده افزایش جذب انرژی با افزایش طول مفصل پلاستیک است. براساس نتایج، کاهش زاویه موج جان، موجب کاهش جذب انرژی گردید.

براساس نتایج آزمایشگاهی، ساز و کار غیرخطی اتصالات تحت بررسی در ناحیه مفصل پلاستیک اتفاق می‌افتد و ستون از سهم ناچیزی در تأمین تغییر مکان غیرارتجاعی زیر سازه برخوردار است. چشمه اتصال در هر سه نمونه رفتار خطی داشت.

وجود جان موج‌دار موجب می‌گردد بال تیر در محل مفصل پلاستیک توسط ورق‌های جان، مهار گردد و عرض آزاد بال کاهش یابد. براساس روابط پایداری، کاهش عرض آزاد بال موجب افزایش مقاومت تیر در برابر کماتش موضعی می‌گردد و مفصل می‌تواند تغییر شکل‌های پلاستیک زیادی را تحمل نماید. براساس نتایج مشاهده شده در نمونه‌های تحت بارگذاری آزمایشگاهی با وجود اینکه کرنش در بال تیر در محل مفصل

پلاستیک متمرکز شده و کماتش موضعی از این محل در نمونه - های آزمایشگاهی شروع گردید ولیکن به دلیل مقید شدن آن توسط جان موج‌دار و وجه ستون، در بال تیر تشکیل و گسترش یافت. همین امر منجر به انتقال گسیختگی به جلوی ناحیه جان موج‌دار در نمونه‌ها شد.

در اتصال با جان موج‌دار به دلیل پتانسیل کم‌تر برای کماتش - جانبی پیچشی و پایداری مناسب‌تر مفصل پلاستیک، پتانسیل پیچش ستون کاهش می‌یابد و در پی آن ستون به مهار جانبی کم‌تری احتیاج دارد.

## ۷- مراجع

- [1] Yi, J., Gil, H., Youm, K. and Lee, H. (2008), "Interactive shear buckling behavior of trapezoidally corrugated steel webs", *Engineering Structures*, Vol. 30, pp. 1659-1666.
- [2] He, J., Liu, Y., Lin, Z., Chen, A. and Yoda, T. (2012), "Shear behavior of partially encased composite I-girder with corrugated steel web: Numerical study", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 79, pp. 166-182.
- [3] Ibrahim, S.A. (2014), "Lateral torsional buckling strength of unsymmetrical plate girders with corrugated webs", *Engineering Structures*, Vol. 81, pp. 123-134.
- [4] Moon, J., Lim, N.H. and Lee, H.E. (2013), "Moment gradient correction factor and inelastic flexural-torsional buckling of I-girder with corrugated steel webs", *Thin-Walled Structures*, Vol. 62, pp. 18-27
- [5] Hamburger, R.O. (2006), "Prequalified connections for special and intermediate steel moment frames for seismic applications, ANSI/AISC 358-05", In *Structures Congress 2006: Structural Engineering and Public Safety*, pp. 1-8.
- [6] Eldib, M.H. (2009), "Shear buckling strength and design of curved corrugated steel webs for bridges", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 65, pp. 2129-2139.
- [7] Wang, Z. and Wang, Q. (2014), "Fatigue assessment of welds joining corrugated steel webs to flange plates", *Engineering Structures*, Vol. 73, pp. 1-12
- [8] Deylami, A. and Tabar, A.M. (2013), "Promotion of cyclic behavior of reduced beam section connections restraining beam web to local buckling", *Thin-Walled Structures*, Vol. 73, pp. 112-120.
- [9] Mirghaderi, R., Sobhan, S. and Torabian, S. (2008), "Reducing beam section by corrugated webs for developing a connection of specially moment resisting frame", In *Structures Congress 2008: Crossing Borders: Crossing the Borders*, 2008, vol. 314, pp. 1-10.
- [10] Mirghaderi, S.R., Torabian, S. and Imanpour, A. (2010), "Seismic performance of the Accordion-Web RBS connection", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 66, pp. 277-288.
- [11] Saleh, A., Mirghaderi, S.R. and Zahrai, S.M. (2016), "Cyclic testing of tubular web RBS connections in deep beams", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 117, pp. 214-226.
- [12] Saleh, A., Zahrai, S.M. and Mirghaderi, S.R. (2016), "Experimental study on innovative tubular web RBS connections in steel MRFs with typical shallow beams", *Structural Engineering and Mechanics, An Int'l Journal*, Vol. 57, pp. 785-808.



- [13] Zahrai, S.M., Mirghader, S.R. and Saleh, A. (2017), "Tubular web RBS connection to improve seismic behavior of moment resisting steel frames", *Scientia Iranica*, Vol. 24, pp. 2726-2740.
- [14] Liu, S., Ding, H., Taerwe, L. and De Corte, W. (2019), "Shear strength of trapezoidal corrugated steel webs for horizontally curved girder bridges", *Applied Sciences*, Vol. 9, pp. 1942.
- [15] Feng, Y., Jiang, L. and Zhou, W. (2020), "Improved analytical method to investigate the dynamic characteristics of composite box beam with corrugated webs", *International Journal of Steel Structures*, Vol. 20, pp. 194-206.
- [16] Wang, D., Wang, L. and Tang, C. (2021), "Mechanical characteristic analysis of corrugated steel webs using asynchronous construction technology", *KSCE Journal of Civil Engineering*, Vol. 25, pp. 185-196.
- [17] Elamary, A.S., Alharthi, Y., Abdalla, O., Alqurashi, M. and Sharaky, I.A. (2021), "Failure mechanism of hybrid steel beams with trapezoidal corrugated-web non-welded inclined folds", *Materials*, Vol. 14, pp. 1424.
- [18] Zhang, B., Yu, J., Chen, W., Wang, H. and Xu, J. (2020), "Stress states and shear failure mechanisms of girders with corrugated steel webs", *Thin-Walled Structures*, Vol. 157, pp. 106858.
- [19] Shao, Y.B., Elsisy, A.R. and Hassanein, M.F. (2021), "On the out-of-plane stiffness of I-section girders with corrugated webs using elastic finite element analyses", *In Structures*, Vol. 29, pp. 1242-1258.
- [20] Zhou, M. and An, L. (2020), "Full-range shear behavior of a nonprismatic beam with steel trapezoidal corrugated webs: Experimental tests and fe modeling", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 146, pp. 04020162.
- [21] Wang, T., Ma, J. and Wang, Y. (2021), "Normalized shear strength of trapezoidal corrugated steel web dominated by local buckling", *Engineering Structures*, Vol. 233, pp. 111909.



## ارزیابی عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌های بلندمرتبه بتن آرمه دارای پس‌نشستگی با در نظر گرفتن اثرات اندرکنش خاک و سازه

امین پشایی<sup>۱</sup>، اشکان خدابنده‌لو<sup>۲\*</sup>

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد، گروه مهندسی عمران، واحد ارومیه، دانشگاه آزاد اسلامی، ارومیه

۲- استادیار، گروه مهندسی عمران، واحد ارومیه، دانشگاه آزاد اسلامی، ارومیه، ایران

\* ارومیه، صندوق پستی ۹۶۹، ashkan.khodabandehlou@iau.ac.ir

### چکیده

در این پژوهش یک قاب بتن آرمه سه بعدی ۲۵ طبقه با سیستم سازه‌ای قاب خمشی ویژه در دو امتداد  $X$  و  $Y$  در پهنه با خطر نسبی زیاد ( $a = 0.3g$ ) با دو مدل با ارتفاع طبقات (۳/۲-۴/۲) متر که از طبقات (۱-۱۲) منظم و (۱۳-۲۵) دارای پس‌نشستگی بر روی خاک ( $I$ ،  $II$  و  $III$ ) بدون و با اندرکنش خاک-سازه در نظر گرفته می‌شود. هدف از پژوهش حاضر تعیین حداکثر تغییرمکان جانبی افقی (مطلق و نسبی) طبقات، برش پایه و لنگر واژگونی قاب‌ها است. جهت مدل‌سازی خاک زیر فوندانسیون از مدل مخروط میک‌وولف، تعیین ضریب سختی دینامیکی فنر و ضریب میرایی با استفاده از مدل گسسته براساس مدل مخروطی پی مدفون در نیم‌فضای همگن و برای تحلیل اندرکنش خاک-سازه از روش زیرسازه، جهت تحلیل بار لرزه‌ای از روش تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی به روش انتگرال‌گیری مستقیم تحت هفت شتابنگاشت استفاده و مدل‌سازی هندسی کلیه قاب‌ها در نرم‌افزار SAP2000-V18 انجام شده است. نتایج حاکی از آن است، با تغییر نوع تپ خاک ( $I$ ،  $II$ ،  $III$  به  $I$ ،  $II$ ،  $III$ ) بدون و با اندرکنش خاک-سازه روند تغییرات حداکثر تغییرمکان جانبی (مطلق، نسبی) در دو مدل (۱ و ۲) از طبقات (۱-۲۵) در امتداد ( $X$  و  $Y$ ) افزایشی و حداکثر درصد افزایش تغییرمکان جانبی (مطلق-نسبی)، از طبقات (۱۳-۲۵) نسبت به طبقات (۱-۱۲) به ترتیب تغییرمکان جانبی (کاهش-افزایش) یافته و در خاک ( $I$  به  $II$ ) بدون و با اندرکنش از طبقات (۱-۲۵) به علت ثابت ماندن دوره تناوب خاک ( $I$  و  $II$ ) تغییری نمی‌کند. همچنین حداکثر برش پایه مدل ۲ به ۱ خاک‌های ( $I$ ،  $II$  و  $III$ ) بدون و با اندرکنش در امتداد ( $X$  و  $Y$ ) کاهش و حداکثر لنگر واژگونی افزایش می‌یابد.

### واژگان کلیدی

تغییرمکان، مدل گسسته، زیرسازه، تاریخچه زمانی، غیرخطی

## Seismic performance of high-rise reinforced concrete buildings retrograde with consideration of soil and structure interaction

A. Pashai, A. khodabandehlou

### Abstract

The need for more high-rise buildings that have complex reactions to earthquakes makes controlling soil-structure interactions particularly important. Also, the architectural and aerodynamic requirements of high-rise buildings that lead to post-deposition necessitate further studies is inevitable on the effects of post-depositional and soil-structure interactions. In this study, a three-dimensional, 25 floors reinforced concrete frame with a particular moment frame structural system along the  $X$  and  $Y$  line in a very dangerous area ( $a = 0.3g$ ) with two models with the height of floors (3.2-4.2) has regular (1-12) and with post-depositional (13-25) floors on the soil ( $I$ ,  $II$ , and  $III$ ) is assumed without soil-structure interaction. The purpose of the present study was to determine the maximum horizontal lateral displacement (absolute, drift) floors, base shear and invert anchor frames. To model the sub-foundation soil from Themickwolf's cone model, determination of coefficient of dynamic stiffness of spring and damping coefficient using discrete model based cone model in half homogeneous space for the analysis of soil-structure interaction from the subsurface method. For seismic load analysis, the nonlinear time history dynamic analysis method by direct integration method under seven accelerometers was used and geometric modelling was performed on all sap2000-v18 software. The result shows that with change in soil type ( $II$  to  $I$ ,  $III$  to  $I$ , and  $III$  to  $II$ ) without and with soil-structure interaction, the trend of the maximum lateral displacement (absolute, drift) in two model (1 and 2) of storeys (1-25) along ( $X$  and  $Y$ ) increasing, maximum percent increase in lateral displacement (absolute-drift) from the floors (13-25) to the floors (1-12) respectively, lateral displacement (decrease-increase) and soil ( $II$  to  $I$ ) without and with soil-structure interaction from the floors (1-25) due to stay periodic the soil ( $I$  and  $II$ ) does not change. Also, the maximum base shear is reduced of model 2 to 1 the soils ( $I$ ,  $II$ , and  $III$ ) without and with interaction along ( $X$  and  $Y$ ), and the maximum overturn anchor is increased.

### Keywords

Displacement, Discrete model, Substructure, Time history, Nonlinear

در طی زمین لرزه، گسیختگی سازه از نقاط ضعیف شروع می‌شود. این نواحی ضعیف به علت عدم پیوستگی در جرم، سختی و هندسه سازه است. سازه‌ها با داشتن این عدم پیوستگی به عنوان سازه‌های نامنظم نامیده می‌شوند. نامنظمی‌های عمودی یکی از دلایل عمده گسیختگی سازه‌ها در طی زلزله است [۱]. از طرفی با در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه می‌توان پارامترهایی مانند اثر انعطاف‌پذیری خاک و فوندانسیون، تغییر فرکانس‌های ورودی به سازه به علت عبور از خاک و استهلاک انرژی به علت میرایی ارتعاشی و میرایی هیسترسیس را لحاظ نمود [۲].

رفتار لرزه‌ای سازه‌ها تحت تأثیر سه ویژگی مهم سازه است، که تغییر در هر یک از ویژگی‌های دینامیکی سازه را دچار تغییر می‌کند. این سه ویژگی عبارتند از: سختی، مقاومت و جرم سازه. لذا بررسی عملکرد این‌گونه سازه‌ها که با نامنظمی در ارتفاع همراه است صرفاً با تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی امکان‌پذیر است. برای این منظور از تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی استفاده می‌شود. در این روش تحلیل دینامیکی، سازه با اثر دادن شتاب زمین به صورت تابعی از زمان در تراز پایه و محاسبه پاسخ مدل ریاضی ساختمان که در برگزیده رفتار فرارترجاعی آن است، انجام می‌شود. در این مدل تکیه‌گاه سازه می‌تواند صلب فرض شود. شتاب‌نگاشت‌هایی که در تعیین اثر حرکت زمین مورد استفاده قرار می‌گیرد باید تا حد امکان نمایانگر حرکت واقعی زمین در محل احداث بنا در هنگام وقوع زلزله باشند. برای نیل به این هدف لازم است حداقل سه زوج شتاب‌نگاشت متعلق به مؤلفه‌های افقی سه زلزله مختلف ثبت شده انتخاب گردند. زوج شتاب‌نگاشت‌های انتخاب شده باید به روش مذکور در بند ۲-۳-۲-۲ آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش ۴، به مقیاس در آورده شوند. لیکن در این محاسبات باید طیف طرح استاندارد بدون اعمال عکس ضریب ( $Ru/l$ ) در نظر گرفته شود [۳]. در هنگام وقوع زلزله پاسخ سازه (نیروها، تغییر مکان‌ها) و پاسخ زمین (جابجایی و شتاب حرکت) به یکدیگر وابسته هستند. بارهای انتقال یافته از سازه به پی بر شالوده بتن و خاک زیر شالوده و حتی خاک اطراف شالوده نیز تأثیر گذاشته و باعث ایجاد تنش‌ها و تغییر شکل‌هایی در آن‌ها می‌شوند. به طوری که حتی وجود یک سازه می‌تواند نحوه ارتعاش زمین اطراف خود را نسبت به حالتی که سازه‌ای روی خاک قرار ندارد (یعنی حالت میدان آزاد) تغییر دهد. از طرف دیگر باید گفت که تغییر شکل‌های شالوده و خاک باعث می‌شوند تا خصوصیات و پاسخ دینامیکی

سازه نیز تغییر کند. بنابراین در مجموع می‌توان نتیجه گرفت که سازه شالوده و خاک زیر (و اطراف) شالوده جمعاً به عنوان یک سیستم واحد رفتار می‌کنند، که ویژگی‌های هر یک بر دیگری نیز تأثیر گذاشته و در اصطلاح روی همدیگر اثر متقابل یا اندرکنش دارند. این مفاهیم موجب شده تا در عالم ژئوتکنیک لرزه‌ای شاخه‌ای نوین به نام اندرکنش خاک-پی-سازه ایجاد شود؛ که سعی می‌کند تأثیر این عوامل را به طور همزمان در تحلیل و طراحی سازه در نظر بگیرد.

پدیده اندرکنش خاک-سازه که تمرکز آن متوجه رفتار ساختاری است به سه دهه پیش بر می‌گردد. Wolf و Deeks (۲۰۰۴) سختی دینامیکی و حرکت ورودی پی برای پی‌های سطحی و مدفون به ازای تغییرات زیاد پارامترها و محاسبه سختی دینامیکی پی بر روی سطح یک نیم‌فضای همگن، سختی دینامیکی پی بر روی سطح یک لایه واقع بر روی یک نیم‌فضای انعطاف‌پذیر، مطالعه پارامتریک برای یک پی در دو حالت سطحی و مدفون در یک نیم‌فضای چند لایه که می‌تواند در تکیه‌گاه خود نیز گیردار باشد ارائه نمودند [۴]. Aranda (۱۹۸۴) مقایسه‌ای از نیازهای شکل‌پذیری میان سازه منظم و پس‌رفته با استفاده از زلزله رکورد شده روی خاک نرم انجام داد و مشاهده کرد که نیازهای شکل‌پذیری بالاتری برای سازه پس‌رفته نسبت به سازه منظم بدست می‌آید و این افزایش بیشتر در بخش برج سازه پس‌رفته دیده می‌شود [۵]. Shahrooz و Moehle (۱۹۹۰) بر این عقیده بودند که رفتار لرزه‌ای سازه‌های دارای عقب‌رفتگی نشان می‌دهد که اعضا و المان‌های آسیب‌دیده در اطراف ناحیه عقب‌رفته متمرکز شده‌اند [۶]. مطالعات Duan و Chandler (۱۹۹۵) حاکی از ناکارآمدی روش‌های تحلیل و طراحی مرسوم برای طراحی سازه‌های دارای پس‌نشستگی در ارتفاع است. در کنار رفتار پیچیده سازه‌های نامنظم دارای پس‌نشستگی، اندرکنش آن‌ها با خاک قرار گرفته در زیر شالوده می‌تواند منجر به رفتار پیچیده‌تری شود. به طور کلی رفتار غیرخطی خاک و اندرکنش سازه با آن باعث می‌شود که توزیع نیرو و جابجایی‌ها در سازه تغییر یابد [۷]. Tena-Colunga (۲۰۰۴) اثر قاب‌های تک دهانه به جای قاب‌های چند دهانه در جهت باریک سازه نامنظم دارای پس‌رفتگی روی عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها را مطالعه کردند. آن‌ها به این منظور دو سازه مقاوم خمشی بتن‌آرمه (پس‌رفته و باریک) طراحی شده مطابق با آیین‌نامه لرزه‌ای ۱۹۹۳ مکزیک روی خاک نرم را در نظر گرفتند و به این نتیجه رسیدند که جهت دهانه کمتر سازه پس‌رفته با قاب یک دهانه زمانی که با زاویه جابجایی نسبی طبقه نزدیک به  $(\Delta = 1/2\%)$  طراحی شود

موجود در آیین‌نامه ISI893-2002 که خاک سخت، متوسط و خاک نرم نامیده شده در تحلیل‌ها در نظر گرفته شده است [۱۷].

با بررسی تحقیقات پژوهشگران می‌توان بیان نمود که اغلب محققین تأثیر اندرکنش خاک-سازه در ساختمان‌های دارای پس‌نشستگی در ارتفاع را بر روی خاک (نرم، سخت) بررسی کرده‌اند. خاک با استفاده از روش المان محدود و انعطاف‌پذیری پی سازه با استفاده از روش تیر غیرخطی وینکلر مدل‌سازی شده‌اند. تحلیل‌ها با استفاده از روش تحلیل دینامیکی افزایشی و استاتیکی غیرخطی و تجزیه و تحلیل‌ها با استفاده از نرم‌افزار ETABS و SAP2000 انجام گرفته است. تأثیرات اندرکنش خاک-سازه جهت بررسی پارامترهای مختلف همچون دوره تناوب، برش پایه، جابجایی بام، تغییرمکان جانبی نسبی طبقات در نظر گرفته شده است. نتایجی که پژوهشگران بدست آوردند عبارتند از:

- ساختمان‌های نامنظم در ارتفاع که بر روی خاک نرم و در نواحی لرزه خیز ساخته می‌شوند، بیشترین آسیب‌پذیری را دارند.

- به دلیل انعطاف‌پذیری پی حداکثر تقاضای تغییرمکان جانبی نسبی طبقات افزایش می‌یابد.

- در سازه‌هایی با پای گیردار و انعطاف‌پذیر، سطح اطمینان قابل قبول برای تأمین قابلیت بهره‌برداری بی‌وقفه تحت زلزله‌هایی با خطر کم تا متوسط حاصل می‌شود ولی در زلزله‌هایی با خطر لرزه‌ای بالاتر با توجه به محل و درصد پس‌رفتگی، باعث کاهش سطح اطمینان عملکردی سازه می‌شود.

در پژوهش حاضر نیز تلاش بر این است که با در نظر گرفتن پی انعطاف‌پذیر به لحاظ وجود خاک زیر پی با و بدون اندرکنش خاک-سازه تأثیر افزایش ارتفاع طبقات و نوع بسترخاکی سخت (I و II) و نرم (III) بر روی پارامترهای حداکثر تغییرمکان جانبی افقی (مطلق و نسبی) طبقات، برش پایه و لنگر واژگونی و همچنین مدل کردن خاک زیر سازه با مدل مخروطی و تحلیل اندرکنش خاک-سازه با روش زیر سازه و تحلیل بار زلزله با روش تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی به روش انتگرال‌گیری مستقیم با استفاده از نرم‌افزار SAP2000-V18 به طور کامل بررسی گردد. با این تفاوت که در اکثر تحقیقات موجود در این رده، پارامتر لنگر واژگونی مورد بررسی قرار نگرفته و همچنین خاک با استفاده از روش المان محدود و انعطاف‌پذیری پی سازه با روش تیر غیرخطی وینکلر مدل‌سازی و تحلیل‌ها، دینامیکی افزایشی و استاتیکی غیرخطی است.

سازه آسیب‌پذیر می‌شود [۸]. Pérez-Rocha و Avilés (۲۰۰۵) رفتار یک سازه تک درجه آزادی با رفتار الاستوپلاستیک که روی یک پی صلب مدفون در خاک قرار گرفته را بررسی کردند. خاک یک محیط ویسکوالاستیک با ضخامت ثابت فرض شده که خود بر روی یک نیم‌فضای همگن ویسکوالاستیک قرارداد. مطالعات آن‌ها بر مبنای تعریف یک نوسان‌گر معادل غیرخطی صورت پذیرفته است. در این روش علاوه بر زمان تناوب و میرایی معادل الاستیک سیستم اندرکنشی شکل‌پذیری معادلی نیز تعریف شد که نماینده رفتار غیرخطی سازه است [۹]. Pintucchi و De Stefano (۲۰۰۸) بر این عقیده بودند که پاسخ سازه‌های نامنظم در ارتفاع از اثرات انعطاف‌پذیری پی مصون نیست و مشابه سایر سازه‌های عمرانی تغییراتی در پاسخ آن‌ها به واسطه اثرات اندرکنش خاک-سازه ایجاد می‌شود [۱۰]. Hatzigeorgiou و Beskos (۲۰۰۹) مطالعه پارامتریکی وسیع خود را جهت حصول تغییرمکان نسبی غیرالاستیک مقتضی به بررسی دوره تناوب ارتعاشی، نسبت میرایی ویسکوز، نسبت کرنش-سختی، ضریب کاهش نیرو و نوع خاک محدود کردند [۱۱]. Moghaddasi و همکارانش (۲۰۱۱) مطالعه آماری بر روی سیستم‌های ساختمان-فوندانسیون-خاک را تحت یک مجموعه ۴۰ تایی حرکت زمین انجام دادند. آن‌ها دریافتند که تأثیرات اندرکنش خاک-سازه ممکن است پاسخ ساختاری که بستگی به محل خاص سازه-زلزله دارد افزایش یا کاهش دهد [۱۲]. در حالی‌که نتایج Halabian و Emami (۲۰۱۳) و Halabian و Erfani (۲۰۱۳) نشان دادند که مهندسی ساختاری می‌تواند بسیار متأثر از انعطاف‌پذیری فوندانسیون باشد [۱۳] و Katarmal و همکارانش (۲۰۱۶) پژوهشی با عنوان "پاسخ لرزه‌ای قاب بتن‌آرمه نامنظم با اندرکنش خاک-سازه" ارائه دادند. هدف از این مطالعه شرح و بررسی رویکردهای متفاوت با توجه به انعطاف‌پذیری خاک در بحث اندرکنش خاک-سازه در خصوص پاسخ سازه‌های بلندمرتبه است [۱۵]. Mirzaie و همکارانش (۲۰۱۷) یک چهارچوب احتمالی را جهت مطالعه تأثیرات اندرکنش خاک-سازه بر روی پاسخ غیرالاستیک سازه‌ها با عملکرد ساختاری متریک پیشنهاد دادند [۱۶]. تأثیر سختی خاک بر آسیب‌پذیری لرزه‌ای ساختمان‌های نامنظم توسط Biradar و Prasad در سال (۲۰۱۷) ارائه شده است. این مقاله نشان می‌دهد که ساختمان‌های نامنظم به طور کلی در طی زلزله‌ها آسیب‌پذیرند و به علت وجود خاک ضعیف آسیب‌پذیری بیشتری دارند. دو نوع قاب بتن‌آرمه یکی منظم و متقارن در ارتفاع و دیگری غیرمتقارن که بر روی سه نوع خاک

سازه، ۲) تیربرشی، ۳) نیم بی‌نهایت ارتجاعی خاک و ۴) عناصر محدود برای خاک هستند [۱۸].

روش‌های تحلیل اندرکنش خاک-سازه به سه دسته (۱) مستقیم، ۲) زیرسازه و ۳) مختلط تقسیم می‌شوند [۲۱].

در این پژوهش برای مدل کردن خاک زیر سازه از مدل جرم، فنر و کمک فنر معادل (مستقل از تواتر) در پی سازه (مدل مخروط) استفاده می‌شود. زیرا این مدل برای حالت‌های پیچیده که حل دقیق آن مستلزم محاسبات طولانی بوده و بعضاً موجود ناست، استفاده شده و عمومیت کافی با در نظر گرفتن لایه‌بندی و مدفون بودن برای تمام درجات آزادی و تمام فرکانس‌ها و دقت مهندسی کافی را دارد. جهت تحلیل اندرکنش خاک-سازه از روش زیرسازه استفاده می‌شود. این روش سرعت عملیات را افزایش می‌دهد و انجام مطالعات پارامتریک را امکان‌پذیر می‌کند. تغییر مکان جانبی و دریافت از فاکتورهای مهم در بررسی پاسخ سازه‌های بلندمرتبه است. بنابراین از متغیرهای اصلی این پژوهش تغییر نوع تیپ خاک (I, II و III) و افزایش ارتفاع طبقات است، که با توجه به این متغیرها و موارد ذکر شده بدون و با تأثیر اندرکنش خاک-سازه به بررسی حداکثر تغییر مکان جانبی افقی (مطلق و نسبی) طبقات، برش پایه و لنگر واژگونی ناشی از نیروی جانبی زلزله در ساختمان بلندمرتبه بتن‌ارمه نامنظم که دارای پس‌نشستگی در ارتفاع است پرداخته می‌شود.

#### ۲-۱- ساختمان مورد استفاده در پژوهش حاضر

در این پژوهش یک قاب بتن‌ارمه سه بعدی ۲۵ طبقه بدون احتساب خرپشته با سیستم سازه‌ای قاب خمشی ویژه در دو امتداد  $X$  و  $Y$  در پهنه با خطر نسبی زیاد ( $a=0.3g$ ) که در امتداد  $X$  دارای ۶ دهانه ۵ متری و در امتداد  $Y$  دارای ۸ دهانه ۵ متری با دو مدل (۱-۲) با ارتفاع طبقات به ترتیب (۳/۲-۴/۲) متر که هر یک از مدل‌ها بر روی سه نوع خاک متفاوت (I, II و III) بدون و با تأثیر اندرکنش خاک و سازه که با افزایش ارتفاع ساختمان از سطح مقطع پلان آن کاسته می‌شود (پس‌نشستگی در ارتفاع). بارگذاری ثقلی قاب‌ها براساس مبث ششم مقررات ملی ساختمان بارهای وارد بر ساختمان ۱۳۹۲ است. به منظور تحلیل و طراحی مدل‌های مورد بررسی از ضوابط آیین‌نامه [۲۲] ACI318-14، برای تعیین بار جانبی زلزله از ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ زلزله ایران ویرایش چهارم [۳] استفاده می‌شود. مشخصات ابعادی مدل مطابق جدول (۱) است.

بنابراین با بررسی تحقیقات و مطالعات انجام شده از گذشته تا به امروز تلاش می‌شود تا نتایج موردنیاز حاصل شود تا رهیافت مناسبی برای انجام پژوهش حاضر فراهم گردد.

#### ۲- مدل‌های عددی

تحلیل پدیده اندرکنش خاک-سازه در زمان وقوع زلزله از ضروریات مهندسی زلزله است؛ ولی به طور کلی در انجام تحلیل دو مشکل وجود دارد که قبل از انجام تحلیل بایستی بررسی گردد. اولین آن‌ها مربوط به انتخاب مدل مناسب خاک است که با توجه به دقت موردنیاز و هزینه آن، یکی از روش‌های زیر پس از بررسی به عنوان مدل خاک انتخاب می‌شود. دومین مشکل تعیین حرکت مناسب زمین با تکیه بر خصوصیات زمین‌شناسی محل و حد پذیرش (ریسک) است. برای تحلیل پدیده اندرکنش باید حرکت زمین را در سطح پی سنگ اعمال نمود و سیستم خاک و سازه را به صورت یک مجموعه مورد بررسی قرارداد ولی چون در حال حاضر اطلاعات کمی در مورد حرکت زمین در سطح پی سنگ وجود دارد، این روش عملی نیست. مناسب‌ترین روش تحلیل اعمال حرکت آزاد زمین در سطح پی سازه است که همان حرکت زمین بدون حضور سازه است [۱۸].

در حالت کلی می‌توان دو نوع اندرکنش سینماتیکی و اینرسی را در نظر گرفت. حرکات ایجاد شده در پی به دلیل اندرکنش سینماتیکی باعث ارتعاش سازه می‌شوند و در برگشت ارتعاش مذکور باعث ایجاد نیروی اینرسی می‌شود و پی و خاک اطراف آن را تحت یک بار دینامیکی اضافی قرار می‌دهد. این اثر به عنوان اندرکنش اینرسی شناخته می‌شود [۱۹]. ارزیابی پاسخ دینامیکی سازه با در نظر گرفتن اثر اندرکنش خاک-سازه دارای دو قسمت است. قسمت اول، اصلاح زلزله ثبت شده در میدان آزاد خاک که بدین ترتیب تحریک ورودی به پی محاسبه می‌شود. قسمت دوم، جایگزینی سازه با یک سیستم خاک-سازه است که اثر وجود خاک را در تحلیل دینامیکی در نظر می‌گیرد. سپس این سیستم خاک-سازه تحت تحریک ورودی به پی تحلیل می‌گردد. در این حالت پاسخ لرزه‌ای سازه متأثر از امواج لرزه‌ای منتشر شده در محیط خاک، برخورد آن‌ها به سازه و سرانجام بازگشت مجدد این امواج به محیط خاک خواهد بود [۲۰].

مدل‌های خاک برای تحلیل دینامیکی اندرکنش خاک-سازه شامل: ۱) جرم، فنر و کمک فنر معادل (مستقل از تواتر) در پی



جدول ۱- مشخصات ابعادی مدل ۲۵ طبقه

نوع خاک	طول دهانه (متر) $X - Y$	تعداد دهانه $(X - Y)$	ارتفاع طبقات (متر)	طبقات	مدل	ساختمان
I، II و III	۵-۵	۶-۸	۳/۲-۴/۲	۱-۱۲	۲-۱	۲۵ طبقه
		۴-۶	۳/۲-۴/۲	۱۳-۲۵		

جدول ۴- ابعاد تیرها و ستون‌ها (مدل ۱، خاک نوع II)

طبقات	ابعاد ستون (سانتی متر)	ابعاد تیر (سانتی متر)
۱-۲	C۸۵×۸۵-۳۲φ۲۵	B۸۵×۶۰-۱۸φ۲۰
۳-۶	C۸۰×۸۰-۳۲φ۲۵	B۸۰×۶۰-۱۸φ۲۰
۷-۸	C۷۵×۷۵-۲۸φ۲۵	B۷۵×۶۰-۱۶φ۲۰
۹-۱۴	C۷۰×۷۰-۲۸φ۲۵	B۷۰×۶۰-۱۶φ۲۰
۱۵-۱۶	C۶۵×۶۵-۲۴φ۲۵	B۶۵×۶۰-۱۴φ۲۰
۱۷-۱۸	C۶۰×۶۰-۲۴φ۲۲	B۶۰×۶۰-۱۴φ۱۸
۱۹-۲۲	C۵۵×۵۵-۲۰φ۲۰	B۵۵×۶۰-۱۲φ۱۸
۲۳-۲۴	C۵۰×۵۰-۲۰φ۲۰	B۵۰×۵۰-۱۲φ۱۶
۲۵	C۴۰×۴۰-۱۶φ۱۶	B۴۰×۴۰-۱۰φ۱۲

جدول ۵- ابعاد تیرها و ستون‌ها (مدل ۲، خاک نوع II)

طبقات	ابعاد ستون (سانتی متر)	ابعاد تیر (سانتی متر)
۱-۲	C۹۰×۹۰-۳۲φ۳۲	B۹۰×۶۵-۱۸φ۲۲
۳-۴	C۸۵×۸۵-۳۲φ۲۵	B۸۵×۶۵-۱۸φ۲۰
۵-۱۴	C۸۰×۸۰-۳۲φ۲۵	B۸۰×۶۵-۱۸φ۲۰
۱۵-۱۶	C۷۰×۷۰-۲۸φ۲۵	B۷۵×۶۵-۱۶φ۲۰
۱۷-۲۰	C۶۵×۶۵-۲۴φ۲۵	B۶۵×۶۵-۱۴φ۲۰
۲۱-۲۲	C۶۰×۶۰-۲۴φ۲۲	B۶۰×۶۰-۱۴φ۱۸
۲۳-۲۴	C۵۰×۵۰-۲۰φ۲۰	B۵۰×۵۵-۱۲φ۱۶
۲۵	C۴۰×۴۰-۱۶φ۱۶	B۴۰×۴۰-۱۰φ۱۲

جدول ۶- ابعاد تیرها و ستون‌ها (مدل ۱، خاک نوع III)

طبقات	ابعاد ستون (سانتی متر)	ابعاد تیر (سانتی متر)
۱-۲	C۸۵×۸۵-۳۲φ۲۵	B۸۵×۶۰-۱۸φ۲۰
۳-۶	C۸۰×۸۰-۳۲φ۲۵	B۸۰×۶۰-۱۸φ۲۰
۷-۸	C۷۵×۷۵-۲۸φ۲۵	B۷۵×۶۰-۱۶φ۲۰
۹-۱۴	C۷۰×۷۰-۲۸φ۲۵	B۷۰×۶۰-۱۶φ۲۰
۱۵-۱۸	C۶۵×۶۵-۲۴φ۲۵	B۶۵×۶۰-۱۴φ۲۰
۱۹-۲۰	C۶۰×۶۰-۲۴φ۲۲	B۶۰×۶۰-۱۴φ۱۸
۲۱-۲۲	C۵۵×۵۵-۲۰φ۲۲	B۵۵×۶۰-۱۲φ۱۸
۲۳-۲۴	C۵۰×۵۰-۲۰φ۲۰	B۵۰×۵۵-۱۲φ۱۶
۲۵	C۴۰×۴۰-۱۶φ۱۶	B۴۰×۴۰-۱۰φ۱۲

ابعاد اولیه تیرها و ستون‌های قاب‌ها با استفاده از نرم‌افزار ETABS V15.2.2 مطابق جدول (۲) تا جدول (۷) و ابعاد فوندانسیون و دال سقف با استفاده از نرم‌افزار SAFE 2014 در جدول (۸) بیان شده‌اند.

جدول ۲- ابعاد تیرها و ستون‌ها (مدل ۱، خاک نوع I)

طبقات	ابعاد ستون (سانتی متر)	ابعاد تیر (سانتی متر)
۱-۲	C۸۵×۸۵-۳۲φ۲۵	B۸۵×۶۰-۱۸φ۲۰
۳-۶	C۸۰×۸۰-۳۲φ۲۵	B۸۰×۶۰-۱۸φ۲۰
۷-۸	C۷۵×۷۵-۲۸φ۲۵	B۷۵×۶۰-۱۶φ۲۰
۹-۱۴	C۷۰×۷۰-۲۸φ۲۵	B۷۰×۶۰-۱۶φ۲۰
۱۵-۱۶	C۶۵×۶۵-۲۴φ۲۵	B۶۵×۶۰-۱۴φ۲۰
۱۷-۲۰	C۶۰×۶۰-۲۴φ۲۲	B۶۰×۶۰-۱۴φ۱۸
۲۱-۲۲	C۵۵×۵۵-۲۰φ۲۲	B۵۵×۵۵-۱۲φ۱۸
۲۳-۲۴	C۴۵×۴۵-۱۶φ۲۰	B۴۵×۵۰-۱۰φ۱۶
۲۵	C۳۵×۳۵-۱۲φ۱۸	B۳۵×۳۵-۸φ۱۴

جدول ۳- ابعاد تیرها و ستون‌ها (مدل ۲، خاک نوع I)

طبقات	ابعاد ستون (سانتی متر)	ابعاد تیر (سانتی متر)
۱-۲	C۹۰×۹۰-۳۲φ۳۲	B۹۰×۶۰-۱۸φ۲۲
۳-۴	C۸۵×۸۵-۳۲φ۲۵	B۸۵×۶۰-۱۸φ۲۰
۵-۶	C۸۰×۸۰-۳۲φ۲۵	B۸۰×۶۰-۱۸φ۲۰
۷-۱۴	C۷۵×۷۵-۲۸φ۲۵	B۷۵×۶۰-۱۶φ۲۰
۱۵-۱۶	C۷۰×۷۰-۲۸φ۲۵	B۷۰×۶۰-۱۶φ۲۰
۱۷-۲۰	C۶۵×۶۵-۲۴φ۲۵	B۶۵×۶۰-۱۴φ۲۰
۲۱-۲۲	C۶۰×۶۰-۲۴φ۲۲	B۶۰×۶۰-۱۴φ۱۸
۲۳-۲۴	C۵۰×۵۰-۲۰φ۲۰	B۵۰×۵۵-۱۲φ۱۶
۲۵	C۴۰×۴۰-۱۶φ۱۸	B۴۰×۴۰-۱۰φ۱۴

مشخصات مصالح مورد استفاده در تیرها و ستون‌ها، دال سقف، فوندانسیون و خاک زیر فوندانسیون به شرح جدول (۹) است.

است.

جدول ۷- ابعاد تیرها و ستون‌ها (مدل ۲، خاک نوع III)

طبقات	ابعاد ستون (سانتی متر)	ابعاد تیر (سانتی متر)
۱-۲	C90×90-32φ25	B90×65-18φ22
۳-۴	C85×85-32φ25	B85×65-18φ20
۵-۱۴	C80×80-32φ25	B80×65-18φ20
۱۵-۱۶	C70×70-28φ25	B70×65-16φ20
۱۷-۲۰	C65×65-24φ25	B65×65-14φ20
۲۱-۲۲	C60×60-24φ22	B60×60-14φ18
۲۳-۲۴	C55×55-20φ22	B55×55-12φ18
۲۵	C45×45-16φ18	B45×45-10φ14

جدول ۱۰- بارهای ثقلی وارد بر قاب‌ها

نوع بار	میزان بار (کیلوگرم بر مترمربع)
بار مرده	۴۱۵
بار زنده غیرقابل کاهش	۵۰۰
بار زنده قابل کاهش (۰/۵)	۲۰۰
بار تیغه‌بندی	۱۰۰
بار مرده بام	۴۶۵
بار زنده بام	۲۰۰
بار برف	۱۵۰

جدول ۸- ابعاد فوندانسیون و دال سقف

طبقه	محل	نوع	فوندانسیون	فوندانسیون (سانتی متر)	دال سقف (سانتی متر)	ضخامت
۲۵ طبقه	۱	I, II و III	گسترده	۱۸۰	۲۰	
	۲	I		۲۰۰		
	۲	II و III		۲۲۰		

اثر صلبیت پی با فرض فوندانسیون مدفون لحاظ شده و جهت مدل‌سازی خاک زیر فوندانسیون از مدل مخروط میک وولف در پی سازه استفاده شده است. ضریب سختی دینامیکی فنر و ضریب میرایی با استفاده از مدل گسسته براساس مدل مخروطی پی مدفون در نیم‌فضای همگن تعیین می‌شود و جهت تحلیل اندرکنش خاک-سازه از روش زیرسازه استفاده می‌شود. جهت تحلیل بار زلزله از تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی به روش انتگرال‌گیری مستقیم طبق استاندارد ۲۸۰۰ زلزله ایران ویرایش چهارم استفاده می‌شود.

جدول ۹- مشخصات مصالح فولادی و بتنی

میزان	مشخصات فنی	مصالح
۳۵۰	مقاومت فشاری (kg/cm <sup>2</sup> )	بتن فولاد (آرماتور AIII)
۲۸×۱۰ <sup>۹</sup>	مدول الاستیسیته (Pa)	
۰/۱۵	نسبت پواسون	
۷۸۵۰	چگالی (kg/cm <sup>3</sup> )	
۴۰۰۰	تنش تسلیم (kg/cm <sup>2</sup> )	
۶۰۰۰	تنش گسیختگی (kg/cm <sup>2</sup> )	
۴۶۰۰	تنش تسلیم موردانتظار (kg/cm <sup>2</sup> )	
۶۹۰۰	تنش گسیختگی موردانتظار (kg/cm <sup>2</sup> )	
-		

## ۲-۲- انتخاب و مقیاس کردن شتاب‌نگاشت‌ها

در روش تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی به روش انتگرال‌گیری مستقیم، تحلیل دینامیکی سازه با اثر دادن شتاب زمین به صورت تابعی از زمان در تراز پایه و محاسبه پاسخ مدل ریاضی ساختمان که در برگزیده رفتار فراترجاعی آن است انجام می‌شود. برای این منظور در این پژوهش شتاب‌نگاشت‌های به شرح جدول (۱۱) انتخاب می‌شوند.

طبق بند ۲-۳-۵-۳ استاندارد ۲۸۰۰ زلزله ایران ویرایش چهارم، حداکثر شتاب همه شتاب‌نگاشت‌ها برابر شتاب ثقل ( $g$ ) می‌گردد. پس از آن طیف‌های پاسخ هر زوج شتاب‌نگاشت با استفاده از جذر مجموع مربعات با یکدیگر ترکیب شده و یک طیف ترکیبی واحد برای هر زوج شتاب‌نگاشت ساخته می‌شود.

طیف‌های پاسخ ترکیبی هر تعداد زوج شتاب‌نگاشت میانگین‌گیری شده و یک طیف میانگین برای مقایسه با طیف طرح استاندارد بدست می‌آید. در این روش برای هر زمان تناوب در محدوده  $0/2T$  تا  $1/5T$  (بیان‌گر دوره تناوب)، مقدار متوسط طیف جذر مجموع مربعات مربوط به تمام زوج مؤلفه‌ها،

بارگذاری ثقلی قاب‌ها بر اساس مبحث ششم مقررات ملی ساختمان بارهای وارد بر ساختمان ۱۳۹۲ به شرح جدول (۱۰)



نظر گرفتن ضریب اصلاحی برای شتابنگاشت‌های مورد نظر مطابق جدول (۱۲)، طیف میانگین بر روی طیف طرح استاندارد قرار می‌گیرد.

بیش از ده درصد از  $1/3$  برابر مقدار متناظر طیف طرح استاندارد کمتر نشود. با مقایسه بین  $1/17$  برابر طیف طرح استاندارد و طیف میانگین مشاهده می‌شود که طیف میانگین در بازه‌های زمانی خاص در زیر طیف طرح استاندارد قرار می‌گیرد. لذا با در

جدول ۱۱- مشخصات شتاب‌نگاشت‌ها

حوزه گسل	فاصله از گسل (کیلومتر)	بزرگا (ریشتر)	سال (میلادی)	زلزله
نزدیک	۱۰	۷/۸	۱۹۷۸	طیس، ایران
	۸/۵	۶/۶	۲۰۰۳	بم، ایران
	۱۶	۷/۳	۱۹۹۵	کو به، ژاپن
	۱۰/۹	۷/۲	۱۹۹۴	چی چی، تایوان
	۱۱/۴	۷/۴	۱۹۸۹	لوماپریتا، آمریکا
	۹/۶	۷/۰	۱۹۷۹	امپریال، آمریکا
	۱۱/۴	۷/۲	۱۹۹۴	نورتریج، آمریکا

جدول ۱۲- ضریب مقیاس و ضریب مقیاس نهایی قاب‌ها بدون اندرکنش خاک-سازه

نوع خاک	قاب	مدل	$T$ (S)	$0.2T$ (S)	$1/5T$ (S)	ضریب مقیاس	ضریب مقیاس نهایی
I	۲۵ طبقه	۱	۲/۵۸۱	۰/۵۱۶۲	۳/۸۷۱۵	۲/۰۸۲	۰/۶۲۴۶
		۲	۳/۲۹۶	۰/۶۵۹۲	۴/۹۴۴۰	۲/۴۲۰	۰/۷۲۶۰
II	۲۵ طبقه	۱	۲/۵۸۱	۰/۵۱۶۲	۳/۸۷۱۵	۲/۵۹۷	۰/۷۷۹۰
		۲	۳/۲۹۶	۰/۶۵۹۲	۴/۹۴۴	۲/۷۲۷	۰/۸۱۸۰
III	۲۵ طبقه	۱	۲/۵۸۱	۰/۵۱۶۲	۳/۸۷۱۵	۳/۹۹۶	۱/۱۹۹۰
		۲	۳/۲۹۶	۰/۶۵۹۲	۴/۹۴۴۰	۴/۲۰۰	۱/۲۶۰۰

## ۲-۳- تحلیل سیستم اندرکنش خاک-سازه

در این پژوهش از روش زیرسازه که در آن سیستم خاک-سازه به دو قسمت سازه مستقر بر پی و خاک که دارای یک مرز مشترک با پی سازه است، استفاده می‌شود. در روش زیرسازه اثر خاک بر سازه به وسیله یک سری فنر و میراگر تعریف می‌گردد و مهمترین مزیت این روش عدم مدل کردن لایه‌های خاک می‌باشد، به طوری که حجم عملیات تحلیل‌ها را به مقدار زیادی کاهش می‌دهد. در این پژوهش پی از نوع مدفون (نسبت عمق دفن‌شدگی  $e$ ، به شعاع دیسک معادل پی  $r$ ، بزرگ‌تر از صفر است) است. جهت مدل‌سازی خاک زیر پی از روش مخروطی مدل پی مدفون در نیم‌فضای همگن استفاده می‌شود. اما به علت این‌که ضرایب سختی دینامیکی روش مخروطی در حوزه فرکانس می‌باشند، برای بدست آوردن نتایج تحلیل‌ها در حوزه زمان باید از اصل برهم نهی استفاده نمود. از طرف دیگر هدف این پژوهش تحلیل دینامیکی غیرخطی سازه در حین زلزله است

و نمی‌توان از اصل برهم نهی استفاده کرد؛ بنابراین بهترین روش برای مدل‌سازی خاک زیر پی، استفاده از مدل گسسته پی مدفون در نیم‌فضای همگن مطابق است که به طور مستقیم در حوزه زمان عمل می‌کند.

در مدل گسسته پی مدفون، فنر و میراگر افقی از آن جایی که درجات آزادی افقی و چرخشی در پی مدفون به صورت درگیر می‌باشند، لذا ضرایب سختی دینامیکی این دو حرکت نیز جملات درگیرکننده خواهند داشت. بنابراین فنر و میراگر افقی با خروج از مرکزیت به پی متصل می‌شوند. میزان این خروج از مرکزیت تابعی از عمق فرورفتگی پی است. همین‌طور غیر از میراگر متصل به جرم چرخشی مربوط به درجه آزادی داخلی، میراگر چرخشی دیگری برای مدل کردن حرکت گهواره‌ای پی مدفون به طور موازی با فنر چرخشی در مدل قرار می‌گیرد. ضرایب سختی و میرایی افقی، قائم، چرخشی و پیچشی به صورت روابط ارائه شده در جدول (۱۳) است.

جدول ۱۳- روابط مربوط به ضرایب فنر و میراگر در تمامی درجات آزادی

$k_{0h} = \frac{8\rho v_s^2 r}{2-\nu} \left(1 + \frac{e}{r}\right)$	(۱)	ضریب سختی فنر در درجه آزادی افقی ( $\rho$ چگالی جرم خاک، $v_s$ سرعت موج برشی در خاک و $\nu$ ضریب پواسون خاک)
$c_{0h} = \frac{r}{v_s} \gamma_{0h} k_{0h}$	(۲)	ضریب میرایی فنر در درجه آزادی افقی
$\gamma_{0h} = 0.68 + 0.57 \sqrt{\frac{e}{r}}$	(۳)	
$K_V = \frac{4Gr}{1-\nu} \left(1 + 0.54 \frac{e}{r}\right)$	(۴)	ضریب سختی فنر در درجه آزادی قائم ( $E$ مدول الاستیسیته خاک و $G$ مدول برشی خاک)
$G = \frac{1}{2(1+\nu)} E$	(۵)	
$k_{0h} = k_r - \frac{\rho v_s^2 r^3}{2(2-\nu)} \left(1 + \frac{e}{r}\right) \left(\frac{e}{r}\right)^3$	(۶)	ضریب سختی فنر در درجه آزادی چرخشی
$k_r = \frac{8\rho v_s^2 r^3}{3(1-\nu)} \left[1 + 2.3 \frac{e}{r} + 0.58 \left(\frac{e}{r}\right)^3\right]$	(۷)	
$c_{0r} = \frac{r}{v_s} \gamma_{0r} k_r$	(۸)	ضریب میرایی فنر در درجه آزادی چرخشی
$\gamma_{0r} = 0.15631 \frac{e}{r} - 0.08906 \left(\frac{e}{r}\right)^2 - 0.00874 \left(\frac{e}{r}\right)^3$	(۹)	
$K_t = \frac{16Gr}{3} \left[1 + 2.67 \frac{e}{r}\right]$	(۱۰)	ضریب سختی فنر در درجه آزادی پیچشی

$\xi g = \xi_0 \frac{\omega}{\omega_0}$  تغییر می‌کند؛ که در آن  $\omega$  فرکانس تحریک و  $\omega_0$  فرکانسی است که میرایی  $\xi_0$  در آن تعیین می‌شود. به عبارت دیگر  $\omega_0$  فرکانس سیستم خاک-سازه است و از رابطه زیر تعیین می‌شود.

$$\omega_0 = \sqrt{\frac{k_{eq}}{m}} \quad (15)$$

که در آن  $k_{eq}$  از رابطه زیر بدست می‌آید.

$$\frac{1}{k_{eq}} = \frac{1}{k} + \frac{1}{k_h} + \frac{h^2}{k_r} \quad (16)$$

که در آن  $k$ ،  $k_h$  و  $k_r$  به ترتیب سختی معادل سیستم خاک-سازه، سختی سازه، سختی افقی پی و سختی چرخشی پی می‌باشند. همین‌طور  $h$  و  $m$  ارتفاع سازه و جرم هستند. در مدل ویسکوالاستیک ویت به هر فنر الاستیک  $k$  یک میراگر اضافی با میرایی  $c = \frac{2\xi_0}{\omega_0} k$  که به صورت موازی با آن است، اضافه می‌شود.

ضرایب سختی و ضرایب میرایی با استفاده از فرمول ضرایب سختی و میرایی ذکر شده در جدول (۱۳) به ترتیب به شرح جداول (۱۴) و (۱۵) تعیین می‌گردند.

درجه آزادی داخلی برای مدل کردن وابستگی ضرایب سختی دینامیکی به فرکانس تحریک بوده و شامل یک جرم چرخشی  $I_{1r}$  است که توسط میراگر چرخشی  $C_{1r}$  به پی متصل می‌گردد. جرم و میرایی چرخشی به صورت روابط زیر قابل محاسبه هستند.

$$C_{1r} = \frac{r}{v_s} \gamma_{1r} k_r \quad (11)$$

که در آن

$$\gamma_{1r} = 0.4 + 0.03 \left(\frac{e}{r}\right)^2 \quad (12)$$

$$I_{1r} = \left(\frac{r}{v_s}\right)^2 \mu_{1r} k_r \quad (13)$$

که در آن

$$\mu_{1r} = 0.33 + 0.1 \left(\frac{e}{r}\right)^2 \quad (14)$$

همان‌طورکه گفته شد، به دلیل مشکلاتی تحلیل در حوزه زمان، از میرایی ویسکوز برای خاک استفاده می‌گردد. در مدل میرایی ویسکوالاستیک ویت، میرایی خاک با فرکانس به صورت



جدول ۱۴- ضرایب سختی خاک‌ها

سختی (کیلوگرم بر متر)				مدل	قاب	نوع خاک
پیش‌رسی	چرخشی	قائم	افقی			
$1/338 \times 10^{13}$	$3/156 \times 10^{13}$	$3/789 \times 10^{11}$	$3/273 \times 10^{11}$	۱	۲۵ طبقه	I
$1/375 \times 10^{13}$	$1/539 \times 10^{13}$	$3/835 \times 10^{11}$	$3/306 \times 10^{11}$	۲		
$2/372 \times 10^{12}$	$2/856 \times 10^{12}$	$7/228 \times 10^9$	$5/955 \times 10^9$	۱	۲۵ طبقه	II
$2/483 \times 10^{12}$	$2/977 \times 10^{12}$	$7/330 \times 10^9$	$5/413 \times 10^9$	۲		
$3/791 \times 10^{11}$	$4/969 \times 10^{11}$	$1/257 \times 10^9$	$9/857 \times 10^8$	۱	۲۵ طبقه	III
$4/000 \times 10^{11}$	$5/132 \times 10^{11}$	$1/280 \times 10^9$	$1/012 \times 10^9$	۲		

جدول ۱۵- ضرایب میرایی خاک‌ها

میرایی (کیلوگرم در ثانیه بر متر)				مدل	قاب	نوع خاک
پیش‌رسی	چرخشی	قائم	افقی			
$3/510 \times 10^9$	$4/645 \times 10^9$	$3/443 \times 10^8$	$4/806 \times 10^8$	۱	۲۵ طبقه	I
$3/821 \times 10^9$	$2/788 \times 10^9$	$3/514 \times 10^8$	$4/912 \times 10^8$	۲		
$1/448 \times 10^9$	$8/537 \times 10^8$	$1/230 \times 10^8$	$2/026 \times 10^8$	۱	۲۵ طبقه	II
$1/693 \times 10^9$	$1/080 \times 10^9$	$1/272 \times 10^8$	$1/878 \times 10^8$	۲		
$5/345 \times 10^8$	$3/431 \times 10^8$	$5/084 \times 10^7$	$7/822 \times 10^7$	۱	۲۵ طبقه	III
$6/293 \times 10^{11}$	$1/066 \times 10^8$	$5/200 \times 10^7$	$8/097 \times 10^7$	۲		

### ۳- تجزیه و تحلیل نتایج

در این بخش به بررسی نتایج مربوط به دوره تناوب ساختمان بلند مرتبه بتن‌آرمه با پس‌نشستگی در ارتفاع و پاسخ‌های سازه‌ای آن شامل تغییر مکان‌های مطلق، و حداکثر برش پایه و حداکثر لنگر واژگونی بدون و با اندرکنش خاک پرداخته می‌شود.

#### ۳-۱- دوره تناوب مدل‌ها بدون و با تأثیر اندرکنش خاک-سازه

دوره تناوب مدل‌ها بدون تأثیر اندرکنش خاک-سازه (تکیه‌گاه گیردار) و با تأثیر اندرکنش خاک-سازه (تکیه‌گاه انعطاف‌پذیر) به شرح جدول (۱۶) است.

### ۳-۲- ضریب مقیاس و ضریب مقیاس نهایی با اندرکنش

#### خاک-سازه

جدول (۱۶)، به علت این‌که دوره تناوب در دو نوع خاک (I و II) بدون و با تأثیر اندرکنش خاک-سازه، مقادیر یکسانی را نشان می‌دهند، در نتیجه ضریب مقیاس و ضریب مقیاس نهایی در هر دو حالت برابر، اما در مورد خاک نوع III، چون دوره تناوب بدون و با تأثیر اندرکنش خاک-سازه متفاوت است، بنابراین ضریب مقیاس و ضریب مقیاس نهایی نیز متفاوت خواهد بود (جدول (۱۷)).

جدول ۱۶- زمان تناوب مدل‌ها با و بدون اندرکنش خاک-سازه

نوع خاک	قاب	مدل	زمان تناوب بدون اندرکنش خاک-سازه (ثانیه)	زمان تناوب با اندرکنش خاک-سازه (ثانیه)
I و II	۲۵ طبقه	۱	۲/۵۸۰	۲/۵۸۰
		۲	۳/۲۹۶	۳/۲۹۶
III	۲۵ طبقه	۱	۲/۵۸۰	۲/۶۸۷
		۲	۳/۲۹۶	۳/۴۵۳

جدول ۱۷- ضریب مقیاس و ضریب مقیاس نهایی قاب‌ها با اندرکنش خاک-سازه

نوع خاک	قاب	مدل	ضریب مقیاس	ضریب مقیاس نهایی
III	۲۵ طبقه	۱	۴/۰۸۸	۱/۲۲۶
		۲	۴/۳۷۰	۱/۳۱۱

### ۳-۳- تغییر مکان جانبی مطلق

نمودارهای تغییر مکان جانبی مطلق طبقه ۱۲ و طبقه ۲۵ در مدل‌های مختلف و انواع خاک‌ها (بدون و با اندرکنش خاک-سازه)، در امتداد  $X$  و در امتداد  $Y$  رسم گردید و نتایج به صورت زیر حاصل گردید.

حداکثر تغییر مکان جانبی مطلق طبقه ۱۲ مدل ۱، خاک نوع I (بدون و با اندرکنش خاک-سازه)، در امتداد  $X$  و  $Y$  به ترتیب ۱۰/۷۴ و ۱۳/۵۱ سانتی‌متر است.

حداکثر تغییر مکان جانبی مطلق طبقه ۲۵ مدل ۱، خاک نوع I (بدون و با اندرکنش خاک-سازه)، در امتداد  $X$  و  $Y$  به ترتیب ۲۷/۷۷ و ۴۵/۱۶ سانتی‌متر است.

حداکثر تغییر مکان جانبی مطلق طبقه ۱۲ مدل ۲، خاک نوع I (بدون و با اندرکنش خاک-سازه)، در امتداد  $X$  و  $Y$  به ترتیب ۱۸/۰۲ و ۲۵/۷۹ سانتی‌متر است.

حداکثر تغییر مکان جانبی مطلق طبقه ۲۵ مدل ۲، خاک نوع I (بدون و با اندرکنش خاک-سازه)، در امتداد  $X$  و  $Y$  به ترتیب ۳۹/۶۰ و ۵۷/۰۵ سانتی‌متر است.

حداکثر تغییر مکان جانبی مطلق طبقه ۱۲ مدل ۱، خاک نوع II (بدون و با اندرکنش خاک-سازه)، در امتداد  $X$  و  $Y$  به ترتیب ۱۸/۷۴ و ۲۶/۳۶ سانتی‌متر است.

حداکثر تغییر مکان جانبی مطلق طبقه ۲۵ مدل ۱، خاک نوع II (بدون و با اندرکنش خاک-سازه)، در امتداد  $X$  و  $Y$  به ترتیب ۳۹/۴۲ و ۶۴/۶۹ سانتی‌متر است.

حداکثر تغییر مکان جانبی مطلق طبقه ۱۲ مدل ۲، خاک نوع II (بدون و با اندرکنش خاک-سازه)، در امتداد  $X$  و  $Y$  به ترتیب ۱۹/۸۵ و ۳۲/۵۸ سانتی‌متر است.

حداکثر تغییر مکان جانبی مطلق طبقه ۲۵ مدل ۲، خاک نوع II (بدون و با اندرکنش خاک-سازه)، در امتداد  $X$  و  $Y$  به ترتیب ۳۸/۵۷ و ۶۸/۲۸ سانتی‌متر است.

حداکثر تغییر مکان جانبی مطلق طبقه ۱۲ مدل ۱، خاک نوع III (بدون اندرکنش خاک-سازه)، در امتداد  $X$  و  $Y$  به ترتیب ۲۲/۱۶ و ۳۳/۶۰ سانتی‌متر است.

حداکثر تغییر مکان جانبی مطلق طبقه ۲۵ مدل ۱، خاک نوع III

(بدون اندرکنش خاک-سازه)، در امتداد  $X$  و  $Y$  به ترتیب ۴۵/۰۲ و ۹۷/۱۸ سانتی‌متر است.

حداکثر تغییر مکان جانبی مطلق طبقه ۱۲ مدل ۱، خاک نوع III (با اندرکنش خاک-سازه)، در امتداد  $X$  و  $Y$  به ترتیب ۲۷/۰۴ و ۳۶/۷۴ سانتی‌متر است.

حداکثر تغییر مکان جانبی مطلق طبقه ۲۵ مدل ۱، خاک نوع III (با اندرکنش خاک-سازه)، در امتداد  $X$  و  $Y$  به ترتیب ۶۴/۳۱ و ۱۰۲/۳۶ سانتی‌متر است.

حداکثر تغییر مکان جانبی مطلق طبقه ۱۲ مدل ۲، خاک نوع III (بدون اندرکنش خاک-سازه)، در امتداد  $X$  و  $Y$  به ترتیب ۳۲/۰۵ و ۵۱/۸۳ سانتی‌متر است.

حداکثر تغییر مکان جانبی مطلق طبقه ۲۵ مدل ۲، خاک نوع III (بدون اندرکنش خاک-سازه)، در امتداد  $X$  و  $Y$  به ترتیب ۶۳/۳۵ و ۱۰۵/۰۷ سانتی‌متر است.

حداکثر تغییر مکان جانبی مطلق طبقه ۱۲ مدل ۲، خاک نوع III (با اندرکنش خاک-سازه)، در امتداد  $X$  و  $Y$  به ترتیب ۳۲/۷۳ و ۵۲/۶۳ سانتی‌متر است.

حداکثر تغییر مکان جانبی مطلق طبقه ۲۵ مدل ۲، خاک نوع III (با اندرکنش خاک-سازه)، در امتداد  $X$  و  $Y$  به ترتیب ۶۷/۲۹ و ۱۰۶/۷۵ سانتی‌متر است.

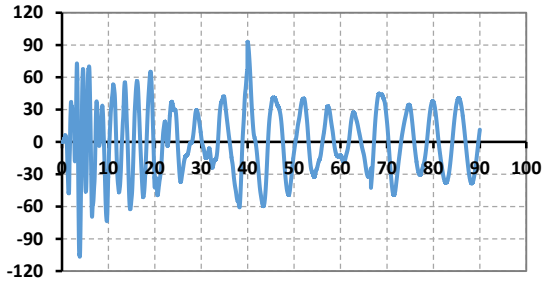
به عنوان نمونه نمودار تغییر مکان جانبی مطلق طبقه ۲۵ مدل ۲، خاک نوع III (با اندرکنش خاک-سازه): (الف) در امتداد  $X$ ، (ب) در امتداد در شکل (۱) نشان داده شده است.

با توجه به نمودارهای فوق، میزان تأثیر تغییر نوع تپ خاک در حداکثر تغییر مکان جانبی افقی مطلق طبقات بدون و با اندرکنش خاک-سازه به صورت جدول (۱۸) و (۱۹) گزارش می‌شود.

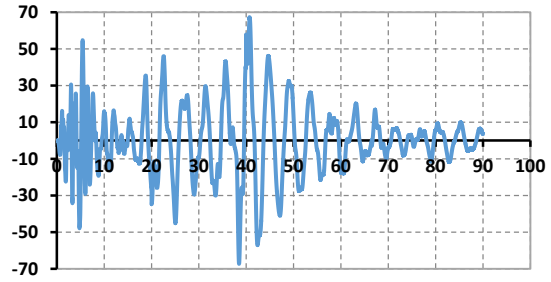
### ۳-۴- حداکثر برش پایه و حداکثر لنگر واژگونی

مقادیر حداکثر برش پایه و حداکثر لنگر واژگونی در سه نوع خاک بدون و با اندرکنش خاک به ترتیب مطابق جدول (۲۰) و (۲۱) هستند.





زمان (ثانیه)  
(ب) در امتداد  $Y$



زمان (ثانیه)  
(الف) در امتداد  $X$

شکل ۱- تغییر مکان جانبی مطلق طبقه ۲۵ مدل ۲، خاک نوع III (با اندرکنش خاک-سازه)

جدول ۱۸- روند تغییرات و حداکثر درصد افزایش تغییر مکان جانبی مطلق طبقات مدل ۱ در امتداد  $(X, Y)$

مدل	خاک	طبقات	روند تغییرات		حداکثر درصد افزایش	
			امتداد $X$	امتداد $Y$	امتداد $X$	امتداد $Y$
۱	II به I (بدون و با اندرکنش)	۱-۱۲	افزایشی	افزایشی	۵۰	۵۲
		۱۳-۲۵	افزایشی	افزایشی	۴۳	۴۹
	II به I (بدون اندرکنش)	۱-۱۲	افزایشی	افزایشی	۶۴	۶۳
		۱۳-۲۵	افزایشی	افزایشی	۵۱	۶۰
	II به III (بدون اندرکنش)	۱-۱۲	افزایشی	افزایشی	۴۰	۳۳
		۱۳-۲۵	افزایشی	افزایشی	۲۷	۲۸
	I به III (با اندرکنش)	۱-۱۲	افزایشی	افزایشی	۷۷	۷۵
		۱۳-۲۵	افزایشی	افزایشی	۶۰	۶۶
	III به II (با اندرکنش)	۱-۱۲	افزایشی	افزایشی	۶۳	۶۱
		۱۳-۲۵	افزایشی	افزایشی	۴۳	۳۷
	III (بدون اندرکنش) به III (با اندرکنش)	۱-۱۲	افزایشی	افزایشی	۳۹	۴۶
		۱۳-۲۵	افزایشی	افزایشی	۳۰	۹

جدول ۱۹- روند تغییرات و حداکثر درصد افزایش تغییر مکان جانبی مطلق طبقات مدل ۲ در امتداد  $(X, Y)$

مدل	خاک	طبقات	روند تغییرات		حداکثر درصد افزایش	
			امتداد $X$	امتداد $Y$	امتداد $X$	امتداد $Y$
۲	II به I (بدون و با اندرکنش)	۱-۱۲	افزایشی	افزایشی	۲۱	۲۱
		۱۳-۲۵	افزایشی	افزایشی	۹	۱۶
	I به III (بدون اندرکنش)	۱-۱۲	افزایشی	افزایشی	۵۱	۵۰
		۱۳-۲۵	افزایشی	افزایشی	۴۳	۴۶
	II به III (بدون اندرکنش)	۱-۱۲	افزایشی	افزایشی	۳۹	۴۲
		۱۳-۲۵	افزایشی	افزایشی	۳۸	۳۹
	I به III (با اندرکنش)	۱-۱۲	افزایشی	افزایشی	۷۱	۵۷
		۱۳-۲۵	افزایشی	افزایشی	۵۶	۵۶
	III به II (با اندرکنش)	۱-۱۲	افزایشی	افزایشی	۶۳	۵۳
		۱۳-۲۵	افزایشی	افزایشی	۵۳	۴۱
	III (بدون اندرکنش) به III (با اندرکنش)	۱-۱۲	افزایشی	افزایشی	۳۹	۱۹
		۱۳-۲۵	افزایشی	افزایشی	۳۱	۴

جدول ۲۰- حداکثر برش پایه قاب ۲۵ طبقه مدل ۲ و ۱، خاک نوع I، II و III در امتداد X و Y

مدل	خاک (بدون و با اندرکنش)	امتداد X (کیلوگرم)	امتداد Y (کیلوگرم)
۱	I	۸۸۵۷۳۸۶	۴۴۹۸۲۵۵
		۶۰۷۱۰۹۲	۴۱۷۲۰۹۸
۲	II	۱۳۰۰۰۰۰۰	۵۶۰۶۶۵۰
		۷۵۲۱۹۴۳	۴۸۱۰۲۵۶
۱	III (بدون اندرکنش)	۲۲۰۰۰۰۰۰	۱۰۰۶۵۱۸۰
		۱۳۵۳۴۰۱۳	۹۲۷۸۲۵۶
۲	III (با اندرکنش)	۱۷۰۰۰۰۰۰	۹۱۷۴۳۷۱
		۱۲۰۰۰۰۰۰	۸۶۶۳۳۵۴

جدول ۲۱- حداکثر لنگر واژگونی قاب ۲۵ طبقه مدل ۲ و ۱، خاک نوع I، II و III در امتداد X و Y

مدل	خاک (بدون و با اندرکنش)	امتداد X (کیلوگرم در سانتی متر)	امتداد Y (کیلوگرم در سانتی متر)
۱	I	$۱/۷۷ \times ۱۰^{۱۰}$	$۲/۲۴ \times ۱۰^{۱۰}$
		$۱/۹۰ \times ۱۰^{۱۰}$	$۲/۲۶ \times ۱۰^{۱۰}$
۲	II	$۲/۷۰ \times ۱۰^{۱۰}$	$۲/۷۱ \times ۱۰^{۱۰}$
		$۳/۷۰ \times ۱۰^{۱۰}$	$۳/۱۰ \times ۱۰^{۱۰}$
۱	III (بدون اندرکنش)	$۳/۹۰ \times ۱۰^{۱۰}$	$۴/۱۴ \times ۱۰^{۱۰}$
		$۴/۹۰ \times ۱۰^{۱۰}$	$۴/۵۰ \times ۱۰^{۱۰}$
۲	III (با اندرکنش)	$۳/۶۰ \times ۱۰^{۱۰}$	$۳/۰۰ \times ۱۰^{۱۰}$
		$۴/۶۰ \times ۱۰^{۱۰}$	$۴/۰۰ \times ۱۰^{۱۰}$

تأثیر افزایش ارتفاع طبقات در ساختمان بلندمرتبه بتن‌آرمه با پس‌نشستگی در ارتفاع، بر حداکثر برش پایه و حداکثر لنگر واژگونی بدون و با اندرکنش خاک-سازه به ترتیب مطابق جدول (۲۲) و (۲۳) ارائه شده است.

جدول ۲۲- روند و درصد تغییرات حداکثر برش پایه در امتداد X و Y

مدل	خاک	روند تغییرات		درصد تغییرات	
		امتداد X	امتداد Y	امتداد X	امتداد Y
مدل ۲ به ۱	I (بدون و با اندرکنش)	کاهشی	کاهشی	۳۲	۷
مدل ۲ به ۱	II (بدون و با اندرکنش)	کاهشی	کاهشی	۴۲	۱۴
مدل ۲ به ۱	III (بدون اندرکنش)	کاهشی	کاهشی	۳۹	۸
مدل ۲ به ۱	III (با اندرکنش)	کاهشی	کاهشی	۳۰	۶

جدول ۲۳- روند و درصد تغییرات حداکثر لنگر واژگونی در امتداد X و Y

مدل	خاک	روند تغییرات		درصد تغییرات	
		امتداد X	امتداد Y	امتداد X	امتداد Y
مدل ۲ به ۱	I (بدون و با اندرکنش)	افزایشی	افزایشی	۷	۱
مدل ۲ به ۱	II (بدون و با اندرکنش)	افزایشی	افزایشی	۲۷	۱۳
مدل ۲ به ۱	III (بدون اندرکنش)	افزایشی	افزایشی	۲۱	۸
مدل ۲ به ۱	III (با اندرکنش)	افزایشی	افزایشی	۲۲	۲۴



## ۴- نتیجه گیری

در این پژوهش یک ساختمان بتن آرمه سه بعدی ۲۵ طبقه با سیستم سازه‌ای قاب خمشی ویژه در دو امتداد  $X$  و  $Y$  در پهنه با خطر نسبی زیاد با دو مدل مختلف که از طبقات (۱۲-۱) منظم و (۲۵-۱۳) دارای پس‌نشستگی بر روی سه نوع خاک  $I, II$  و  $III$  بدون و با اندرکنش خاک-سازه در نظر گرفته شد. جهت مدل‌سازی خاک زیر فونداسیون از مدل مخروط میکروولف و جهت تعیین ضریب سختی دینامیکی فنر و ضریب میرایی از مدل گسسته براساس مدل مخروطی پی مدفون در نیم‌فضای همگن استفاده گردید. همچنین برای تحلیل اندرکنش خاک-سازه از روش زیرسازه و جهت تحلیل بار لرزه‌ای از روش تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی به روش انتگرال‌گیری مستقیم تحت هفت شتابنگاشت در نرم‌افزار SAP2000 انجام شد. نتایج حاکی از آن است که با تغییر نوع تیپ خاک  $II$  به  $I, III$  به  $III, I$  به  $III$  بدون و با اندرکنش خاک-سازه روند تغییرات حداکثر تغییرمکان جانبی مطلق برای دو مدل، از طبقات (۲۵-۱) در امتداد ( $X$  و  $Y$ ) افزایشی و حداکثر درصد افزایش تغییرمکان جانبی مطلق، از طبقات (۲۵-۱۳) نسبت به طبقات (۱۲-۱) به ترتیب تغییرمکان جانبی کاهش و افزایش یافته است. در خاک ( $II$  به  $I$ ) بدون و با اندرکنش از طبقات (۲۵-۱) به علت ثابت ماندن دوره تناوب خاک ( $I$  و  $II$ ) تغییری نمی‌کند. همچنین حداکثر برش پایه مدل ۲ به ۱ خاک‌های ( $III, II, I$ ) بدون و با اندرکنش در امتداد ( $X$  و  $Y$ ) کاهش و حداکثر لنگر واژگونی افزایش می‌یابد. نتایج مهم این پژوهش به شرح موارد ذیل هستند:

- ۱) با تغییر نوع تیپ خاک ( $III, I$  به  $III, II$  به  $III, I$ ) بدون و با اندرکنش خاک-سازه روند تغییرات حداکثر تغییرمکان جانبی مطلق در دو مدل (۲ و ۱) از طبقات (۲۵-۱) در امتداد ( $X$  و  $Y$ ) افزایشی، که علت آن این است که هر چه خاک ضعیف‌تر و نرم‌تر باشد، به علت افزایش محدوده و مقادیر ضریب بازتاب طرح، ابعاد المان‌های سازه‌ای افزایش یافته و به تبع آن وزن، جرم، شتاب لرزه‌ای وارده بر قاب‌ها افزایش می‌یابد، در نتیجه تغییرمکان جانبی مطلق وارده بر طبقات ناشی از نیروی جانبی زلزله نسبت به خاک‌های مقاوم‌تر افزایش می‌یابد.
- ۲) حداکثر درصد افزایش تغییرمکان جانبی مطلق، با تغییر نوع تیپ خاک در مدل (۲ و ۱) بدون و با اندرکنش خاک-سازه از طبقات (۲۵-۱۳) نسبت به طبقات (۱۲-۱) در امتداد ( $X$  و  $Y$ ) به علت فقدان وزن ناشی از ۱۲ طبقه ابتدایی و به

تبع آن کاهش وزن و جرم کلی قاب، شتاب لرزه‌ای و نیروی جانبی وارده بر طبقات قاب‌ها، کاهش می‌یابد. ۳) با تغییر نوع تیپ خاک، حداکثر درصد افزایش تغییرمکان جانبی نسبی در مدل (۲ و ۱) بدون و با اندرکنش خاک-سازه از طبقات (۲۵-۱۳) نسبت به طبقات (۱۲-۱) در امتداد ( $X$  و  $Y$ ) به علت نامنظمی (پس‌نشستگی در ارتفاع) و به تبع آن کاهش ۵۰ درصدی وزن طبقات قاب‌ها به سبب حذف المان‌های سازه‌ای (سقف، تیر و ستون) و همچنین کاهش ابعاد المان‌های سازه‌ای (تیر و ستون) و به تبع آن کاهش سختی و افزایش نیروی جانبی وارده بر طبقات، افزایش می‌یابد.

۴) با تغییر نوع تیپ خاک ( $II$  به  $I$ ) بدون و با اندرکنش خاک-سازه حداکثر درصد افزایش تغییرمکان جانبی افقی مطلق در مدل (۲ و ۱) از طبقات (۲۵-۱) در دو امتداد ( $X$  و  $Y$ ) به علت ثابت ماندن دوره تناوب خاک ( $I$  و  $II$ ) که سبب برابری حداکثر تغییرمکان جانبی مطلق در دو حالت فوق می‌شود، تغییری نمی‌کند.

۵) هرچه خاک ضعیف‌تر و نرم‌تر ( $III$ ) نسبت به خاک مقاوم‌تر ( $I$  و  $II$ ) در نظر گرفته شود، به علت افزایش تغییرمکان جانبی مطلق طبقات و همچنین در خصوص درصدهای مربوط به خاک ( $III$ ) نسبت به سایر خاک‌ها ( $I$  و  $II$ ) با اندرکنش نسبت به بدون اندرکنش خاک-سازه به علت افزایش دوره تناوب و به تبع آن افزایش جابجایی‌های مطلق طبقات شاهد این درصدها افزایش خواهند یافت.

۶) بر طبق آیین‌نامه ۲۸۰۰ زلزله ایران ویرایش چهارم، حداکثر تغییرمکان جانبی مطلق غیرخطی نباید از  $0.005H$  ( $H$ : ارتفاع سازه) که در مدل ۱، از ۴۰ سانتی‌متر و در مدل ۲، از ۵۲.۵ سانتی‌متر تجاوز نماید. بنابراین در مدل (۲ و ۱) بر روی خاک‌های ( $I, II, III$ ) بدون و با اندرکنش خاک-سازه در هر دو امتداد بیش از حد مجاز آیین‌نامه می‌باشد.

۷) حداکثر برش پایه مدل ۲ به ۱ خاک‌های ( $III, II, I$ ) بدون و با اندرکنش خاک-سازه در امتداد ( $X$  و  $Y$ ) کاهش و علت آن کاهش المان‌های سازه‌ای به علت پس‌نشستگی در ارتفاع از طبقات (۲۵-۱۳) است. این امر باعث کاهش وزن و جرم بیشتر قاب‌های با ارتفاع طبقات بیشتر (مدل ۲) نسبت به قاب‌های با ارتفاع طبقات کمتر (مدل ۱) شده؛ در نتیجه برش پایه کاهش می‌یابد.

۸) حداکثر لنگر واژگونی مدل ۲ به ۱ خاک‌های ( $I, II, III$ ) بدون و با اندرکنش خاک-سازه در امتداد ( $X$  و  $Y$ )



- Conference on Earthquake Engineering Conference Proceedings.
- [9] Avilés, J. and Pérez-Rocha, L.E. (2005), "Influence of foundation flexibility on  $R_{\mu}$  and  $C_{\mu}$  factors", Journal of structural engineering, Vol. 131, pp. 221-230.
- [10] De Stefano, M. and Pintucchi, B. (2008), "A review of research on seismic behaviour of irregular building structures since 2002", Bulletin of earthquake Engineering, Vol. 6, pp. 285-308.
- [11] Hatzigeorgiou, G.D. and Beskos, D.E. (2009), "Inelastic displacement ratios for SDOF structures subjected to repeated earthquakes", Engineering structures, Vol. 31, pp. 2744-2755.
- [12] Moghaddasi, M., Cubrinovski, M., Chase, J. G., Pampanin, S. and Carr, A. (2011), "Probabilistic evaluation of soil-foundation-structure interaction effects on seismic structural response", Earthquake engineering & structural dynamics, Vol. 40, pp. 135-154.
- [13] Halabian, A.M. and Emami, A.R. (2014), "Effect of foundation flexibility on response of concrete frame structures under near-fault ground motions", Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Structures and Buildings, Vol. 167, pp. 123-138.
- [14] Halabian, A.M. and Erfani, M. (2013), "The effect of foundation flexibility and structural strength on response reduction factor of RC frame structures", The Structural Design of Tall and Special Buildings, Vol. 22, pp. 1-28.
- [15] Katarmal, N.M. and Shah, H.J. (2016), "Seismic Response of RC Irregular Frame with Soil-Structure Interaction", International Journal of Scientific Development and Research, Vol. 1, pp. 77-81.
- [16] Mirzaie, F., Mahsuli, M. and Ghannad, M.A. (2017), "Probabilistic analysis of soil-structure interaction effects on the seismic performance of structures", Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Vol. 46, pp. 641-660.
- [17] Biradar, M. and Prasad, S.K. (2017), "Influence of soil stiffness on seismic vulnerability of irregular buildings", Indian Journal of Advances in Chemical Science, Vol. 5, pp. 50-53.
- [18] Barghi, Kh. (1394), "Principles of earthquake engineering", Tehran: Tehran University Press, pp. 483,485,524,525,535.
- [19] Abbasi Karafshani, S., Ardakani A. and Yakhchalian, M. (2017), "An investigation on the effect of near-field pulselike ground motions on the seismic response of a soil-pile-structure system", Sharif Journal of Civil Engineering, Vol. 33-2, pp. 115-125.
- [16] Khazaei, J. and Amiri, A. (2017), "Evaluation of the dynamic responses of high rise buildings with respect to the direct methods for soil-foundation-structure interaction effects and comparison with the approximate methods", Journal of Structural and Construction Engineering, Vol. 4, pp.106-122.
- [21] Getmiri, B. and Haeri, S.M. (1375), "Guide to the analysis of the dynamic interaction of soil-structure and its effects on the dynamic reaction of the structure", Tehran: Islamic Revolutionary Housing Foundation (Iranian Natural Disaster Management Studies Center), pp. 15, 17, 23.
- [18] ACI318-14 (2014), Building code requirements for structural concrete, Commentary On Building Code Requirements For Structural Concrete (ACI318R-14), Reported By ACI Committee 318.
- افزایشی و علت آن این است که هرچه ارتفاع طبقات قاب افزایش می‌یابد، به تبع آن وزن و جرم و نیروی جانبی زلزله وارده بر طبقات قاب نیز افزایش می‌یابد. از طرفی لنگر واژگونی رابطه مستقیم با لنگر محرک دارد و لنگر محرک با افزایش نیروی جانبی وارده بر طبقات با ارتفاع بیشتر افزایش می‌یابد.
- ۹) حداکثر برش پایه و لنگر واژگونی مدل (۲ و ۱) بر روی خاک‌های (I و II) با اندرکنش خاک-سازه در مقایسه با و بدون اندرکنش در امتداد (X و Y) به علت ثابت ماندن دوره تناوب (تکیه‌گاه گیردار بدون در نظر گرفتن خاک زیر سازه) تأثیری نداشته و ثابت می‌باشد.
- ۱۰) حداکثر برش پایه و لنگر واژگونی مدل (۲ و ۱) بر روی خاک III با اندرکنش خاک-سازه در مقایسه با و بدون اندرکنش در امتداد (X و Y) به علت افزایش دوره تناوب ناشی از انعطاف‌پذیری خاک زیر پی که در تعامل با سازه بوده، در نتیجه نیروی برشی به وجود آمده در اثر زلزله باعث ایجاد حرکت نسبی جانبی در پی می‌شود. همچنین لنگر به وجود آمده در اثر زلزله باعث ایجاد حرکت دورانی در پی و به وجود آمدن حرکات نسبی در پی می‌شود.

#### ۵- مراجع

- [1] Dubule, S.C. and Darshana, A. (2018), "Seismic analysis and design of vertically irregular R.C. building frames", International Journal of Recent Research in Science, Engineering and Technology, Vol. 4, pp. 32.
- [2] Ghanizadeh, M., Farzam, M. and Sarvghad Moghadam, A.R. (2016), "Evaluation of Effective Parameters on Behavior of Shallow RC Shear Walls Considering Soil-Structure Interaction", Modares Civil Engineering Journal (M.C.E.J), Vol. 17, pp. 89-101.
- [3] Standard 2800, Earthquake design building regulations, Fourth Edition, Road, Housing and Urban Development Research Center, 1391. pp. 9, 10, 183, 184.
- [4] Wolf, J.P. and Deeks, A.J. (2004), "Foundation vibration analysis: A strength of materials approach", Elsevier, pp. 12, 13, 205, 247, 248.
- [5] Aranda, G.R. (1984), "Ductility demands for R/C frames irregular in elevation", In Proceedings of the eighth world conference on earthquake engineering, San Francisco, USA, Vol. 4, pp. 559-566.
- [6] Shahrooz, B.M. and Moehle, J.P. (1990), "Seismic response and design of setback buildings", Journal of Structural Engineering, Vol. 116, pp. 1423-1439.
- [7] Duan, X.N. and Chandler, A.M. (1995), "Seismic torsional response and design procedures for a class of setback frame buildings", Earthquake engineering & structural dynamics, Vol. 24, pp. 761-777.
- [8] Tena-Colunga, A. (2004), "Evaluation of the seismic response of slender, setback RC moment-resisting frame buildings designed according to the seismic guidelines of a modern building code", In 13 WCEE: 13<sup>th</sup> World



## نمود اثر مودهای بالاتر در عملکرد لرزه‌ای اسکلت‌های قاب صلب میان مرتبه با رویکرد تحلیلی پوش آور مودال

ریحانه ربیعی<sup>۱</sup>، افشین مشکوه‌الدینی<sup>۲\*</sup>، پیمان همایی<sup>۳</sup>

۱- دانش آموخته کارشناسی ارشد، مهندسی عمران، دانشگاه خوارزمی، تهران

۲- استادیار، مهندسی عمران، دانشگاه خوارزمی، تهران

۳- استادیار، مهندسی عمران، دانشگاه خوارزمی، تهران

\*تهران، صندوق پستی ۱۴۹۱۱-۱۵۷۱۹، meshkat@khu.ac.ir

### چکیده

در این پژوهش ویژگی‌های رفتار غیرخطی دو سازه میان‌مرتبه با اسکلت قاب صلب دسته شده<sup>۱</sup> و قاب صلب ترکیبی مورد بررسی قرار گرفته و عملکرد لرزه‌ای آنها با تاکید بر اثر مودهای بالاتر مقایسه شده است. برای دستیابی به این هدف، مجموعه‌ای از رکوردهای حوزه نزدیک با در نظر گرفتن خصوصیات آنها برای انجام تحلیل‌های غیرخطی تاریخچه زمانی<sup>۲</sup>، به منظور بررسی پاسخ لرزه‌ای انتخاب شدند. پارامترهای عملکرد لرزه‌ای هر یک از سازه‌های مطالعاتی، مانند بیشینه تغییر مکان جانبی، شتاب مطلق و تاریخچه زمانی دررفت طبقات با دقت ارزیابی شده‌اند. بر اساس نتایج این تحقیق ملاحظه گردید که ساختار تغییرات پارامترهای پاسخ لرزه‌ای، بستگی مستقیم به حضور اسپایک‌های پرنرژژی شتاب و ماهیت موج‌گونه رکورد زلزله دارد. همچنین دانسته شد که نمود متفاوت پالس‌های سرعت می‌تواند تاثیر ویژه‌ای در نیاز دررفت سازه داشته باشد. تمرکز دررفت در قسمت‌های بالایی سازه قاب صلب دسته شده نسبت به سازه قاب صلب ترکیبی، قابل توجه‌تر است. با توسعه مفاهیم طراحی لرزه‌ای و ابزارهای محاسباتی، روش تحلیل استاتیکی غیرخطی بار افزون یا پوش آور<sup>۳</sup> بر اساس سادگی، سرعت انجام و سهولت تفسیر نتایج در مقایسه با روش تحلیل دینامیکی غیرخطی، مورد توجه می‌باشد. در این مقاله کارایی روش تحلیل استاتیکی غیرخطی بار افزون مودی یا پوش آور مودی<sup>۴</sup> بر روی هر دو سازه مطالعاتی فوق بررسی شده است. بررسی‌ها شامل مطالعه اندازه و دامنه تغییرات پارامترهای اصلی پاسخ لرزه‌ای سازه‌های مطالعاتی، حاصل از روش تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی و روش استاتیکی غیرخطی پوش آور مودی می‌باشد. نتایج این تحقیق مبین آن است که خطای روش MPA که مقادیر آن در تراز طبقات مختلف نیز متفاوت است، با توجه به تعداد مودهای ارتعاشی لحاظ شده، نوع پاسخ مورد نظر و نوع ساختار مقاوم لرزه‌ای تغییر می‌کند.

### واژگان کلیدی

قاب صلب دسته شده، قاب صلب ترکیبی، رکورد حوزه نزدیک، پاسخ غیرخطی، مودهای بالاتر، تحلیل پوش آور مودی

## Demonstration of the effect of higher modes on the seismic performance of middle-rise rigid frame skeletons with modal pushover analysis approach

R. Rabiei, A. Meshkat-Dini, P. Homami

### Abstract

This research reviews the characteristics of strong ground motions in near-fault zones and analyzes their effects on the seismic behavior of mid-rise structures with two types of earthquake resistant skeletons. The studied structural models are mid-rise 10-story buildings with bundled tube and 3d moment frame skeletons. Also, the analytical capability of the modal pushover analysis (MPA) method has been studied based on the estimation of structural response parameters. The maximum inter-story drift, axial force, and roof maximum displacement of the studied structures were determined by conducting nonlinear dynamic time history analyses (NTHA) and the MPA method under the effects of lateral loads. An analytical comparison was accomplished among the obtained results. The processing point with the updated approach has also been investigated based on the effects of near-field earthquakes affected by various directivity processes, in the implementation of the analytical procedure and the computational efficiency of the modal pushover method. The results of this study show that the error of the modal pushover analysis method, the values of which also differ in the different floor levels, changes according to the number of vibration modes, the type of response parameter, and the type of seismic resistant structure.

### Keywords

Bundled tube frame, 3D rigid frame, Near-field record, Nonlinear response, Higher modes, Modal pushover analysis

ویژگی‌های رفتار دینامیکی سازه‌ها از عوامل متعددی تبعیت می‌کند. فرضیات تحلیلی و مدل‌سازی، مشخصات اسکلت مقاوم، شتاب‌نگاشت‌های انتخاب شده، الزامات طراحی، طیف طرح، ساختار زمین‌شناسی منطقه پروژه از جمله مهم‌ترین عوامل تأثیرگذار در مشخصات رفتاری و پاسخ لرزه‌ای سازه هستند. در همین موضوع می‌توان به روش انتخاب رکوردهای زلزله برای انجام تحلیل‌های تاریخیچه زمانی سازه اشاره نمود. هر گاه مجموعه‌ای از شتاب‌نگاشت‌های زلزله بر اساس معیارهایی مانند بزرگا و فاصله انتخاب شوند، می‌توان تنوع چشمگیری را نیز در پاسخ‌های محاسبه شده سازه‌ها انتظار داشت. وجود ویژگی‌ها و ساختارهای فیزیکی گوناگون در ماهیت رکوردهای مختلف از یک زلزله، انتخاب شتاب‌نگاشت‌ها را برای انجام تحلیل تاریخیچه زمانی بسیار دشوار می‌نماید [۱ و ۲]. توجه به این مقوله نیز در تبیین روش مقیاس‌گذاری شتاب‌نگاشت‌ها برای انجام تحلیل‌های تاریخیچه زمانی، تأثیرگذار خواهد بود. همچنین از آنجایی که انتخاب دقیق مجموعه‌های متفاوت از رکوردهای زلزله برای هر حالت حدی (سطح عملکردی) سازه غیرعملی است، بدین لحاظ فرایند مقیاس‌گذاری به عنوان یک رویه تحلیلی مؤثر، ضروری خواهد بود. یکی از موضوعات لرزه‌شناسی و طراحی لرزه‌ای، ارزیابی ویژگی‌های فیزیکی حرکات نیرومند زمین در حوزه نزدیک گسل و اثرات آن‌ها بر عملکرد سازه‌ها به ویژه ساختمان‌های میان مرتبه تا بلند است. انجام پژوهش‌های جامع در موضوع شناخت حرکات پالس‌شکل و موج‌گونه زمین که از مشخصه‌های بارز جنبش‌های حوزه نزدیک گسل است، از دیدگاه بررسی رفتار لرزه‌ای سه بعدی سازه‌ها نیز دارای اهمیت بسزایی می‌باشد [۳ و ۴]. پارامتر پریرود پالس در ساختارشناسی این‌گونه رکوردهای نیرومند زلزله نقش مهمی ایفا می‌کند. در صورت نزدیک بودن پریرود پالس بزرگ موجود در تاریخیچه زمانی یک رکورد حوزه نزدیک به زمان تناوب طبیعی سازه، پارامترهای پاسخ لرزه‌ای تا میزان چشمگیری تشدید خواهند شد. یکی از مشخص‌ترین ویژگی‌های رکوردهای نیرومند حوزه نزدیک، وجود پالس‌های بلند مدت در تاریخیچه سرعت جنبش زمین است. این ساختار موج‌گونه، انرژی جنبشی بسیار زیادی را در یک بازه زمانی به نسبت کوتاه به سازه وارد می‌نماید. اسکلت سازه باید بتواند این انرژی جنبشی را در چندین چرخه شدید رفت و برگشتی مستهلک نماید [۵-۷].

سازه‌های مطالعاتی در این پژوهش از دو نوع قاب صلب

سه بعدی با پیکربندی دسته شده و همچنین قاب صلب ترکیبی است. چندین اسکلت مقاوم با سازه پایه قاب محیطی همراه با چیدمان‌های مختلف المان‌های باربر جانبی، برای ساختمان‌های میان‌مرتبه تا بلند ابداع شده است. ساختارهای سازه‌ای قاب خمشی محیطی<sup>۵</sup>، قاب محیطی با اسکلت ترکیبی کمر بند سخت‌کننده<sup>۶</sup>، قاب خمشی محیطی دسته شده، سیستم لوله در لوله<sup>۷</sup> از جمله اسکلت‌های مقاوم یاد شده هستند.

طرح اسکلت‌های مذکور بر اساس پیکره ترکیبی سلول‌های صلب با آرایش و چیدمان هندسی مختلف است. سازه قاب صلب دسته شده در طرح ساختمان‌های میان‌مرتبه نیز کاربرد دارد. نکته دیگر آن که آرایش چند گانه سلول‌های صلب، سبب کاهش چشمگیر در برآیندهای تنش نامتقارن خمشی-برشی و اثرات لنگی برش<sup>۸</sup> می‌شود. پیکربندی هندسی سازه قاب صلب دسته شده نیز می‌تواند متفاوت باشد. بدین لحاظ، می‌توان بدون بر هم خوردن نظم و تقارن سازه، آرایش‌های متفاوت پلان را برای ترازهای ارتفاعی مختلف بدست آورد [۸-۱۰].

موضوع چگونگی لحاظ نمودن سهم مودهای بالاتر مربوط به پاسخ دینامیکی ساختمان‌های میان‌مرتبه تا بلند، یک مسئله پراهمیت در فرایند طراحی لرزه‌ای است. روند تاثیرگذاری اثرات مودهای بالاتر در دامنه تغییرات پاسخ مدل‌های چند درجه آزادی تحت حرکات لرزه‌ای، می‌تواند متغیر باشد. بدین لحاظ، پاسخ کلی سازه تا اندازه‌ای متفاوت از پاسخ متناظر با مود اول ارتعاش خواهد بود. مقدار این اثر به عوامل مختلف از قبیل نوع پارامتر پاسخ دینامیکی، مشخصات فیزیکی زلزله، پیکربندی سازه و سطح شکل‌پذیری بستگی دارد. همچنین، نادیده گرفتن مودهای بالاتر ممکن است به نتایج با تقریب زیاد منجر شود. حساسیت پاسخ سازه‌ها به اثرات مودهای بالاتر نیز متفاوت است [۱۱-۱۴]. بدین ترتیب در این پژوهش، با استفاده از رکوردهای مقیاس‌گذاری شده و انجام تحلیل‌های غیرخطی تاریخیچه زمانی، پارامترهای پاسخ لرزه‌ای سازه‌های مطالعاتی محاسبه شده و ارزیابی تحلیلی گردیده است. همچنین به منظور بررسی اثر مودهای بالاتر، روش MPA مورد استفاده قرار گرفته و از نتایج آنالیز تاریخیچه زمانی غیرخطی نیز برای ارزیابی روش پوش‌آور استفاده می‌شود [۱۵].

## ۲- ویژگی‌های رکوردهای حوزه نزدیک

پس از زلزله لوماپریتا<sup>۹</sup> ۱۹۸۹، Mohraz یک طبقه‌بندی سه‌گانه برای رکوردهای زلزله در نظر گرفت. رکوردهای حوزه نزدیک با فاصله بین سایت و گسل کمتر از ۲۰ کیلومتر، زمین‌لرزه‌های



حوزه میانه با فاصله مذکور میان ۲۰ تا ۵۰ کیلومتر و زمین‌لرزه‌های حوزه دور که با فاصله ثبت بیش از ۵۰ کیلومتر تعریف شوند. همچنین در برخی از مطالعات نیز فاصله ثبت رکوردهای حوزه نزدیک، کمتر از ۱۰ یا ۱۵ کیلومتر در نظر گرفته شده است [۱۶]. در فواصل نزدیک به یک گسل فعال، ماهیت جنبش‌های پر قدرت زمین توسط حرکات ضربه‌ای نیرومند کوتاه مدت، همراه با جابه‌جایی بزرگ (استاتیکی و دینامیکی ساختگاه) و محتوای فرکانسی پرنرزی شناخته می‌شود [۱۷]. تاریخچه زمانی رکوردهای نیرومند حوزه نزدیک، دارای پالس‌های با پریود بلند است و نمود این پالس‌ها نیز بیشتر در شکل یک ساختار موجی شکل مشخص و یا ترکیبی از چند موجک پر دامنه می‌باشد.

نکته دیگر آن که تحت اثر زلزله‌های حوزه نزدیک، پاسخ لرزه‌ای سازه‌ها به شدت تحت تاثیر قرار گرفته و ویژگی‌های خاص در رفتار دینامیکی آنها ملاحظه می‌شود. رفتار مودگونه سازه که در آن مشارکت چند مود ارتعاشی در ترکیب با هم پاسخ نهایی را تعیین می‌کند، به رفتار موج‌گونه تاثیر پذیرفته از اثرات امواج منتشر شده در اسکلت مقاوم تبدیل می‌گردد. همچنین می‌توان به کاهش سریع پارامتر سختی، افزایش نیاز شکل‌پذیری، ایجاد محدودیت در کاربرد انواع چیدمان میراگرهای ویسکوز (اضافه شده) به اسکلت مقاوم اشاره نمود [۱۸]. هنگامی که پریود ارتعاشی سازه به نسبت بزرگ‌تر از پریود پالس سرعت باشد، در نظر گرفتن اثر محاسباتی مشارکت مودهای بالاتر نیز ضروری است. همچنین، افزایش نسبی برش پایه و بزرگ شدن دامنه تغییرات پارامترهای پاسخ سازه‌ها نیز تحت جنبش‌های نیرومند حوزه نزدیک ایجاد می‌شود [۱۹].

پتانسیل تخریب یک رکورد نیرومند حوزه نزدیک با ساختار فیزیکی پالس پیوسته و پر دامنه سرعت زمین ارتباط دارد. در همین راستا، توجه به پالس (احتمالی) و گروه اسپایک‌های پر دامنه شتاب زمین به همراه پالس پیوسته سرعت، اهمیت پیدا می‌نماید. دانسته شده که پالس‌های سرعت بویژه در ساختار پاسخ لرزه‌ای سازه‌های با پریود بالا (بیشتر از ۲ ثانیه) تاثیرات بزرگ دارند [۲۰].

ماهیت انتشار امواج نیرومند برشی در یک زلزله بزرگ و نیز تاثیرگذاری مکانیزم گسلس به گونه‌ای است که پالس‌های سرعت و تغییر مکان موجود در تاریخچه زمانی مولفه عمود بر صفحه شکست گسل (مولفه TR)، نمود مشخص و بزرگتری نسبت به مولفه موازی صفحه شکست (مولفه LN) دارند. همچنین، حرکات زمین بطور قابل ملاحظه‌ای متاثر از مکانیزم

گسیختگی و جهت انتشار شکست گسل نسبت به ساختگاه می‌باشد. وجود این عوامل می‌تواند منجر به نمود اثرات جهت‌داری گسیختگی<sup>۱۱</sup> و نیز حرکت پرتابی<sup>۱۱</sup> گردد.

فرایند گسیختگی گسل، شامل دو اثر مشخص‌تر جهت‌داری پیش‌رونده<sup>۱۲</sup> و نیز پس‌رونده<sup>۱۳</sup> است. هنگامی که فرایند گسیختگی در مکانیزم یک گسل شروع می‌شود، شکست از نقطه‌ای بر روی امتداد گسل ایجاد شده و بسته به محل آغاز گسیختگی، به سوی ابتدا یا انتهای گسل و یا هر دو جهت گسترش می‌یابد. این گسترش گسیختگی در امتداد راستای گسل با نام فرایند جهت‌داری گسیختگی (جهت‌داری شکست) شناخته می‌شود و برای ایجاد اثرات جهت‌داری پیش‌رونده، حضور دو عامل ضروری است. نخست آن که جهت انتشار گسیختگی به طرف سایت بوده و همچنین جهت لغزش گسل نیز هم راستا با تغییر مکان سایت باشد. ملاحظه شده که در تاریخچه زمانی یک رکورد دارای اثرات جهت‌داری پس‌رونده، ساختارهای موجی کم دامنه در یک بازه زمانی به نسبت طولانی به چشم می‌خورند و روند آزاد شدن انرژی جنبشی نیز در طی زمان به نسبت زیاد صورت می‌گیرد. همچنین بیشینه سرعت، شتاب و تغییر مکان در این حالت به مراتب کمتر از جنبش‌های نیرومند حاوی اثرات جهت‌داری پیش‌رونده است.

وقوع گام پرتابی در هنگام گسیختگی یک گسل، وابسته به تغییر شکل دائمی و نسبی لبه‌های گسل است. در این حالت حرکت یک لبه از گسل که ناشی از تغییر شکل تکتونیکی است بر مولفه جنبش موازی صفحه شکست اثر گذاشته و سرعت آن را افزایش می‌دهد. حرکات نیرومند زمین در حوزه نزدیک گسل، به شدت باعث آسیب رسیدن به ساختمان‌ها شده و سبب اعمال مقدار زیادی انرژی جنبشی به اسکلت مقاوم سازه می‌شوند. این حرکات نیازهای طراحی و تغییر مکان‌های بزرگتری را نسبت به یک رکورد حوزه دور به سازه تحمیل می‌کنند [۲۱ و ۲۲].

#### ۱-۲- مشخصات رکوردهای انتخابی

دقت ارزیابی پارامترهای عملکردی و مشخصات طراحی لرزه‌ای به انتخاب مناسب رکوردها و مدل‌سازی دقیق المان‌های سازه‌ای وابسته است. همچنین انتخاب شتاب‌نگاشت‌ها، مقیاس‌گذاری و انطباق طیفی آنها تاثیر بسیار مهمی بر روی نتایج تحلیل رفتار سازه دارد [۲۳]. رکوردهای انتخابی در این پژوهش و مهمترین پارامترهای فیزیکی آنها شامل بزرگای مومنتوم  $M_w$ ، بیشینه سرعت زمین (PGV) و بیشینه شتاب زمین (PGA) در جدول (۱) نمایش داده شده است. رکوردهای انتخابی از زلزله امپریال ولی<sup>۱۴</sup> کالیفرنیا هستند. دو رکورد DLT و CAL از نوع حوزه دور بوده و

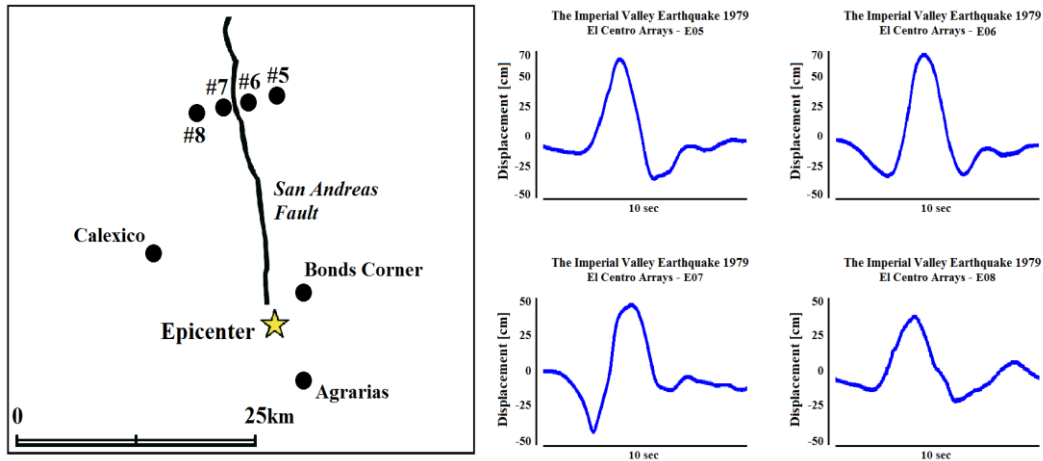
چهار رکورد حاوی اثرات نیرومند جهت‌داری پیش‌رونده می‌باشند. شکل (۲) تاریخچه زمانی سرعت رکوردهای حوزه نزدیک انتخابی را نشان می‌دهند. مولفه موازی با صفحه شکست گسل (مولفه LN) در راستای  $X$  پلان سازه‌های مطالعاتی، مولفه نیرومندتر TR در راستای  $Y$  پلان و مولفه قائم UP در جهت  $Z$  اسکلت مقاوم وارد گردیده‌اند. نکته دیگر آن که نیروهای جانبی ناشی از زلزله، عامل حاکم در ملاحظات طراحی ساختمان‌های طبقاتی بوده و دامنه جابجایی جانبی ساختمان‌های میان مرتبه تا بلند، نه تنها برای ایمنی و راحتی ساکنان بلکه برای کنترل اثرات ثانویه سازه‌ای نیز باید با دقت ارزیابی شوند [۹].

رکوردهای نیرومند E05 و E06 دارای اثرات جهت‌داری پیش‌رو و حاوی پالس‌های پردامنه هستند. رکوردهای BCR، AGR و CXO نیز به ترتیب دارای اثرات جهت‌داری پس‌رو (Agrarias)، اثرات ضعیف گسیختگی جهت‌داری همراه با اسپایک‌های پردامنه شتاب (Bonds Corner) و اثرات جهت‌داری خنثی حاوی اسپایک‌های کم‌دامنه شتاب و سرعت (Calexico) می‌باشند. شکل (۱) حوزه لرزه‌خیز دره امپریال کالیفرنیا و پالس‌های پردامنه و پیوسته تغییرمکان متناظر با مولفه TR رکورد شتاب ایستگاه‌های E05، E06، E07 و E08 را نشان می‌دهد. این

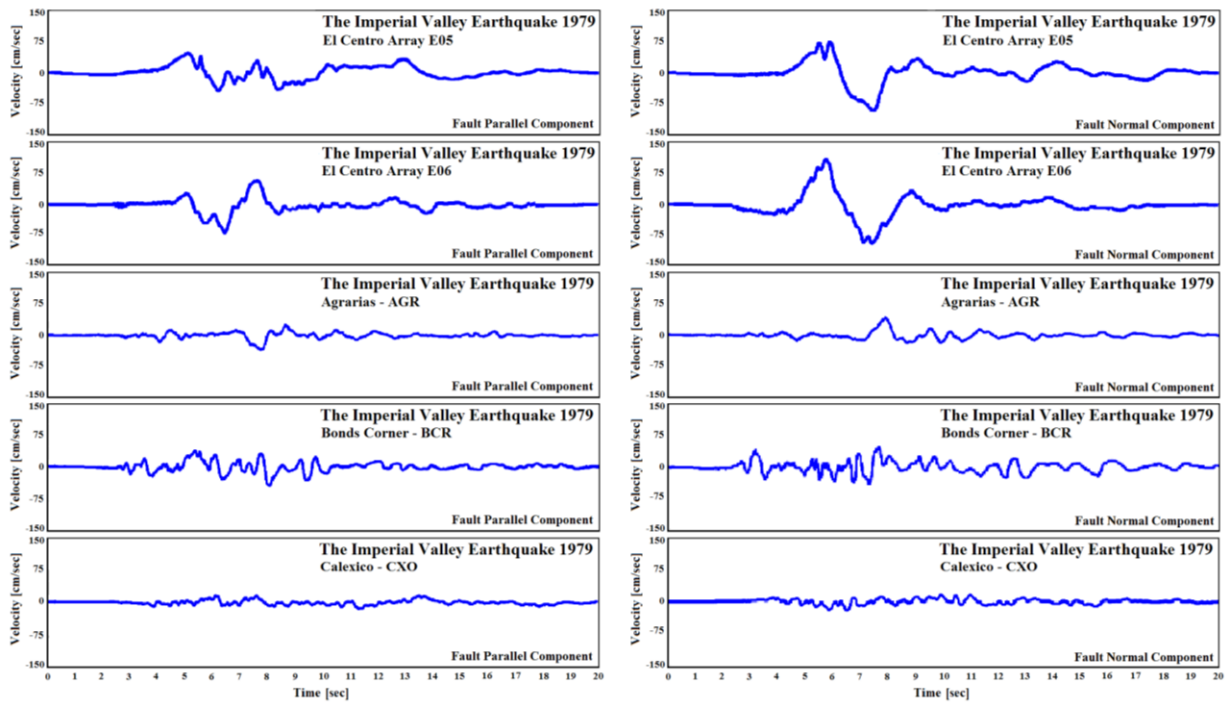
جدول ۱- مشخصات رکوردهای انتخابی

زمین لرزه	ایستگاه	مولفه رکورد	حداکثر شتاب زمین، PGA (g)	حداکثر سرعت زمین، PGV (cm/s)	حداکثر جابجایی زمین، PGD (cm)	فاصله (km)	بزرگا $M_w$
Imperial Valley ۱۹۷۹	Agrarias (AGR)	LN	۰/۳۷۰	۳۵/۲۱	۹/۷۳	۱۲/۹	۶/۵
		TR	۰/۲۲۱	۴۲/۱۲	۱۱/۴۷		
		UP	۰/۸۳۵	۱۰/۱۶	۴/۹۶		
Imperial Valley ۱۹۷۹	Bonds Corner (BCR)	LN	۰/۵۸۸	۴۵/۲۵	۱۶/۴۸	۲/۵	۶/۵
		TR	۰/۷۷۵	۴۵/۹۱	۱۵/۰۱		
		UP	۰/۴۲۵	۱۲/۱۸	۳/۹۷		
Imperial Valley ۱۹۷۹	Calipatria Fire Station (CAL)	LN	۰/۰۷۸	۱۳/۳۱	۶/۲۶	۲۳/۸	۶/۵
		TR	۰/۱۲۸	۱۵/۳۷	۱۱/۳۰		
		UP	۰/۰۵۵	۳/۹۱۰	۲/۵۳		
Imperial Valley ۱۹۷۹	Calexico Fire Station (CXO)	LN	۰/۲۰۲	۱۵/۹۴	۹/۳۴	۱۰/۶	۶/۵
		TR	۰/۲۷۵	۲۱/۰۶	۱۲/۲		
		UP	۰/۱۸۷	۶/۶۶۰	۳/۴۶		
Imperial Valley ۱۹۷۹	Delta (DLT)	LN	۰/۲۳۷	۲۴/۹۱	۹/۱۷	۴۳/۶	۶/۵
		TR	۰/۳۵۱	۳۱/۶۸	۱۰/۳۴		
		UP	۰/۱۴۵	۵/۲۷۴	۳/۲۴۵		
Imperial Valley ۱۹۷۹	El Centro Array 5 (E05)	LN	۰/۵۱۹	۴۶/۸۶	۳۵/۲۷	۴/۰	۶/۵
		TR	۰/۳۷۹	۹۰/۴۹	۶۳/۲۱		
		UP	۰/۵۳۷	۳۸/۴۹	۲۰/۰۵		
Imperial Valley ۱۹۷۹	El Centro Array 6 (E06)	LN	۰/۴۱۲	۶۴/۸۸	۲۷/۹۱	۱/۰	۶/۵
		TR	۰/۴۳۹	۱۰۹/۷	۶۵/۳۱		
		UP	۱/۶۵۵	۵۶/۲۵	۲۷/۴۴		
Imperial Valley ۱۹۷۹	El Centro Array 7 (E07)	LN	۰/۳۳۸	۴۷/۶۲	۲۴/۴۸۶	۰/۶	۶/۵
		TR	۰/۴۶۳	۱۰۹/۲۳	۴۴/۷۲۹		
		UP	۰/۵۴۴	۲۶/۲۸	۹/۳۷۶		
Imperial Valley ۱۹۷۹	El Centro Array 8 (E08)	LN	۰/۴۵۴	۴۹/۳۶	۳۴/۴۱	۳/۸	۶/۵
		TR	۰/۶۰۲	۵۴/۱۴	۳۲/۱۴		
		UP	۰/۴۳۹	۲۲/۳۱	۱۲/۳۹		





شکل ۱- حوزه لرزه خیز دره امپریال در زلزله ۱۹۷۹ کالیفرنیا و نمایش پالس‌های پدانه و پیوسته تغییر مکان متناظر با مولفه TR رکورد ایستگاه‌های E05, E06, E07 و E08



شکل ۲- تاریخچه زمانی مربوط به سرعت رکوردهای حوزه نزدیک انتخابی از زلزله امپریال ولی ۱۹۷۹ کالیفرنیا، (جدول (۱))

است. مطابق شکل (۳)، مدل‌های مطالعاتی دارای پلان منظم و شامل چهار دهانه ۶ متر در هر دو جهت  $X$  و  $Y$  می‌باشند. این دو سازه بر اساس ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم) و مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران طراحی شده‌اند. [۲۴] و [۲۵]. سطح شکل‌پذیری متوسط و ضریب رفتار ۵ در نظر گرفته شده است. ارتفاع طبقات برای هر دو سازه برابر با ۳ متر بوده و

### ۳- سازه‌های مطالعاتی و ملاحظات طراحی

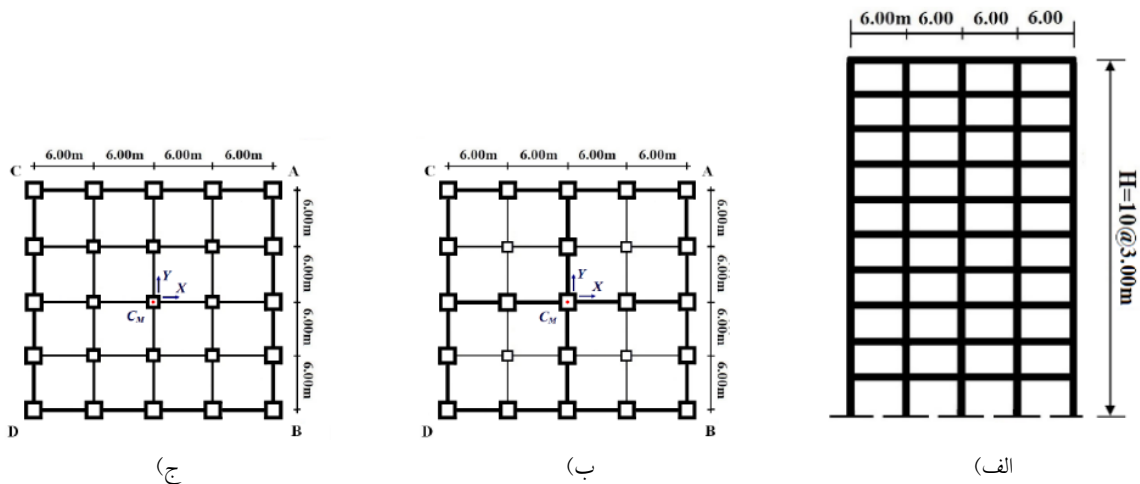
با افزایش ارتفاع ساختمان، ملاحظات مربوط به سختی و پایداری سازه ای اهمیت افزون‌تری نسبت به معیار مقاومت که در سازه‌های کوتاه عامل حاکم بر طراحی است، می‌یابد. مدل‌های سازه‌ای بررسی شده در این پژوهش، شامل سازه قاب صلب دسته شده و قاب صلب سه بعدی<sup>۱۵</sup> فولادی در ارتفاع ده طبقه

(محور  $Y$ ) و پیچشی به دست آمده است. پریود نخستین مود پیچشی (مود سوم ارتعاش) هر دو سازه ده طبقه شکل ۳، به ترتیب برابر با  $1/32$  و  $1/24$  ثانیه است. بدین ترتیب، بیشتر بودن پریود مود اول انتقالی در راستاهای  $X$  و  $Y$  پلان نسبت به اولین مود پیچشی، نشان دهنده رفتار سازه‌های مطالعاتی به صورت پیچشی سخت می‌باشد (جداول (۲) و (۳)). بارگذاری سازه‌ها بر پایه مبحث ششم مقررات ملی ساختمان بوده و ملاحظات طراحی شامل کنترل دررفت مجاز، رعایت اصل تیر ضعیف-ستون قوی در روند طراحی در نظر گرفته شده است [۲۷].

مطابق شکل (۴) در روند مدل‌سازی هر دو سازه مطالعاتی برای تعریف رفتار غیرخطی المان‌های تیر و ستون، به ترتیب از مفصل  $M$  (خمشی) و نیز مفصل غیرخطی  $PMM$  (اندراکنش نیروی محوری و لنگر خمشی) طبق توصیه‌های FEMA 356 استفاده گردید [۲۸]. خاک ساختمانی از نوع تیپ ۲ و منطقه پروژه در پهنه‌بندی با خطر نسبی زیاد فرض شده است. ضریب مقیاس رکوردها بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ محاسبه شده است (جدول (۴)).

جزئیات نما و پلان در شکل (۳-الف، ب و ج)، نمایش داده شده است. خطوط کمرنگ در پلان سازه‌های مطالعاتی، بیان‌گر قاب‌های ساده دارای اتصالات مفصلی و همچنین خطوط پررنگ نیز نمایش‌گر صفحات قاب‌های خمشی دارای اتصالات صلب تیر به ستون است [۲۶].

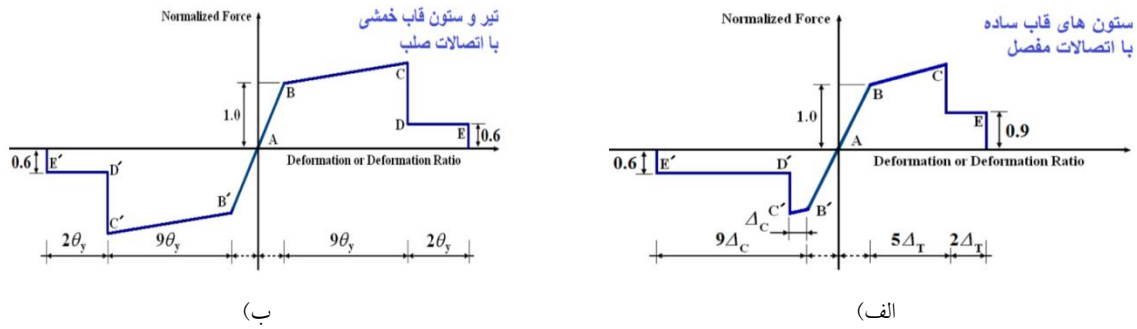
مشخصات طراحی شاه تیرها و ستون‌های هر دو مدل مطالعاتی به گونه‌ای محاسبه شده که سختی جانبی طبقات متناظر در هر دو اسکلت مقاوم برابر باشد. بدین ترتیب، امکان مقایسه میان پارامترهای پاسخ هر دو سازه مطالعاتی وجود دارد. نتایج آنالیز مودال برای سازه‌های مطالعاتی نیز به صورت  $T=1/80$  ثانیه برای پریود مود اول سازه با اسکلت مقاوم قاب صلب دسته شده و  $T=1/52$  ثانیه برای پریود مود اول سازه با اسکلت مقاوم قاب صلب ترکیبی است. همچنین با توجه به تقارن هندسی و بارگذاری هر دو اسکلت سازه‌ای، پریود مودهای اول ارتعاشی نسبت به دو محور  $X$  و  $Y$  به شکل یکسان و برابر به دست می‌آیند. آرایش طیفی پریود سه مود اول ارتعاشی رفتار سه بعدی سازه‌های مطالعاتی به صورت انتقالی (محور  $X$ )، انتقالی



شکل ۳- نما و پلان سازه‌های مطالعاتی: (الف) نمای هر دو سازه، (ب) اسکلت مقاوم قاب صلب دسته شده و (ج) اسکلت مقاوم قاب صلب سه بعدی، خطوط پررنگ نمایش‌دهنده محور قاب‌های صلب بوده و خطوط نازک نیز نشان‌دهنده قاب‌های دارای اتصالات مفصل است [۲۶]

جدول ۲- نیمرخ‌های تیرها و ستون‌ها در هر دو سازه مطالعاتی (ابعاد به cm) [۲۶]

سازه	طبقه	ستون‌های قاب‌های خمشی محیطی در هر دو سازه	ستون‌های قاب‌های خمشی داخلی سازه صلب سه بعدی	ستون‌های قاب‌های ساده در سازه صلب دسته شده	تیرها در هر دو سازه (تیر ورق با دو پلیت جان)
۱۰ طبقه	۱-۲	Box 50x2.5	Box 43x2.5	Box 36x2.5	2WPG 40x20x3.0
	۳-۴	Box 48x2.0	Box 40x2.0	Box 30x1.5	2WPG 40x20x3.0
	۵-۶	Box 40x2.0	Box 34x2.0	Box 23x1.5	2WPG 40x20x2.5
	۷-۸	Box 39x1.5	Box 34x1.5	Box 23x1.0	2WPG 40x20x2.0
	۹-۱۰	Box 29x1.5	Box 25x1.5	Box 16x1.0	2WPG 30x15x1.5



شکل ۴- مدل تحلیلی و دامنه های عددی مفاصل غیرخطی المان‌های تیر-ستون در سازه های مطالعاتی: (الف) مفاصل غیرخطی خمشی M و خمشی - محوری PMM و (ب) مفصل غیرخطی محوری P [۱۵ و ۲۸]

جدول ۳- مشخصات مودهای انتقالی [۲۶]

درصد مشارکت جرمی مودی	TUBE BUNDLED	3D FRMAE	نوع سازه
	پریود (sec)	پریود (sec)	شماره مود انتقالی
۰/۷۳۰	۱/۸۰	۱/۵۲	۱
۰/۱۱۰	۰/۶۹	۰/۵۹	۲
۰/۰۵۰	۰/۴۰	۰/۳۵	۳
۰/۰۲۸	۰/۲۶	۰/۲۳	۴

جدول ۴- ضرایب مقیاس محاسباتی رکوردها بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ [۲۶]

E06	E05	CXO	CAL	DLT	BCR	AGR	Scale Factor
۱/۶۷	۱/۷۹	۳/۶۸	۲/۵۹	۲/۵۴	۴/۱۹	۱/۹۶	Bundled Tube
۱/۶۷	۱/۷۹	۳/۳۹	۲/۵۹	۲/۵۴	۳/۲۴	۲/۱۷	3D Frame

شده است.

ساختار تحلیلی نتایج حاصل از تحلیل‌های MPA با نتایج حاصل از NTHA مقایسه شده، تا بتوان یک نگرش محاسباتی بر روی دامنه خطای روش MPA بدست آورد. مشخصات مودهای انتقالی انتخابی در جدول (۳) آورده شده است. در روش MPA فرض می‌شود که پاسخهای مودی در حالت غیرالاستیک به صورت غیر همبسته می‌باشند. بنابراین پاسخ لرزه ای سازه در هر مود به صورت مستقل، تحت اثر بارگذاری نمودی یک جهت جانبی (با الگوی پخش ثابت) ناشی از نیروهای اینرسی در آن مود تا رسیدن به تغییر مکان هدف حاصل می‌گردد. سپس پاسخ کلی سازه از روی ترکیب پاسخ مودها با استفاده از روش جذر مجموع مربعات (SRSS) بدست می‌آید.

#### ۴-۱- گام‌های روش پوش اور مودال (MPA)

گام ۱- انجام تحلیل مقادیر ویژه جهت تعیین پریود مودهای ارتعاش  $T_n$  و اشکال مودی  $\phi_n$ .

#### ۴- روند انجام پژوهش

ضرایب مقیاس برای هر یک از رکوردهای انتخابی (جدول (۱)) طبق استاندارد ۲۸۰۰ محاسبه شده (جدول (۴)) و در تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی مورد استفاده قرار گرفته است. مجموعه تحلیل‌های غیرخطی تاریخچه زمانی با استفاده از مدل‌سازی عددی بارگذاری جانبی متناظر با شتاب‌نگاشت رکوردهای انتخابی و کاربرد نرم افزار SAP2000 انجام گرفته است [۲۹]. نمودارسازی پارامترهای پاسخ لرزه‌ای سازه های مطالعاتی (شکل (۳)) برای بررسی و مقایسه تفاوت‌های میان ویژگی‌های رفتاری هر دو اسکلت مقاوم، تنظیم شده است. همچنین، روش MPA بر روی هر دو سازه اعمال شده و پارامتر پاسخ دریافت جهت بررسی اثر مودهای بالاتر، نمودارسازی شده است. توضیح آن که در انجام روش MPA، یکبار تنها اثر مود پایه ارتعاش در بارگذاری محاسباتی راستاهای X و Y پلان (با نماد MPA-1MODE) استفاده شده و بار دیگر اثرات چهار مود انتقالی در هر دو راستای مذکور (با نماد MPA-4MODES) بکار برده

گام ۴- محاسبه جابجایی بالاترین تراز ارتفاعی سازه ( $Z=H$ ) در مود  $n$ م برای مولفه  $X$  و  $Y$  حرکت زمین بر طبق رابطه (۳)؛

$$U_{rn} = \Gamma_{nx,y} \phi_{rn} D_{nx,y} \quad (3)$$

گام ۵- اعمال بار جانبی یک سویه بر سازه با الگوی توزیع ناشی از سنجش معیار SRSS نیروهای اینرسی متناظر با هر مود در هر دو راستای پلان تا رسیدن به حد SRSS تغییر مکان‌های محاسبه شده مودها در گام ۴.

گام ۶- مقادیر پاسخ‌های کمیت‌های دلخواه  $r_n$  مانند جابجایی و نیز جابجایی نسبی طبقه، دوران مفاصل پلاستیک از روی نتایج تحلیل Pushover هنگامی که جابجایی تراز  $Z=H$  برابر با اندازه SRSS جابجایی‌های محاسبه شده در گام ۴ به ازای تعداد مودهای کافی باشد، تعیین می‌شوند [۳۰ و ۳۱].

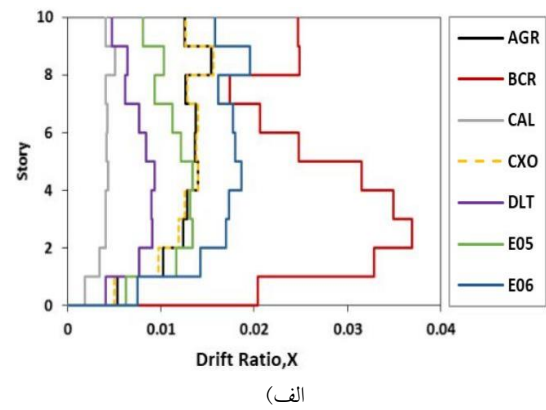
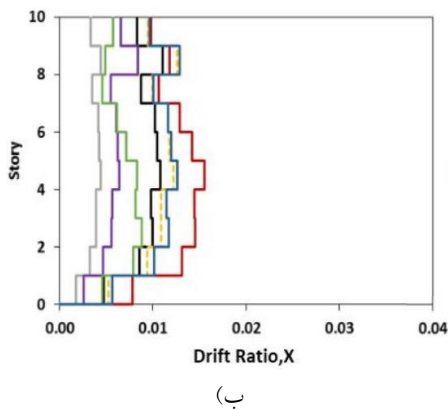
گام ۲- برای هر تعداد مود کافی (یا تمام مودهای نوسانی که مجموع جرم موثر آن‌ها حداقل ۹۰٪ جرم کل سازه) در هر دو راستای  $X$  و  $Y$  اشکال مودی و پیوندهای ارتعاش و الگوی توزیع بار بر طبق رابطه (۱) محاسبه شود.

$$S_n^* = m \phi_n \quad (1)$$

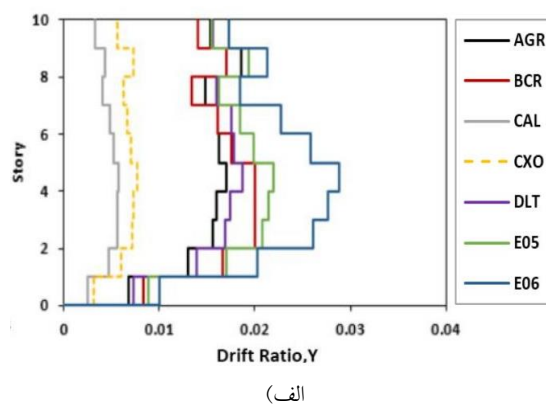
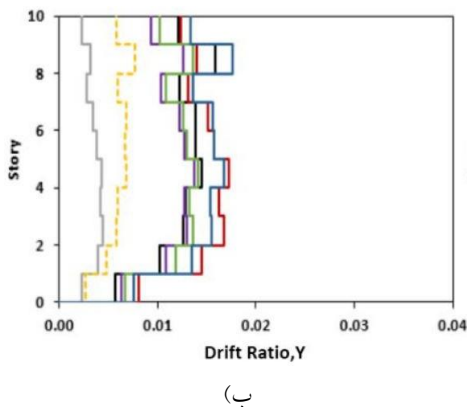
پارامترهای  $m$  و  $S_n^*$  به ترتیب عبارت از جرم محاسباتی طبقه و نیروی اینرسی معادل سازی شده به ازای طبقه  $n$ م است.

گام ۳- محاسبه ماکزیمم جابجایی مربوط به مود  $n$ م ( $D_n$ ) سیستم غیرالاستیک از طریق تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی یا تحلیل طیفی و همچنین محاسبه ضریب مشارکت مودی از رابطه (۲)؛

$$\Gamma_n = \frac{\sum_{k=1}^N m_k \phi_{kn}}{\sum_{k=1}^N m_k \phi_{kn}^2} \quad (2)$$



شکل ۵- پوش بیشینه جابجایی نسبی طبقات در راستای  $X$  پلان: (الف) سازه Bundled Tube و (ب) سازه 3D FRAME (شکل (۳))



شکل ۶- پوش بیشینه جابجایی نسبی طبقات در راستای  $Y$  پلان: (الف) سازه Bundled Tube و (ب) سازه 3D FRAME (شکل (۳))

## ۵- ارزیابی نتایج تحلیلی

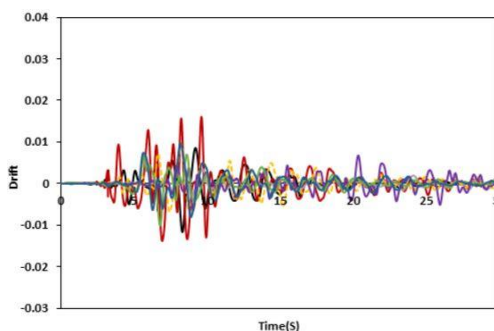
در روند مطالعاتی این پژوهش پس از انجام تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی تحت رکوردهای مقیاس شده بر مدل‌های ده طبقه (شکل (۳))، نمودارهای پوش بیشینه تغییرات پارامترهای دررفت ماکزیمم طبقات و نیز تاریخچه زمانی دررفت و نیروی محوری ستون انتخابی، تنظیم و ارزیابی شده است. رکوردهای جدول (۱) بصورت سه مولفه ای و مقیاس شده در تحلیل‌های دینامیکی غیر خطی تاریخچه زمانی لحاظ گردیده‌اند. نمودارهای شکل (۵) و (۶) نمایش‌گر تغییرات بیشینه جابجایی نسبی طبقات (دررفت جانبی) مدل‌های ده طبقه (شکل (۳))، به دست آمده از نتایج تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی تحت رکوردهای مقیاس شده است.

با اعمال ضرایب مقیاس گذاری بر رکوردهای زلزله، شدت آنها تغییر می‌کند. هر اندازه که این ضرایب بزرگتر باشند، رکوردهای نیرومندتری به سازه وارد شده و در نتیجه امکان تشکیل مکانیزم‌های پلاستیک با دامنه غیرخطی بزرگتر در اسکلت مقاوم افزایش خواهد یافت. دامنه دررفت جانبی سازه قاب صلب ترکیبی از مقدار مجاز  $0.02$  کمتر می‌باشد. ملاحظه شد که تحت برخی رکوردهای (مقیاس شده) مانند BCR اندازه دررفت طبقات سازه قاب صلب دسته شده، بیش از مقدار مجاز بدست می‌آید. رکورد مذکور حاوی اسپایک‌های بزرگ و پرانرژی شتاب است و با اعمال ضرایب مقیاس نیز بزرگی دامنه‌های عددی شتاب نگاشت و محتوای انرژی جنبشی هر سه مولفه این رکورد افزوده می‌شود. نکته دیگر آن که دامنه بزرگتر دررفت در راستای Y پلان هر دو سازه حاصل گردید. با توجه به

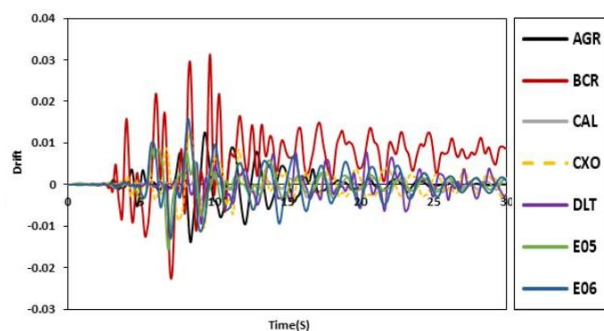
مقارن بودن اسکلت مقاوم هر دو سازه، این نابرابری به دلیل وجود ساختارهای موج گونه بزرگتر در تاریخچه زمانی مؤلفه TR رکوردها می‌باشد.

بر پایه نتایج این پژوهش ملاحظه شد که تحت اثر رکوردهای نیرومند و مقیاس شده حوزه نزدیک، به صورت تدریجی و تا حدود نیمه اول پالس بزرگ سرعت، رفتار لرزه‌ای با نمود جامع‌تر غیرخطی هندسی است. همچنین پس از گذر از نخستین نقطه اوج پالس بزرگ سرعت (به ویژه متناظر با مؤلفه TR) ماهیت رفتار لرزه ای با نمود جامع غیرخطی هندسی-مادی خواهد بود. بدین ترتیب، یک روند مشخص شکل‌گیری و گسترش مولفه های غیرخطی با دامنه به نسبت بزرگ در اسکلت مقاوم سازه پدیدار می‌شود. نمود این رفتار به صورت روند نرم شدن اسکلت و افزایش پریودهای مودال (ناشی از تشکیل و گسترش مفاصل غیرخطی) خواهد بود.

همانطور که از شکل (۷) مشخص است، تاریخچه زمانی دررفت مرکز جرم تراز  $(Z=H)$  سازه Bundled Tube مقادیر بیشتری را نشان می‌دهد. دامنه مقادیر دررفت ماندگار به بطور نسبی از تغییرات شتاب زمین در تاریخچه‌زمانی هر سه مولفه رکورد زلزله پیروی می‌نماید. احتمال ایجاد مقادیر زیاد نیروی محوری در ستون های اسکلت مقاوم سازه، بویژه در بازه زمانی پالس مشخص و پیوسته سرعت (مولفه‌های LN و TR) هنگام زلزله‌های بزرگ، وجود دارد (شکل (۸)). بدین ترتیب، تغییرات تنش محوری ستون ها ممکن است که تا مرز تسلیم نیز برسد. این روند با وقوع تدریجی تغییرشکل‌های بزرگ در اعضای اسکلت مقاوم سازه همراه است.

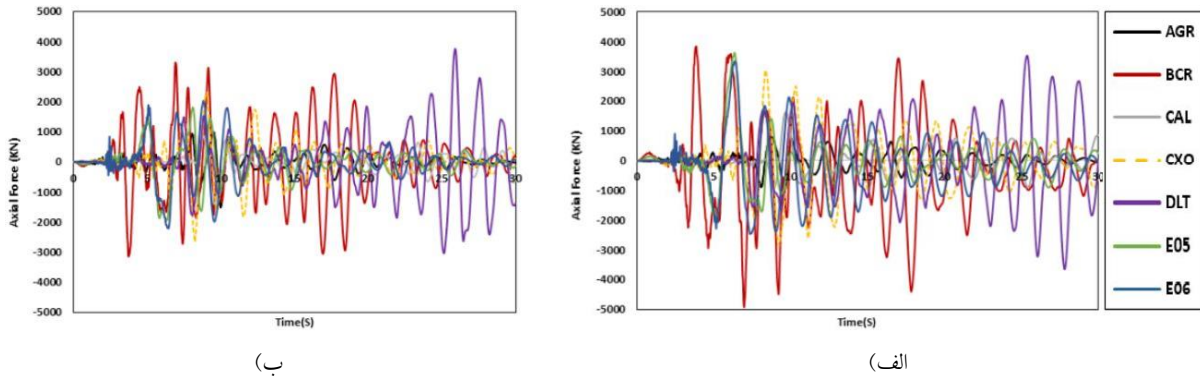


(ب)



(ف)

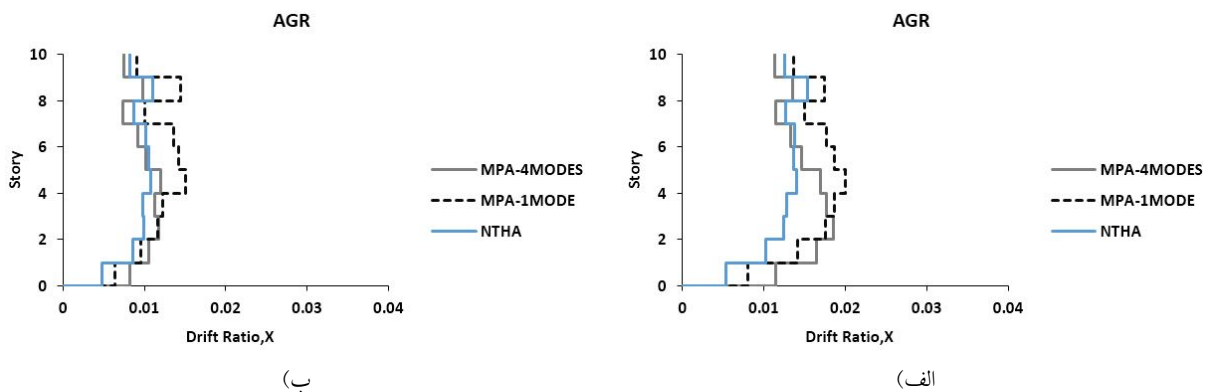
شکل ۷- تاریخچه زمانی دررفت مرکز جرم تراز  $Z=H$  در راستای Y پلان: (الف) سازه Bundled Tube و (ب) سازه 3D FRAME (شکل (۳))



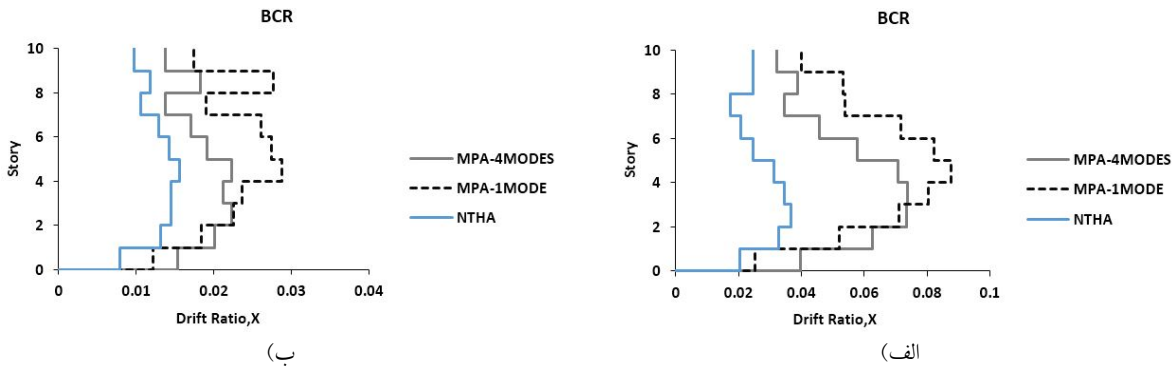
شکل ۸- تاریخچه زمانی نیروی محوری ستون گوشه (آکس  $D$ ) طبقه اول (شکل ۳): (الف) سازه Bundled Tube و (ب) سازه 3D FRAME

نمودارهای شکل‌های (۹) تا (۱۴) نشان دهنده تغییرات بیشینه دررفت طبقات هر دو سازه مطالعاتی در راستای  $X$  پلان است. بیشینه دررفت سازه‌های مطالعاتی با روش‌های MPA (1Mode) و MPA (4Modes) محاسبه شده و سپس با نتایج حاصل از تحلیل غیرخطی تاریخچه زمانی مقایسه شده است. معیارسازی بارگذاری‌های جانبی و نیز تعیین تغییر مکان هدف براساس توجه به ماهیت فیزیکی و ضرایب مقیاس رکوردهای انتخابی صورت گرفته است. همچنین در این خصوص تاثیر مشخصات فیزیکی رکوردهای حوزه دور ضعیف DLT و CAL، رکوردهای دارای اثرات جهت‌داری پیش‌رو E05 و E06 حاوی پالس‌های پر دامنه، رکوردهای AGR و BCR و CXO به ترتیب دارای اثرات جهت‌داری پس‌رو، حوزه نزدیک ضعیف و جهت‌داری خنثی، بر روی آرایه‌های ورودی روش MPA نیز دارای گستردگی و جنبه‌های مختلف تحلیلی می‌باشد.

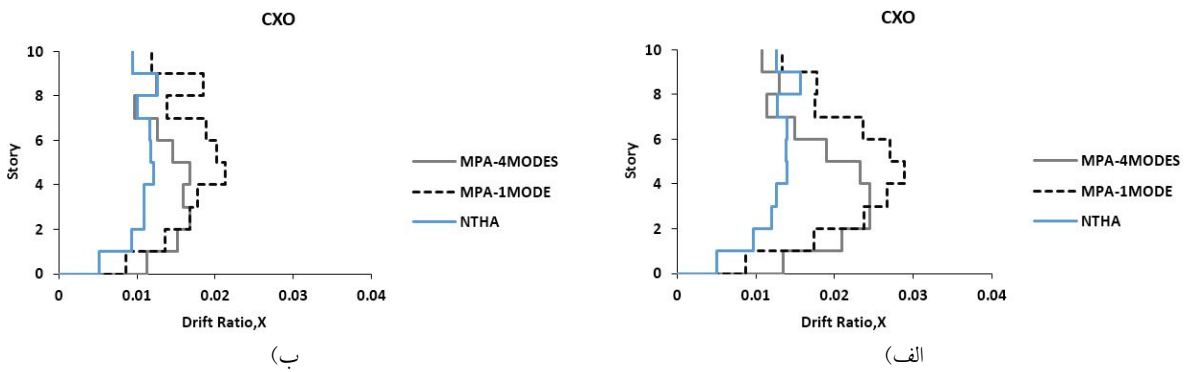
در این پژوهش با اعمال الگوهای بار مودی روش MPA بر روی هر دو سازه مطالعاتی، به مقایسه دقت و قابلیت این روش در برآورد پارامترهای پاسخ نسبت به نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی (به عنوان روش دقیق) پرداخته شده است. تغییر مکان نسبی (دررفت) طبقات به عنوان یک پارامتر پاسخ اصلی در نظر گرفته شده است. انجام آنالیزهای MPA نیز با نرم‌افزار SAP2000 صورت گرفته است. ماهیت تحلیلی به کار برده شده برای روش MPA بصورت معیارسازی بارگذاری جانبی با اثر یک و چهار مود ارتعاش جانبی بوده و نتایج حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی NTHA نیز مبنای مقایسه‌ها می‌باشد. چنانچه در کاربرد روش MPA برای تعیین بارگذاری معیارسازی شده متناظر با هر یک از رکوردها، تنها از مشارکت مود ارتعاش اصلی و یا چهار مود نخست ارتعاش انتقالی استفاده شود، تفاوت نتایج به نسبت زیاد است.



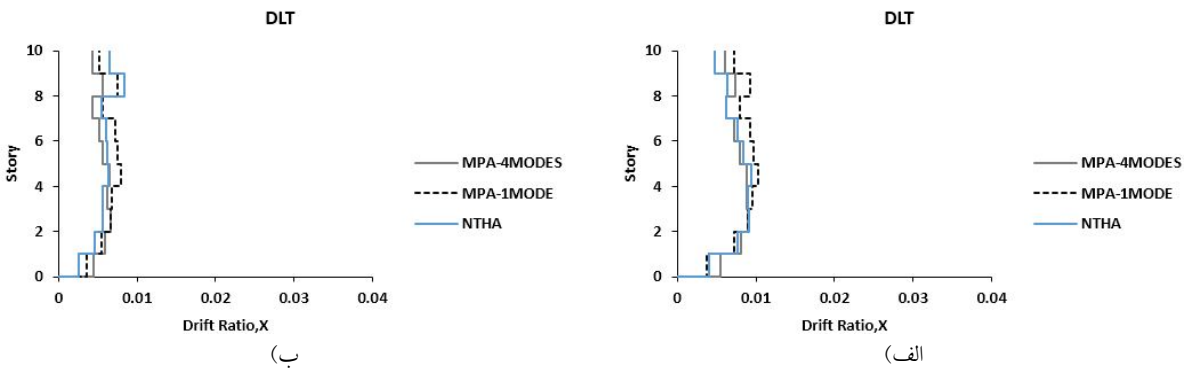
شکل ۹- پوش بیشینه دررفت در راستای  $X$  تحت رکورد مقیاس شده AGR: (الف) سازه Bundled Tube و (ب) سازه 3D FRAME (شکل ۳)



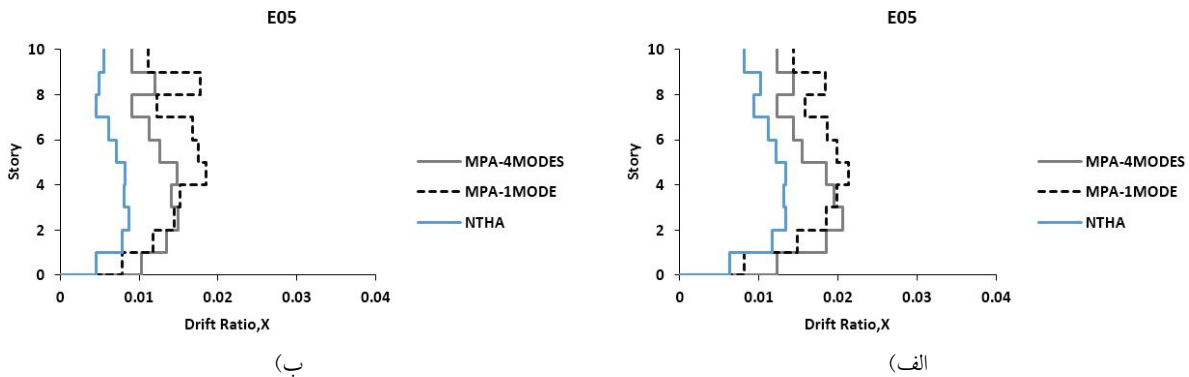
شکل ۱۰- پوش بیشینه دررفت در راستای  $X$  تحت رکورد مقیاس شده BCR: الف) سازه Bundled Tube و ب) سازه 3D FRAME (شکل ۳)



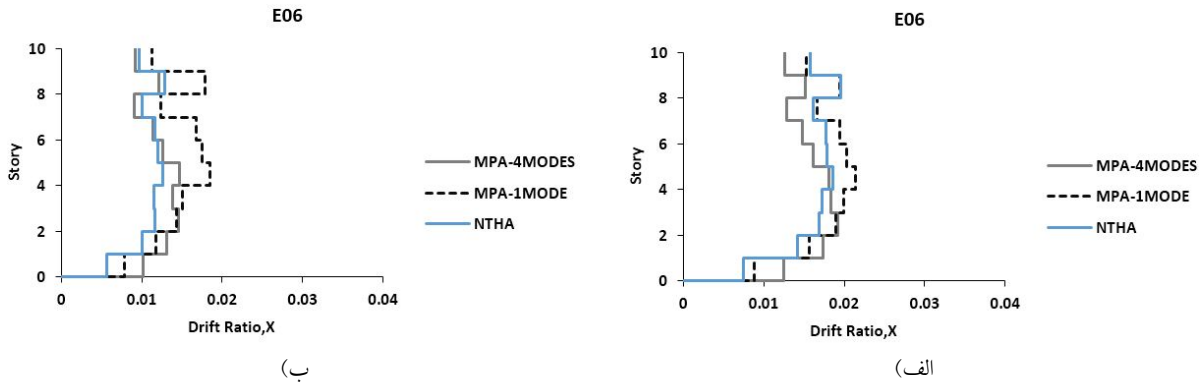
شکل ۱۱- پوش بیشینه دررفت در راستای  $X$  تحت رکورد مقیاس شده CXO: الف) سازه Bundled Tube و ب) سازه 3D FRAME (شکل ۳)



شکل ۱۲- پوش بیشینه دررفت در راستای  $X$  تحت رکورد مقیاس شده DLT: الف) سازه Bundled Tube و ب) سازه 3D FRAME (شکل ۳)



شکل ۱۳- پوش بیشینه دررفت در راستای  $X$  تحت رکورد مقیاس شده E05: الف) سازه Bundled Tube و ب) سازه 3D FRAME (شکل ۳)



شکل ۱۴- پوش بیشینه دررفت در راستای X تحت رکورد مقیاس شده E06: (الف) سازه Bundled Tube و (ب) سازه 3D FRAME (شکل ۳)

پاسخ دینامیکی غیرخطی نزدیک‌تر می‌شود. استفاده از مشارکت چهار مود ارتعاشی نسبت به مود ارتعاش پایه، درصد خطا را به طور چشمگیری تا نزدیک ۵۰٪ کاهش داده است. مقدار خطای کلی به شکل نمودارهای افقی کوچک و بر اساس فرمول زیر در داخل هر دو شکل (۱۵) و (۱۶) نمایش داده شده و پارامتر  $\Delta$  نیز تغییر مکان جانبی طبقه حاصل از دو روش MPA و NTHA است.

Total Error (%) =

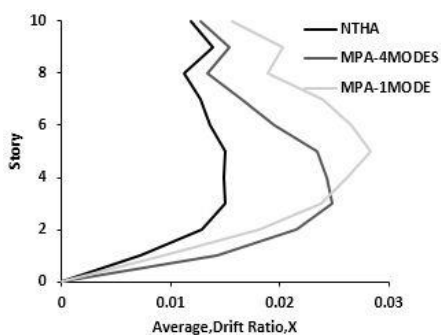
$$100 \times \frac{1}{n} \sqrt{\sum_{i=1}^n \left( \frac{\Delta_{i.MPA} - \Delta_{i.NTHA}}{\Delta_{NTHA}} \right)^2} \quad (4)$$

#### ۶- نتیجه‌گیری

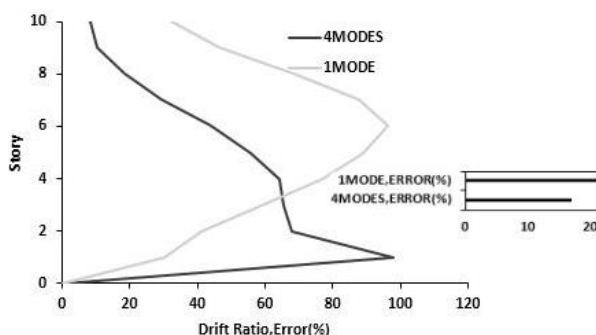
این پژوهش در برگرنده یک نگرش کوتاه تحلیلی بر مشخصات جنبش‌های نیرومند زمین در حوزه نزدیک گسل می‌باشد و همچنین تاثیرات آنها بر رفتار لرزه‌ای سازه‌های میان مرتبه با دو نوع ساختار مقاوم لرزه‌ای، بررسی شده است. سازه‌های مطالعاتی در این تحقیق دارای پیکربندی ده طبقه با اسکلت قاب صلب دسته شده و قاب صلب ترکیبی می‌باشند. پاسخ لرزه‌ای سازه‌های مطالعاتی از منظر شاخص‌های شتاب مطلق، پوش بیشینه دررفت و تاریخچه زمانی دررفت طبقات و تاریخچه زمانی نیروی محوری ستون، مورد ارزیابی و مقایسه قرار گرفتند. رکوردهای انتخابی حاوی پالس‌های نیرومند و پر دامنه در تاریخچه زمانی سرعت بوده و بصورت سه مولفه‌ای و مقیاس شده به سازه‌های مطالعاتی اعمال گردید. بر اساس نتایج این تحقیق ملاحظه گردید که ساختار تغییرات پارامترهای پاسخ لرزه‌ای، بستگی مستقیم به حضور اسپایک‌های پرنرژی شتاب و ماهیت موج‌گونه رکورد زلزله دارند. همچنین دانسته شد که نمود

مطابق با شکل (۹) مشخص است که تحت رکورد AGR با اثر جهت‌داری پس‌رو، پروفیل‌های دررفت به دست آمده از روش MPA تطبیق مناسبی با روش NTHA دارد. نمودارهای شکل (۱۰) تغییرات دررفت را تحت رکورد BCR نشان می‌دهد. این رکورد دارای اسپایک‌های بزرگ شتاب است. ملاحظه می‌شود که تحت این رکورد به خصوص برای سازه Bundled Tube، خطای دو حالت تحلیلی روش MPA به نسبت زیاد است. این موضوع در نمودارهای هر دو شکل (۱۱) و (۱۲) که پاسخ سازه‌های مطالعاتی را تحت حالت مقیاس شده رکوردهای CXO (جهت‌داری خنثی) و DLT (حوزه دور) نشان می‌دهند، نیز مشاهده می‌شود. همچنین در نمودارهای شکل (۱۲) مربوط به رکورد حوزه دور و مقیاس شده DLT، تطابق نسبی برای پروفیل‌های دررفت طبقات وجود دارد. به دلیل شباهت زیاد نتایج مربوط به دو رکورد حوزه دور DLT و CAL، تنها یک مورد آورده شد. بر طبق شکل (۱۳) و (۱۴) ساختار نمودارهای دررفت تحت اثر رکوردهای نیرومند مقیاس شده E05 و E06 (با ویژگی جهت‌داری پیش‌رو)، نشان‌دهنده افزایش قابلیت محاسباتی روش MPA با لحاظ نمودن اثرات مودهای بالاتر است. نمود این موضوع برای سازه Bundled Tube کمی بیش از اسکلت مقاوم دیگر می‌باشد.

تحلیل خطای کلی محاسباتی برای متوسط بیشینه دررفت طبقات سازه‌های مطالعاتی، در شکل (۱۵) و (۱۶) نمایش داده شده است. بررسی نمودارهای این دو شکل، حصول دقت بالاتر برای روش MPA با لحاظ نمودن مشارکت چهار مود ارتعاشی را بیشتر نمایان می‌کند. استفاده از مشارکت چهار مود ارتعاشی در برآورد جابجایی نسبی (دررفت) طبقات به ویژه در نیمه بالایی اسکلت مقاوم سازه‌ها، نمود روشن‌تری دارد. بدین ترتیب، روند تغییرات دررفت حاصل از روش MPA به نتایج

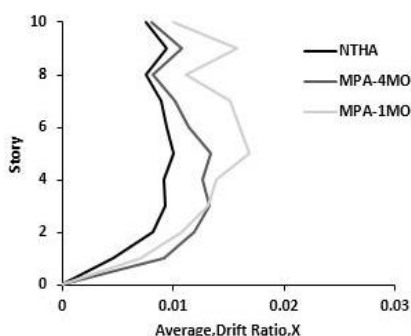


(ب)

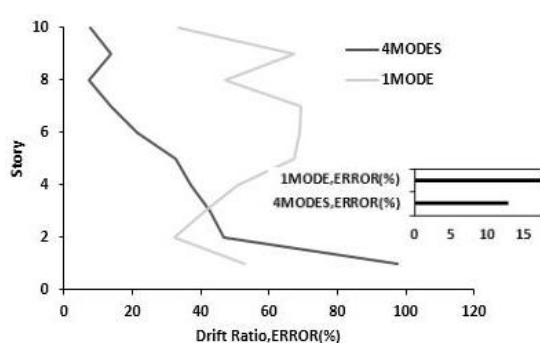


(ف)

شکل ۱۵- متوسط بیشینه دررفت طبقات سازه Bundled Tube و متوسط مقادیر خطای محاسباتی: (الف) تغییرات متوسط پارامتر پاسخ به تفکیک روش تحلیل و (ب) دامنه تغییرات خطای محاسباتی (نمودار افقی کوچک بیانگر اندازه خطای کلی طبق فرمول (۴) است).



(ب)



(ف)

شکل ۱۶- متوسط بیشینه دررفت طبقات سازه 3D FRAME و متوسط مقادیر خطای محاسباتی: (الف) تغییرات متوسط پارامتر پاسخ به تفکیک روش تحلیل و (ب) دامنه تغییرات خطای محاسباتی، (نمودار افقی کوچک بیانگر اندازه خطای کلی فرمول (۴) است).

جابجایی نسبی طبقات، بویژه در نیمه بالایی اسکلت مقاوم سازه‌ها می‌گردد. بدین ترتیب، تقریب محاسباتی برای پارامتر دررفت جانبی به خصوص در طبقات فوقانی، به نتایج روش دینامیکی غیرخطی نزدیکتر می‌شود. ملاحظه گردید که استفاده از چهار مود ارتعاشی نسبت به کاربرد اثر فقط مود اول (مود پایه)، درصد خطا را بسیار کاهش داده و در برخی موارد تا ۵۰٪ نیز بدست آمد.

#### ۷- مراجع

- [1] Ahlehagh, S. and Mirghaderi, S.R. (2020), "Decoupling the strength and drift criteria in steel moment-resisting frames", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, Vol. 29, pp.e1804.
- [2] Lachanas, C.G. and Vamvatsikos, D. (2021), "Model type effects on the estimated seismic response of a 20-story steel moment resisting frame", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 147 pp.04021078.
- [3] Kohrangi, M., Vamvatsikos, D. and Bazzurro, P. (2018), "Pulse-like versus non pulse-like ground motion records: Spectral shape comparisons and record selection strategies", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 48, pp. 46-64.

متفاوت پالس‌های سرعت می‌تواند تاثیر ویژه‌ای در پارامتر دررفت سازه داشته باشد. بر همین اساس، تمرکز نیاز دررفت در ترازهای میانی و تا حدودی بالایی سازه قاب صلب دسته شده از ساختار قاب صلب ترکیبی، تا اندازه‌های بزرگتر است.

افزون بر این، نتایج کاربرد هر دو روش تحلیل استاتیکی غیرخطی پوش‌آور مودی (MPA) و تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخیچه زمانی (NTHA) بر روی سازه‌های مطالعاتی، محاسبه و بررسی شده است. تغییرات بیشینه دررفت جانبی سازه‌های مطالعاتی محاسبه و با یکدیگر مقایسه گردید. نتایج این تحقیق نشان داد که خطای محاسباتی حاصل از روش MPA که مقادیر آن در طبقات سازه نیز متفاوت است، با توجه به مشارکت تعداد مودهای ارتعاشی، نوع پارامتر پاسخ مورد نظر و نیز نوع اسکلت مقاوم تغییر می‌نماید.

کاربرد مشارکت چهار مود ارتعاشی در معیارسازی بارگذاری جانبی برای روش MPA منجر به برآورد دقیق‌تر

- structure SDOF system", International Journal of Civil Engineering, Vol. 13, pp. 153-166.
- [18] Sharif, V. and Behnamfar, F. (2012), "Evaluating the effects of near-field earthquakes on the behavior of moment resisting frames", Computational Methods in Civil Engineering, Vol. 3, pp. 79-91.
- [19] Hosseini, M. and Salemi, A. (2008), "Studying the effect of earthquake excitation angle on the internal forces of steel building's elements by using nonlinear time history analyses", 14<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China.
- [20] Makris, N. and Black, C. (2003), "Dimensional analysis of inelastic structures subjected to near fault ground motions", California Earthquake Engineering Research Center (EERC), Vol. 5, 89-91.
- [21] Ghahari, F. and Khaloo, R. (2013), "Considering rupture directivity effects, which structures should be named 'long-period buildings'?", The Structural Design of Tall and Special Buildings, Vol. 22, pp. 165-178.
- [22] Balendra, T., Yu, C. and Lee, F.L. (2001), "An economical structural system for wind and earthquake loads", Engineering Structures, Vol. 23, pp. 491-501.
- [23] Tajmir-Riahi, H., Amouzegar, H. and Saheb-Fosoul, S.A. (2015), "Comparative study of seismic structural response to real and spectrum matched ground motions", Scientia Iranica, Sharif University of Technology, Vol. 22, pp. 92-106.
- [24] استاندارد ۲۸۰۰، (۱۳۹۳)، "آیین نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله"، ویرایش چهارم، مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی.
- [25] مقررات ملی ساختمان ایران، مبحث دهم، (۱۳۹۲)، "طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی"، نشر توسعه ایران.
- [26] ربیعی، ر. (۱۳۹۶)، "نمود تحلیلی اثر مودهای بالاتر بر نیاز لرزه‌ای اسکلت‌های قاب خمشی دسته شده تحت جنبش‌های حوزه نزدیک گسل"، پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه خوارزمی تهران.
- [27] مقررات ملی ساختمان ایران، مبحث ششم، (۱۳۹۲)، "بارهای وارد بر ساختمان"، نشر توسعه ایران.
- [28] Federal Energy Management Agency, (1998), "FEMA 356: Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings", Createspace Independent Publication.
- [29] SAP2000, Structural Analysis Program, Computer and Structures, Berkeley.
- [30] Chopra, A., Goel, R. and Chintanapakdee, C. (2004), "Evaluation of a modified MPA procedure assuming higher modes as elastic to estimate seismic demands", Earthquake Spectra, Vol. 20, pp. 757-778.
- [31] Chopra, A. and Goel, R. (2004), "A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for unsymmetric-plan buildings", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 33, pp. 903-927.
- [4] FEMA P-695, (2009), Quantification of building seismic performance factors, Federal Energy Management Agency (FEMA), Redwood City, California.
- [5] Uang, C.M. and Bruneau, M. (2018), "State of the art review on seismic design of steel structures", Structural Engineering (ASCE), Vol. 144, p.03118002.
- [6] Fadae, E., Shakib, H. and Azarbakht, A. (2020), "Structural global performance assessment versus individual element-oriented performance based assessment", Iranian Journal of Science and Technology, Transactions of Civil Engineering, Vol. 44, pp.141-150.
- [7] Alavi, B. and Krawinkler, H. (2004), "Behaviour of Moment Resisting Frame Structures subjected to Near-Fault Ground Motions", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 33, pp. 687-706.
- [8] Jayachandran, P. (2009), "Design of tall buildings", National Workshop on High-Rise and Tall Buildings, University of Hyderabad, Hyderabad, India.
- [9] Dileep, N. and Renjith, R. (2015), "Analytical investigation on the performance of tube-in-tube structures subjected to lateral loads", International Journal of Technical Research and Applications, Vol. 3, pp. 284-288.
- [10] Azhdarifar, M., Meshkat-Dini, A. and Sarvghad-Moghadam, A. (2017), "Analytical study of interior rigid bents arrangement on seismic response of tall building", Journal of Seismology and Earthquake Engineering (JSEE), Vol. 19, pp. 247-260.
- [11] Reyes, J. and Chopra, A. (2011), "Three-dimensional modal pushover analysis of buildings subjected to two components of ground motion, including its evaluation for tall buildings", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 40, pp. 789-806.
- [12] Poursha, M., Khoshnoudian, F. and Moghadam, A.S. (2014), "The extended consecutive modal pushover procedure for estimating the seismic demands of two-way unsymmetric-plan tall buildings under influence of two horizontal components of ground motions", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 63, pp. 162-173.
- [13] Ferraioli, M. (2017), "Multi-mode pushover procedure for deformation demand estimates of steel moment-resisting frames", International Journal of Steel Structures, Vol. 17, pp. 653-676.
- [14] Vafaei, M.H. and Saffari, H. (2017), "Evaluation of the higher modes contribution in the seismic demands of buildings subjected to far-field and near-field ground motions", Asian Journal of Civil Engineering (BHRC), Vol. 18, pp 719-746.
- [15] Federal Energy Management Agency, (1998), FEMA 440: Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures, Createspace Independent Publication.
- [16] Haj Najafi, L. and Tehranizadeh, M. (2013), "Evaluation of seismic behavior for moment frames and eccentrically braced frames due to near-field ground motions", Asian Journal of Civil Engineering, Vol. 14, pp. 809-830.
- [17] Davoodi, M. and Sadjadi, M., (2015), "Assessment of near-field and far-field strong ground motion effects on soil

پی نوشت

<sup>9</sup> Loma prieta 1989

<sup>10</sup> Rupture directivity

<sup>11</sup> Fling step

<sup>12</sup> Forward directivity

<sup>13</sup> Backward directivity

<sup>14</sup> Imperial Valley 1979

<sup>15</sup> Rigid 3D frame

<sup>1</sup> Rigid bundled tube

<sup>2</sup> Nonlinear time history analysis - NTHA

<sup>3</sup> Pushover

<sup>4</sup> Modal pushover - MPA

<sup>5</sup> Flexural framed tube

<sup>6</sup> Outrigger mega braced tube

<sup>7</sup> Tube in tube

<sup>8</sup> Shear lag



## شیوه نگارش و چگونگی تنظیم مقالات برای نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد

– مقالات باید با نرم افزار Ms-Word 2003 تایپ و صفحه بندی شود و فایل مقاله به هر دو فرمت DOC و PDF. به دفتر نشریه ارسال گردد.

- ♦ نام و نام خانوادگی مولف اول<sup>۱</sup> نام و نام خانوادگی مولف دوم<sup>۲</sup>
- ♦ اندازه صفحات باید برابر با A4 و حدود بالا، پایین، چپ و راست صفحات به ترتیب برابر با ۲- ۳/۵ - ۲/۵ - ۲/۵ سانتی متر تعیین شود.
- ♦ مقالات به صورت دو ستونی، هر یک با عرض ۷/۵ سانتی متر تهیه می شود.
- ♦ اندازه و نوع فونتهای فارسی مورد استفاده برای هر یک از موارد در (جدول ۱) آمده است.
- ♦ برای فونت لاتین همواره از Times New Roman استفاده شود که اندازه آن در هر موقعیت (به غیر از عنوان و چکیده) دو واحد کمتر از اندازه فونت فارسی خواهد بود.
- ♦ فاصله سطرها در عنوان، چکیده و در متن مقاله، معمولی (Single) است.
- ♦ عنوان مقاله در عین اختصار تمام ویژگی های کار انجام شده را مشخص می کند، با فونت «تیترا» به اندازه ۱۶ Bold نوشته شود.
- ♦ نشانی کامل نویسندگان در زیرنویس قرار می گیرد.
- ♦ عنوان معادل به زبان انگلیسی نیز باید با شیوه تعریف شده در این الگو مشخص و درج شود.
- ♦ تهیه و درج چکیده به زبان انگلیسی نیز ضروری است.
- ♦ فونت عنوان چکیده انگلیسی Bold-11 Times New Roman
- ♦ فونت متن چکیده انگلیسی Regular-10 Times New Roman

اندازه قلم	فونت	موقعیت استفاده
۱۱	لوتوس	متن جداول و شکل ها و مراجع
۱۱	لوتوس Bold	عناوین جداول و اشکال
۱۲	لوتوس	متن
۱۴	لوتوس Bold	چکیده و کلمات کلیدی
۱۱	نازنین Bold	نام مولفان
۱۲	لوتوس Bold	عناوین بخش ها
۱۶	تیترا Bold	<b>عنوان مقاله</b>

جدول (۱): اندازه و نوع فونت ها



۵. کتب و مقالات

عنوان	موضوع	محل انتشارات	تاریخ
۱			
۲			
۳			
۴			
۵			

سایر موارد ضمیمه گردد.

۶. عضویت در سایر انجمن های علمی

نام انجمن	موضوع	نوع عضویت	تاریخ عضویت
۱			
۲			
۳			
۴			
۵			

سایر موارد ضمیمه گردد.

مدارک لازم جهت عضویت

۳ قطعه عکس ۴\*۳- تصویر شناسنامه- تصویر آخرین مدرک تحصیلی (نماینده شرکت)- رسید پرداخت حق ورودیه- روزنامه رسمی و اساسنامه شرکت

حق عضویت :

- اعضای حقیقی پانصد هزار ریال
- اعضای دانشجویی دویست هزار ریال
- اعضای حقوقی سه میلیون و پانصد هزار ریال
- مجلات و موسسات علمی پژوهشی یک میلیون ریال

به حساب جاری شماره ۴۵۰۷۰۴۳۳ بانک تجارت شعبه مرکزی کد ۴۵۰ به نام انجمن سازه های فولادی ایران

درخواست عضویت ..... در جلسه مورخ ..... کمیته پذیرش انجمن سازه های فولادی ایران مطرح و با عضویت ایشان موافقت - مخالفت بعمل آمد.	ر.ز. پ.ر.ن. پ.ر.ن. پ.ر.ن. پ.ر.ن.
کمیته پذیرش	
در جلسه هیأت مدیره مورخ ..... مورد تایید قرار گرفت.	ر.ز. پ.ر.ن. پ.ر.ن. پ.ر.ن. پ.ر.ن.
هیأت مدیره	

لطفاً پس از تکمیل این برگه را به همراه مدارک به نشانی زیر، دبیرخانه انجمن سازه های فولادی ایران، ارسال فرمایید:

تهران - بزرگراه رسالت - انتهای پل سیدخندان - خ شهید کابلی (خ دبستان سابق) - پلاک ۱۰ - واحد ۱۰

تلفن: ۸۸۴۶۹۰۰۴ تلفکس: ۸۸۴۲۹۴۳۸

جهت اطلاعات بیشتر به نشانی [www.iss.ir](http://www.iss.ir) مراجعه نمایید.