

اللَّهُمَّ احْمِ الْبَرَّ



دانشگاه آزاد اسلامی  
واحد نور

پایان نامه برای دریافت درجه کارشناسی ارشد (M.Sc)  
رشته: عمران  
گرایش: سازه

عنوان:  
**ارزیابی احتمالاتی میراگرهای جرمی در سازه‌های بلند فولادی**

استاد راهنما:  
دکتر سپیده رحیمی

نگارنده:  
فرشید فرخی

تابستان ۱۳۹۵

## تقدیم

تقدیم به خانواده عزیزم، به خصوص پدر و مادر بزرگوارم که نه تنها در راه ثمربخشی این پژوهش، بلکه در تمام مراحل زندگی، نهایت لطف را به این حقیر ارزانی داشتند.

## تشکر و قدردانی

بر خود می‌دانم تا از استاد بزرگوارم سرکار خانم دکتر سپیده رحیمی و همچنین آقایان دکتر سید مجتبی حسینی، مهندس کامیار کلباسی و مهندس سپهر روشن پور که در راه گردآوری این پژوهش از محضر ایشان بهره بردم، تشکر و قدردانی نمایم.

## چکیده

بارهای غیرعادی ناشی از حوادث طبیعی، خطاهای اجرا و برخی مسائل دیگر می‌توانند باعث به وجود آمدن عدم قطعیت‌های مختلف در سازه‌ها شوند. در این میان، استفاده از ساختمان‌های فولادی دارای سیستم قاب خمشی در نواحی لرزه خیز بسیار متداول است. باتوجه به اهمیت زیاد عدم قطعیت در المان‌های سازه و عدم قطعیت لرزه‌ای در هنگام طراحی و تحلیل سازه‌های بلندمرتبه، بررسی دقیق رفتار سازه‌ها در برابر عدم قطعیت سازه‌ای و لرزه‌ای لازم است. با توجه به به ماهیت تصادفی زمین لرزه‌ها و عدم قطعیت‌های موجود در مشخصات سازه، از روش‌های آماری و احتمالاتی برای کمی کردن احتمال خرابی در سازه استفاده می‌شود. این بیان توسط استخراج منحنی‌های شکنندگی از نمودارهای تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA) انجام می‌پذیرد. در این تحقیق، بررسی میزان تاثیر وجود میراگر جرمی تنظیم‌شده (TMD) مورد بررسی قرار گرفته است. به این منظور، سه ساختمان فولادی دارای سیستم قاب خمشی ۱۰، ۱۵ و ۲۰ طبقه با استفاده از نرم افزار SAP تحلیل و طراحی شده است و با اطمینان از منطقی بودن مقاطع المان‌ها در سازه‌ها در فضای نرم افزار OpenSees مدل‌سازی شده و با در نظر گرفتن تنش تسلیم فولاد که یک عامل عدم قطعیت سازه‌ای متغیر است، تعداد ۱۳ رکورد زلزله در نظر گرفته شده است. به این منظور، عدم قطعیت لرزه‌ای تحلیل هر کدام از سازه‌ها به صورت مدل المان محدود دو بعدی با استفاده از نرم‌افزار OpenSees شبیه‌سازی و برای ارزیابی احتمال خرابی و تاثیر وجود و عدم وجود میراگر جرمی در سازه‌ها مورد بررسی قرار گرفته است. تحلیل صورت گرفته در مدل‌ها از نوع تحلیل دینامیکی افزایشی و ترسیم نمودارهای IDA و استخراج منحنی‌های شکنندگی احتمال خرابی از آن صورت گرفته است. در بخش تحلیل نتایج، ابتدا به مقایسه اثر مدل‌سازی میراگر جرمی و عدم مدل‌سازی آن پرداخته شده است. در نهایت، اثرپذیری وجود میراگر در انواع مختلف سه سازه مدل‌شده مورد بحث قرار گرفته است.

**واژه‌های کلیدی:** احتمال خرابی، سیستم قاب خمشی فولادی، عدم قطعیت، منحنی‌های شکنندگی

## فهرست

|                                             |    |
|---------------------------------------------|----|
| فصل اول: کلیات                              | ۱  |
| ۱-۱- مقدمه                                  | ۲  |
| ۲-۱- بیان مسئله                             | ۲  |
| ۳-۱- موضوع و هدف پایان نامه                 | ۲  |
| ۴-۱- ساختار پایان نامه                      | ۵  |
| فصل دوم: ادبیات فنی و تاریخچه تحقیقات       | ۶  |
| ۲-۱- مقدمه                                  | ۷  |
| ۲-۲- روش‌های کنترل سازه و طبقه بندی آن‌ها   | ۷  |
| ۱-۲-۲- سیستم‌های کنترل غیرفعال              | ۸  |
| ۲-۲-۲- کنترل فعال سازه‌ها                   | ۹  |
| ۳-۲-۲- کنترل نیمه فعال سازه‌ها              | ۹  |
| ۴-۲-۲- کنترل مختلط سازه‌ها                  | ۹  |
| ۳-۲- سیستم‌های جرمی تنظیم شده               | ۱۱ |
| ۴-۲- تاریخچه میراگرهای جرمی                 | ۱۵ |
| ۵-۲- جرم‌های میراگر تنظیم شونده             | ۱۷ |
| ۱-۵-۲- میراگرهای جرمی برج جان هنکوک         | ۱۸ |
| ۲-۵-۲- میراگرهای جرمی برج سیتی کورپ         | ۱۹ |
| ۳-۵-۲- میراگرهای جرمی ملی کانادا            | ۲۱ |
| ۴-۵-۲- میراگرهای جرمی چیبا پورت             | ۲۳ |
| ۶-۲- میراگرهای جرمی پاندولی                 | ۲۶ |
| ۱-۶-۲- میراگرهای جرمی پاندولی برج Crystal   | ۳۰ |
| ۲-۶-۲- میراگرهای جرمی پاندولی برج تایپه ۱۰۱ | ۳۲ |
| ۷-۲- میراگرهای جرمی دوگانه                  | ۴۰ |
| ۸-۲- سیستم میراگر با جرم فعال               | ۴۱ |
| ۹-۲- سیستم جداسازی پایه مختلط               | ۴۱ |
| ۱۰-۲- میراگر با سختی متغیر                  | ۴۲ |
| فصل سوم: روش مدل‌سازی و المان‌ها            | ۴۳ |
| ۱-۳- مقدمه                                  | ۴۴ |
| ۲-۳- معرفی نرم افزار OpenSees               | ۴۵ |

|                                         |                                             |    |
|-----------------------------------------|---------------------------------------------|----|
| ۳-۳-۳                                   | ایجاد مدل‌های غیرخطی برای شبیه سازی فروپاشی | ۴۷ |
| ۳-۳-۳-۱                                 | ایجاد هندسه مدل                             | ۴۷ |
| ۳-۳-۳-۲                                 | تعریف خصوصیات مصالح                         | ۴۷ |
| ۳-۳-۳-۳                                 | تعریف مقاطع سازه ای                         | ۵۰ |
| ۳-۳-۳-۴                                 | تعریف المان                                 | ۵۱ |
| ۳-۴-۳                                   | ایجاد مدل اصلی مورد مطالعه                  | ۵۲ |
| ۳-۴-۳-۱                                 | مشخصات مدل اصلی مطالعه                      | ۵۲ |
| ۳-۴-۳-۲                                 | بارهای وارده و محاسبات لرزه ای              | ۵۲ |
| ۳-۵-۳                                   | اعتبارسنجی مدل قاب ۱۰ و ۱۵ و ۲۰             | ۶۱ |
| ۳-۵-۳-۱                                 | تنظیم خروجی‌های تحلیل                       | ۶۳ |
| ۳-۶-۳                                   | تحلیل غیرخطی                                | ۶۳ |
| ۳-۷-۳                                   | تابع شکنندگی                                | ۶۷ |
| ۳-۷-۳-۱                                 | حالت متعارف تابع شکنندگی                    | ۶۷ |
| <b>فصل چهارم: تجزیه و تحلیل و نتایج</b> |                                             |    |
| ۴-۱-۱                                   | مقدمه                                       | ۷۰ |
| ۴-۲-۱                                   | الگوریتم کلی انجام                          | ۷۳ |
| ۴-۳-۱                                   | منحنی‌های IDA                               | ۷۵ |
| <b>فصل پنجم: نتیجه گیری و پیشنهادات</b> |                                             |    |
| ۵-۱-۱                                   | مقدمه                                       | ۹۳ |
| ۵-۲-۱                                   | نتیجه گیری                                  | ۹۴ |
| ۵-۳-۱                                   | پیشنهادهای                                  | ۹۴ |
| <b>منابع</b>                            |                                             |    |
|                                         |                                             | ۹۶ |

# فصل اول

## کلیات

## ۱-۱ مقدمه

در چند دهه اخیر، کاربرد کنترل سازه‌ها به منظور افزایش کارآمدی و ایمنی سازه‌ها در برابر خطرات طبیعی از جمله زلزله‌های شدید و باد، توجه بسیاری از محققین را به خود اختصاص داده است. به همین خاطر، روش‌های مختلفی جهت کنترل رفتار یک سازه از طریق کاهش مقدار انرژی ورودی به آن و یا معرفی سیستم‌های اضافی اتلاف انرژی مطرح شده است. این روش‌ها برحسب میزان انرژی مورد نیاز و نحوه عملکرد، به سه دسته عمده سیستم‌های کنترل غیر فعال، فعال و نیمه فعال تقسیم می‌شوند. در این پایان‌نامه، تاکید بر روی سیستم‌های غیرفعال است؛ چراکه این نوع سیستم‌های کنترلی، انرژی بسیار کمتری نسبت به نوع فعال نیاز دارند و نسبت به سیستم‌های کنترل نیمه فعال در کاهش پاسخ‌های سازه‌ای موثرتر واقع می‌شوند [۱].

یکی از انواع میراگرهای استفاده شده در سازه‌ها به منظور میرا کردن انرژی ورودی به سازه به خصوص انرژی ناشی از نیروی باد، میراگر جرمی تنظیم شده<sup>۱</sup> (TMD) است. میراگر جرمی تنظیم شده از نوع غیرفعال بوده و ساده‌ترین نوع میراگر شامل جرم و فنر می‌باشد که در حالت ایده‌آل، با ۹۰ درجه اختلاف فاز نسبت به نوسانات اصلی سازه، ارتعاش می‌نماید و موجب افزایش میرایی و کاهش پاسخ سازه می‌گردد.

## ۱-۲ بیان مسئله

هنگامی که سازه‌ها تحت اثر بارهای لرزه‌ای با شدت زیاد قرار می‌گیرند، وارد ناحیه رفتار غیر خطی می‌شوند. در این حالت، بخش عمده‌ای از انرژی ورودی به سازه از طریق میرایی ذاتی سازه و مکانیزم غیرخطی هیسترتیک مستهلک می‌شود. در زلزله‌های شدیدتر، انرژی ورودی به سازه افزایش می‌یابد و سهم بیشتری از انرژی توسط ایجاد تغییرشکل‌های پلاستیک تلف می‌شود. تغییرشکل‌های مزبور ناشی از بوجود آمدن مفاصل پلاستیک به صورت موضعی در نقاطی از سازه بوده که خود موجب افزایش استهلاک انرژی در سیستم

---

<sup>۱</sup>Tuned Mass Damper

می‌گردد. در نتیجه، مقدار زیادی از انرژی ورودی زلزله به ساختمان به واسطه تخریب‌های موضعی در سیستم مقاوم جانبی سازه مستهلک می‌گردد، به طوری که در صورت عدم اتخاذ تمهیدات لازم، این امر می‌تواند نهایتاً به متلاشی شدن سازه بیانجامد.

در سال‌های اخیر، روش‌های ابداعی جهت افزایش کارایی و ایمنی سازه‌ها در برابر خطرات طبیعی از جمله زلزله در دست تحقیق و بررسی است. از دید انرژی، برای طراحی لرزه‌ای مناسب می‌بایست مقدار انرژی هیسترتیک مستهلک شده توسط سازه کاهش یابد. این عمل توسط سیستم‌های کنترلی در سازه‌ها به دو طریق زیر صورت می‌گیرد:

- (۱) کاهش مقدار انرژی ورودی به سازه (به عنوان مثال به روش جداسازی پایه)؛
  - (۲) معرفی مکانیزم‌های اضافی اتلاف انرژی در سازه، طوری که سهم عمده‌ای از انرژی ورودی را مستهلک کنند و در نتیجه خسارات وارد شده به سازه اصلی در اثر استهلاک انرژی هیسترتیک را کاهش دهند [۱].
- از این رو، کنترل غیر فعال سازه‌ها یکی از رویکردهای جدید در طراحی سازه‌های مقاوم در برابر بارهای خارجی از جمله باد و زلزله است. معمولاً هدف اصلی در کنترل سازه‌ها، کاهش پاسخ جابه‌جایی و یا شتاب سازه‌ها و به طور کلی بهبود عملکرد ساختمان در حین بارگذاری است. سیستم‌های مورد استفاده جهت کنترل ارتعاشات سازه خود دارای انواع مختلفی است. این نوع از سیستم‌ها معمولاً در حین وقوع زلزله با جذب انرژی ورودی به سازه و یا با کاهش میزان انرژی ورودی به آن مانع ایجاد خرابی‌های جدی در سازه و بهبود عملکرد آن می‌گردند. استفاده از این فناوری‌ها قدمت زیادی ندارد و به اواسط دهه ۱۹۷۰ میلادی برمی‌گردد. با این حال، استفاده از میراگرها در کشورهای لرزه‌خیزی مانند آمریکا و ژاپن به امری متداول تبدیل شده است. اما در ایران هنوز استفاده از این فناوری‌ها گسترش نیافته و می‌توان گفت که تعداد ساختمان‌های مجهز به این سیستم‌ها در ایران انگشت شمار است. در این تحقیق سعی بر این است تا ضمن آشنایی با فناوری‌های جدید سازه‌ای مقاوم در برابر زلزله در صنعت ساختمان، نحوه مدل‌سازی و طراحی آنها نیز ارائه شود، به نحوی که اطلاعات کافی در تحلیل و طراحی ساختمان‌های مجهز به سیستم‌های کنترل ارتعاشات سازه‌ها ارائه شود.

### ۳-۱ موضوع و هدف پایان نامه

توجه به آسیب‌پذیری ساختمان‌ها در مقابل زلزله‌های شدید با هدف کاهش خسارات ناشی از آن، نیاز به تعیین احتمال آسیب سازه دارد. این امر مستلزم دقت بالایی است. برای رسیدن به دقت قابل قبول و حداکثری، باید اثرات پارامترهای متغیر (عدم قطعیت‌ها) را به گونه‌ای موثر و کاربردی در محاسبات لحاظ کرد. از جمله روش‌های طبقه‌بندی عدم قطعیت‌ها و ترکیب اثرات آنها، می‌توان به آنالیز دیاگرام تورنادو، آنالیز مرتبه اول، لنگر دوم و شبیه‌سازی مونت کارلو اشاره کرد. پس از تعیین پارامترها و ترکیب آنها، این عدم قطعیت‌ها باید بر مدل‌های اجزا محدود اعمال گردد. از جمله عدم قطعیت‌ها می‌توان به عدم قطعیت‌های سازه‌ای و عدم قطعیت‌های لرزه‌ای اشاره کرد. عدم قطعیت‌های سازه‌ای شامل عدم قطعیت در مشخصات هندسی اعضا، خواص مصالح، فرضیات مدل‌سازی و عدم قطعیت‌های لرزه‌ای شامل فاز تحلیل خطر است که با محتوای فرکانسی زمین لرزه و میزان شدت آن ارتباط دارد.

در این مطالعه به ارزیابی احتمالاتی ساختمان بلندمرتبه با میراگر جرمی پرداخته شده است. برای معرفی پارامترهای متغیر از تابع احتمالاتی برای در نظر گرفتن عدم قطعیت سازه‌ای و لرزه‌ای استفاده شده است. پارامترهای متغیر سازه‌ای شامل مقاومت فشاری بتن، تنش نهایی بتن و مدول الاستیک فولاد و بتن است. در این تحقیق، قاب‌های ۱۰، ۱۵ و ۲۰ طبقه دو بعدی در محیط نرم‌افزار اجزای محدود OpenSees دو بعدی مدل‌سازی و بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ قطعات میراگر به آنها افزوده شده است. در این مطالعه، رفتار لرزه‌ای سازه شامل پریود نوسانی، تغییر مکان و جابجایی، تغییرات سختی الاستیک و میزان اتلاف انرژی با میراگر جرمی مورد بررسی قرار گرفته است.

### ۴-۱ ساختار پایان نامه

در فصل دوم، مروری بر ادبیات فنی موضوع و تحقیقات گذشته شامل روش‌های مختلف مدل‌سازی، بررسی رفتار لرزه‌ای سازه دارای میراگرهای مختلف، مبانی کنترل سازه و تحلیل دینامیکی سیستم‌های سازه‌ای کنترل شده با تاکید بر میراگرهای جرمی ارائه گردیده است. نحوه مدل‌سازی و تحلیل لرزه‌ای سازه‌های دارای میراگر

جرمی شامل معرفی نرم افزار در فصل سوم ارائه شده است. در فصل چهارم به مطالعه و بررسی موردی رفتار سازه دارای میراگر جرمی پرداخته شده است. در نهایت، در فصل پنجم نتیجه گیری و ارائه پیشنهاداتی برای کارهای آینده ایراد شده است.

## فصل دوم

### ادبیات فنی و تاریخچه تحقیقات

## ۱-۲ مقدمه

میراگرهای جرمی سیستم‌هایی هستند متشکل از سه جزء جرم داخلی، فنر داخلی و دمپینگ که به صورت سیستم دینامیکی با یک درجه آزادی بر بالای سازه قرار می‌گیرند و به هنگام ارتعاش سازه این سیستم نیز شروع به ارتعاشی با فاز مخالف فرکانس ارتعاشی سازه می‌کند و نیروهای اینرسی آن باعث استهلاک ارتعاشات سازه می‌شود. این نوع میراگر خود می‌تواند به دو صورت فعال و غیر فعال در سازه به کار برده شود؛ که نوع غیر فعال آن به دلیل امکان بهره‌برداری همیشگی، عدم نیاز به تعمیر و نگهداری ویژه و عدم نیاز به منبع انرژی خارجی کاربرد وسیعی دارد. به این منظور تا حد امکان باید فرکانس جرم افزوده را نزدیک به فرکانس ارتعاشی سازه تنظیم کرد تا اگر سازه با این فرکانس تحریک شد، میراگر با سازه اصلی در فاز مقابل ارتعاشی قرار بگیرد و بخش بزرگی از انرژی ورودی با نیروی اینرسی میراگر مستهلک شود.

در این فصل با جمع‌آوری مطالعات صورت گرفته، به بررسی و تعریف میراگر جرمی و مزایا و معایب آن در زلزله پرداخته و آخرین نتایج پژوهش‌های صورت گرفته بر روی میراگرهای جرمی و رفتار آن‌ها در برابر بارهای زلزله ارائه شده است. همچنین به تعریف روش احتمالاتی و نحوه انجام آن پرداخته شده است [۲-۴].

## ۲-۲ روش‌های کنترل سازه و طبقه‌بندی آن‌ها

سیستم‌های کنترل برحسب میزان انرژی موردنیاز و نیز نحوه عملکرد، به چهار گروه کلی زیر تقسیم می‌شوند: سیستم‌های کنترل غیرفعال، سیستم‌های کنترل فعال، سیستم‌های کنترل نیمه‌فعال، و سیستم‌های کنترل مختلط.

### ۱-۲-۲ سیستم‌های کنترل غیرفعال

کاهش انرژی ورودی زلزله به سازه و یا به عبارت دیگر کاهش انرژی نیاز، اساس کنترل غیر فعال سازه را تشکیل می‌دهد. در این روش از عایق‌های ارتعاشی در پایه برای جداسازی از زمین و یا انواع میراگرها برای استهلاک انرژی ارتعاشی سازه استفاده می‌شود.

محدوده کاربرد نظریه سیستم‌های کنترل غیرفعال به گستردگی سیستم‌های کنترل فعال نبوده و دارای محدودیت‌هایی است. از طرفی وجود مشکلات عملی در کاربرد سیستم‌های فعال و قیمت بالاتر آنها در مقایسه با سیستم‌های غیر فعال منجر به گسترش سیستم‌های کنترل غیر فعال بعنوان وسایلی اقتصادی برای بهبود پاسخ سازه در برابر زلزله شده است. امروزه سیستم‌های بسیاری بر پایه کنترل غیرفعال طرح شده‌اند و بسیاری به محدوده کاربرد عملی رسیده‌اند. این سیستم‌ها را می‌توان بر پایه نحوه عملکرد و رفتارشان در کاهش پاسخ سازه تقسیم‌بندی کرد: عایق‌های ارتعاشی در پایه و سیستم‌های مستهلک کننده انرژی (میراگر).

سیستم‌های کنترل غیرفعال با استفاده از جذب یا انعکاس قسمتی از انرژی ورودی ناشی از زلزله به سازه، از آنها محافظت می‌کنند و برای کارکرد به منبع انرژی خارجی نیاز ندارند. سیستم‌های جداسازی پایه، میراگر با جرم متوازن و ... نمونه‌هایی از سیستم‌های غیرفعال هستند.

سیستم‌های کنترل فعال در بسیاری از موارد نسبت به سیستم‌های کنترل غیرفعال عملکرد بهتری نشان می‌دهند. این گونه سیستم‌ها با اعمال نیروی خارجی در خلاف جهت نیروی لرزه‌ای وارد بر ساختمان، سعی بر کنترل رفتار آن در هنگام بروز زلزله دارند. همچنین، سیستم‌های مذکور قابلیت این را دارند که خود را با شرایط بارگذاری مختلف تطبیق دهند، بدین منظور از پاسخ‌های سازه‌ای اندازه‌گیری شده جهت تعیین نیروی کنترل اعمالی به سازه استفاده می‌کنند. در این صورت، نیاز به استفاده از سیستم‌های پیچیده و کنترل هوشمند، برای اعمال نیروهای مورد نیاز و نیز الگوریتم‌های مناسب تعیین بهینه این نیروها خواهد بود.

## ۲-۲-۲ کنترل فعال سازه‌ها

سیستم‌های کنترل سازه‌ای فعال، نیمه‌فعال و مختلط، یک انقلاب تدریجی طبیعی در فناوری کنترل غیرفعال بوده است. در سال‌های اخیر، کاربرد عملی سیستم‌های کنترل فعال و بعضی ترکیبات سیستم‌های فعال و غیرفعال به عنوان ابزاری جهت حفاظت ساختمان‌ها در برابر بارهای لرزه‌ای مورد توجه زیادی قرار گرفته است. در سیستم‌های کنترل فعال انرژی خارجی زیادی برای اعمال نیروی کنترل به سازه نیاز است. این سیستم‌ها جهت بدست آوردن نیروی کنترل، از پاسخ‌های سازه‌ای اندازه‌گیری شده در گام قبلی استفاده می‌کنند. روش‌های

کنترل فعال از روش‌های کنترل غیرفعال مؤثرترند، زیرا توانایی این را دارند که با شرایط بارگذاری مختلف خود را تطبیق داده و مدهای مختلف ارتعاشی را کنترل کنند و برخلاف کنترل غیرفعال، همواره برای شروع فعالیت و کنترل ارتعاشات سازه آماده هستند [۵]. این سیستم‌ها به تجهیزات ویژه‌ای مانند عملگرهای هیدرولیکی (به عنوان محرک خارجی) و سیستم‌های دقیق کنترل یعنی گیرنده‌های حساس و تجهیزات سخت‌افزاری و نرم‌افزاری احتیاج دارند. به همین دلیل، هزینه‌های نصب، نگهداری و تعمیر آنها بیشتر از سیستم‌های کنترل غیرفعال است [۶]. به دلیل اعمال انرژی خارجی در این سیستم‌ها، امکان ناپایداری سازه کنترل شده وجود دارد و از آنجا که در هنگام زلزله، مقدار انرژی زیادی مورد نیاز است که تأمین آن توسط سیستم‌های کنترل فعال مشکل است، قابل اعتماد نیستند. از محدودیت‌های عمده سیستم‌های کنترل فعال این است که برای عملکرد مناسب به میزان انرژی خارجی زیادی نیاز دارند و از آنجا که این سیستم‌ها انرژی خارجی قابل توجهی جهت کنترل سازه به آن وارد می‌کنند، امکان ناپایدار شدن سازه بر اثر سیستم‌های مذکور وجود دارد. سیستم‌های میراگر با جرم فعال، تاندون‌های فعال و ... نمونه‌هایی از سیستم‌های فعال هستند.

## ۲-۲-۳ کنترل نیمه‌فعال سازه‌ها

سیستم‌های کنترل نیمه‌فعال، وسایلی هستند که به سازه‌های تحت کنترل خود انرژی خارجی وارد نمی‌کنند، اما خصوصیات مکانیکی آنها بگونه‌ای است که می‌توانند در هر لحظه تطبیق داده شوند تا بدین وسیله عملکرد سازه را بهبود بخشند. میزان تغییر در خصوصیات مکانیکی سیستم، براساس پس‌خور پاسخ‌های اندازه‌گیری شده سازه در یک لحظه قبل و یا تحریک زمین، تعیین می‌شود. در این سیستم‌ها از انرژی خارجی جهت تغییر خصوصیات دستگاه، مانند میرایی یا سختی استفاده می‌گردد. لذا نیاز این سیستم‌ها به انرژی بسیار ناچیز است، در حالی که در سیستم‌های فعال به علت اینکه از انرژی خارجی جهت تولید نیروی کنترل استفاده می‌شود، نیاز به انرژی بسیار بزرگی دارند.

مزایای این نوع سیستم‌های کنترل عبارتند از:

(۱) عملکرد آنها از سیستم‌های کنترل غیرفعال بهتر است؛

۲) دارای خاصیت سازگاری لحظه به لحظه با سیستم‌های کنترل فعال هستند بدون آنکه به انرژی زیادی نیاز داشته باشند؛

۳) چون انرژی خارجی به سیستم وارد نمی‌کنند، باعث ناپایداری سازه کنترل شده نمی‌شوند؛

۴) مانند ابزارهای کنترل غیرفعال قابل اعتماد هستند؛

۵) اگر منبع انرژی خارجی در طول زلزله آسیب ببیند، همانند یک سیستم غیرفعال به فعالیت خود ادامه می‌دهند.

انواع مختلف سیستم‌های کنترل نیمه‌فعال عبارتند از: میراگر با درجه متغیر، میراگر با سختی متغیر، میراگر با جرم متوازن نیمه فعال، میراگر با ستون مایع کنترل شونده، و میراگر با سیال کنترل شونده.

## ۲-۲-۴ کنترل مختلط سازه‌ها

سیستم کنترل مختلط، ترکیبی از سیستم‌های کنترل فعال و غیرفعال می‌باشد. به منظور کاهش انرژی خارجی مورد نیاز سیستم کنترل فعال و افزایش کارایی سیستم کنترل غیر فعال، معمولاً این سیستم‌ها را با هم ترکیب کرده و سیستم مختلط ایجاد می‌کنند [۵]. سیستم کنترل مختلط، علیرغم عملکرد و کارایی مناسب‌تر (در مقایسه با سیستم‌های کنترل فعال و غیرفعال)، نیازمند هزینه بیشتری هستند.

## ۲-۳ سیستم‌های میراگر جرمی تنظیم شده

یک میراگر جرمی تنظیم شده (TMD) شامل جرم، فنر و یک میراگر است که به سازه جهت کاهش پاسخ دینامیکی متصل می‌گردد. فرکانس میراگر به فرکانس سازه به گونه‌ای تنظیم می‌شود که سازه در آن فرکانس تحریک شده و میراگر در فاز مخالف شروع به ارتعاش نماید که بدین نحو انرژی بوسیله نیروی اینرسی میراگر که به سازه اعمال می‌گردد، کاهش می‌یابد.

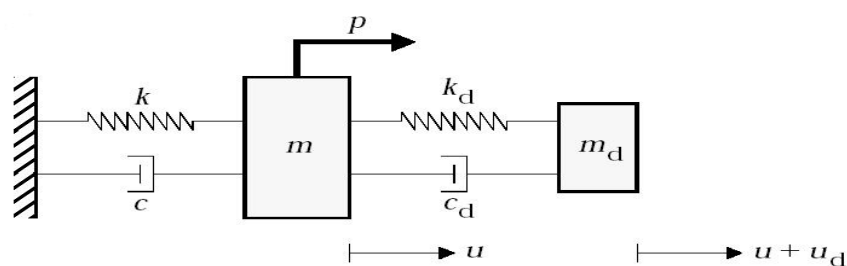
میراگر جرمی تنظیم شده بوسیله سیستم دو جرمی در شکل (۲-۱) نشان داده شده است. زیرنویس  $d$  به میراگر جرمی تنظیم شده مربوط است و سازه، به سازه یک درجه آزادی ایده‌آل سازی شده است.

$$\omega^2 = \frac{k}{m} \quad (1-2)$$

$$c = 2\xi\omega m \quad (2-2)$$

$$\omega_d^2 = \frac{k_d}{m_d} \quad (3-2)$$

$$c_d = 2\xi_d\omega_d m_d \quad (4-2)$$



شکل ۱-۲ سیستم SDOF-TMD

معادله حرکت به صورت زیر خواهد بود:

$$(1 + \bar{m})\ddot{u} + 2\xi\omega\dot{u} + \omega^2 u = \frac{p}{m} - \bar{m}\ddot{u}_d \quad (5-2) \text{ جرم اصلی}$$

$$\ddot{u}_d + 2\xi_d\omega_d\dot{u}_d + \omega_d^2 u_d = -\ddot{u} \quad (6-2) \text{ جرم تنظیم شده}$$

هدف از اضافه کردن میراگر وزنی، محدود کردن حرکت سازه تحت یک تحریک مشخص است. طراحی میراگر وزنی شامل تعیین جرم، سختی و ضریب میرایی است. مقدار تخمینی نزدیک به مقدار بهینه برای فرکانس میراگر، فرکانسی برابر فرکانس سازه می‌باشد.

$$\omega_d = \omega \quad (7-2)$$

این مقدار برای نشان دادن مراحل طراحی انتخاب شده است. سختی متناظر با این فرکانس به صورت زیر است:

$$k_d = \bar{m}k \quad (۸-۲)$$

رابطه (۷-۲) پریود میراگر را با پریود غالب سازه، هماهنگ می‌کند. با اعمال یک بار تناوبی خواهیم داشت:

$$p = \dot{p} \sin \Omega t \quad (۸-۲)$$

که پاسخ سیستم به وسیله روابط زیر بدست خواهد آمد:

$$u = \hat{u}(\sin \Omega t + \delta_1) \quad (۱۰-۲)$$

$$u_d = \hat{u}_d(\sin \Omega t + \delta_1 = \delta_2) \quad (۱۱-۲)$$

که مقدار  $\delta$  و  $\hat{u}$  مقادیر بزرگنمایی دامنه و جابجائی فاز را مشخص می‌کنند. مقدار بار بحرانی حالتی است که پدیده تشدید اتفاق بیفتد ( $\omega = \Omega$ ). حل این حالت به صورت زیر می‌باشد:

$$\hat{u} = \frac{\dot{p}}{\bar{m}k} \sqrt{\frac{1}{1 + \left(\frac{2\xi}{\bar{m}} + \frac{1}{2\xi_d}\right)^2}} \quad (۱۲-۲)$$

$$\hat{u}_d = \frac{1}{2\xi_d} \hat{u} \quad (۱۳-۲)$$

$$\tan \delta_1 = -\left[\frac{2\xi}{\bar{m}} + \frac{1}{2\xi_d}\right] \quad (۱۴-۲)$$

$$\tan \delta_2 = -\frac{\pi}{2} \quad (۱۵-۲)$$

باید توجه کرد که پاسخ جرم تنظیم شده ۹۰ درجه با فاز پاسخ جرم اصلی تفاوت دارد. این تفاوت فاز باعث کاهش انرژی بوسیله جرم میراگر می‌گردد. پاسخ برای حالت بدون میرائی بصورت زیر است:

$$\hat{u} = \frac{\dot{p}}{k} \left(\frac{1}{2\xi}\right) \quad (۱۶-۲)$$

$$\delta_1 = -\frac{\pi}{2} \quad (۱۷-۲)$$

که برای مقایسه این دو حالت، می‌توان رابطه (۲-۱۶) را به صورت میرائی معادل نوشت:

$$p\hat{u} = \frac{\dot{p}}{k} \left( \frac{1}{2\xi_e} \right) \quad (2-18)$$

که در آن:

$$\xi_e = \frac{\bar{m}}{2} \sqrt{1 + \left( \frac{2\xi}{m} + \frac{1}{2\xi_e} \right)^2} \quad (2-19)$$

رابطه (۲-۱۹) رابطه توزیع پارامترهای میرائی را به میرائی کل نشان می‌دهد. با افزایش نسبت جرم، میرائی افزایش می‌یابد. با افزایش میرایی نیز همانند جرم، محدودیتی عملی بر جابجائی نسبی میراگر وجود دارد. انتخاب طرح نهایی، نیازمند ترکیب بین این دو محدودیت است.

## ۲-۴ تاریخچه میراگرهای جرمی

در مورد میراگرهای جرمی تحقیقات زیادی صورت گرفته است. اغلب این تحقیقات مربوط به مطالعه پارامتریک بررسی اثر میراگر بر پاسخ و یا تعیین محل و مشخصات بهینه میراگر جرمی برای رسیدن به حداکثر کاهش پاسخ لرزه‌ای است.

تحقیقات مربوط به سیستم‌های یک درجه آزادی دارای میرائی نیز بوسیله محققان زیادی از جمله واربرتون (۱۹۸۰)، تاسی و لین (۱۹۹۳) و رندال و همکاران (۱۹۸۲) انجام پذیرفته است. در کشور ما نیز بر روی این مقوله پژوهش‌های مختلفی صورت پذیرفته است. رحیمیان و همکاران در سال ۱۳۸۵ به بررسی لرزه‌ای سازه‌ها با میراگر جرمی پرداختند [۷]. آنها میزان تأثیر استفاده از میراگر جرمی تنظیم شده را در بهبود پاسخ سه قاب ۳، ۹ و ۲۰ طبقه مورد مطالعه قرار دادند. نتایج مطالعات آنها نشان داد که این میراگر در کاهش پاسخ تغییرمکانی سازه‌ها مؤثر بوده و میزان این تأثیر در سازه‌های بلندتر بیشتر است. حق‌اللهی و عباسی طرئی در سال ۱۳۹۱ بررسی اثر نحوه و محل قرارگیری میراگر جرمی تنظیم‌شده (TMD) در ساختمان‌های بلندمرتبه را مورد بررسی قرار دادند [۶]. بدین منظور یک قاب فولادی ۲۵ طبقه (سیستم قاب خمشی به همراه مهاربند

هم‌محور فولادی) بررسی شده است. آنالیز تاریخچه زمانی تحت سه شتاب‌نگاشت و برای حالات مختلف توزیع جرم انجام شده است. نتایج تحلیل‌های مختلف نشان می‌دهد که با توزیع جرم میراگر در طبقات، علاوه بر کاهش پاسخ سازه در طبقات بالایی، پاسخ سازه در طبقات پایینی نیز کاهش پیدا می‌کند.

در سال ۱۳۹۱، آخوندزاده و همکاران به بررسی الگوریتم فعال در سازه‌های مجهز به میراگر جرمی تنظیم‌شده (TMD) پرداختند [۸]. در این مقاله میزان تأثیر استفاده از میراگر جرمی تنظیم‌شده با مد اول در حالت‌های فعال و غیرفعال، در بهبود پاسخ لرزه‌ای دو سازه ۸ و ۱۰ طبقه مورد بررسی قرار گرفته است. در مدل مورد بررسی جرم هر طبقه در ارتفاع سقف به‌صورت متمرکز فرض شده و مکان میراگر در طبقه آخر است. نتایج حاصل از انجام تحلیل تاریخچه زمانی با ۷ رکورد زلزله هم‌پایه شده، مورد مقایسه قرار گرفته است. نتایج نشان می‌دهند که TMD در کاهش پاسخ سازه‌ها مؤثر است و میزان تأثیر کنترل در حالت فعال بیشتر بوده است. در انتها در مورد اثر انتخاب رکورد در این نتیجه‌گیری توضیح داده شده است.

همچنین برای تعیین موقعیت بهینه میراگر جرمی، مطالعه‌ای توسط اسدپور و همکاران در سال ۱۳۹۳ انجام شد [۹]. بدین منظور، سازه‌های فولادی ۳، ۷ و ۱۵ طبقه که دربرگیرنده پیوندهای طبیعی مختلف می‌باشند در نرم‌افزار ETABS به روش تنش مجاز طراحی گردیده و به همراه سیستم میراگر جرمی تنظیم‌شده با مقاطع به‌دست‌آمده از طراحی در نرم‌افزار اجزا محدود Opensees مدل‌سازی شده و تحت شتاب‌نگاشت‌های مختلف قرار گرفته است. پس از انجام آنالیزهای دینامیکی متعدد بر روی مدل‌های با ترکیبات مختلف میراگرهای جرمی تنظیم‌شده در پلان بام، نتایج حاصل از ترکیبات مختلف قرارگیری در جهت کاهش پاسخ لرزه‌ای سازه‌های موردنظر مقایسه شده و بهینه‌ترین موقعیت در قرارگیری میراگرهای جرمی تنظیم‌شده بر اساس معیار کاهش دریافت طبقات مشخص گردیده است.

با بررسی مطالعات پیشین در زمینه میراگر جرمی مشخص مشاهده می‌شود که مطالعات پارامتریک و نظری زیادی در این زمینه انجام شده ولی مطالعات احتمالاتی در این زمینه محدود است. از معدود مطالعات احتمالاتی در این زمینه می‌توان به پژوهش دبارما و دنبات در سال ۲۰۰۸ اشاره کرد [۱۰]. آنها به بررسی

طراحی بهینه میراگر جرمی بهینه به لحاظ لرزه‌ای با توجه به عدم قطعیت مشخصات میراگر پرداختند. تحقیق آنها شامل بهینه‌سازی فرکانس و ویژگی‌های میرایی TMD با توجه به پارامترهای نامشخص این سیستم است. به منظور یافتن مقدار بهینه پارامترهای TMD بر اساس قوانین ارتعاشات تصادفی، حداکثر جابجایی سازه‌های ساختمانی سه طبقه به عنوان یک هدف در نظر گرفته شده است.

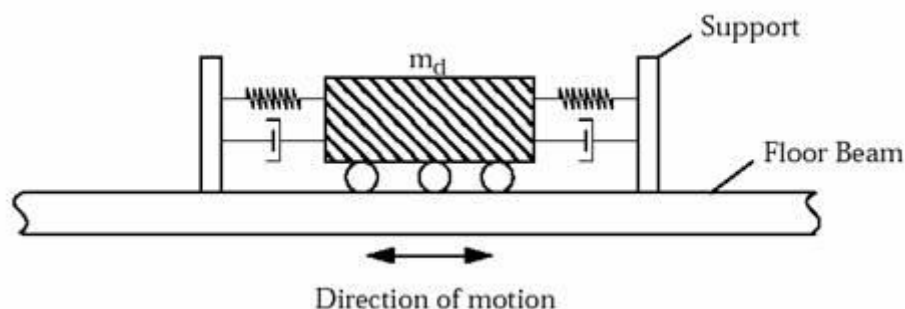
ناطقی و تربعلی در سال ۲۰۱۵ اثر میراگر جرمی را بر پاسخ لرزه‌ای قاب ساختمانی با در نظر گرفتن ویژگی‌های عدم قطعیت ساختاری بررسی کردند. در این مطالعه، به منظور بررسی پاسخ احتمالاتی قاب‌های فولادی مقاوم خمشی مجهز به TMDs، احتمال شکست ساختار به واسطه آسیب تجمعی طبقات مورد مطالعه قرار گرفته است. آسیب هر یک از طبقات به وسیله شاخص آسیب تجمعی عناصر ساختاری محاسبه شده است، که این محاسبه بر اساس رویکرد متوسط وزنی به دست آمده است [۱۱].

## ۲-۵ جرم‌های میراگر تنظیم شونده

ایده استفاده از جرم‌های میراگر تنظیم شونده (TMD) بعنوان مستهلک کننده انرژی سیستم به سال ۱۹۰۹ برمی‌گردد. اولین کاربرد آن در برج مرکزی سیدنی استرالیا انجام گرفت که در آن برای کاهش ارتعاشات باد از یک منبع آب در بالای سازه استفاده شد. جرم‌های میراگر تنظیم شونده یک سیستم ارتعاشی شامل جرم، فنر و میراگر هستند که معمولاً در بالای سازه نصب می‌شوند.

با شروع حرکت سازه (TMD) تحریک شده و شروع به ارتعاش می‌کند در نتیجه انرژی جنبشی مجموعه برابر با مجموع انرژی جنبشی سازه و TMD است، انرژی جنبشی وارده به TMD توسط میراگر مستهلک می‌شود. شکل ۲-۲ ساختار عمومی میراگر جرمی تنظیم شده انتقالی یک جهته را نشان می‌دهد. جرم روی یک تکیه گاه که به عنوان غلتک عمل می‌نماید، قرار می‌گیرد که به جرم اجازه می‌دهد به صورت انتقالی-جانبی نسبت به کف حرکت نماید. فنرها و میراگرها بین جرم و اعضای تکیه گاهی عمودی مجاور قرار می‌گیرند که این اعضای تکیه گاهی نیروی جانبی در فاز مخالف را به سطح کف و سپس به قاب سازه‌ای انتقال می‌دهند.

میراگرهای انتقالی دو جهته به صورت فنر-میراگر در دو جهت عمودی ساخته می‌شوند و امکان کنترل حرکت سازه در دو صفحه عمودی را فراهم می‌آورند. مثال‌هایی از نسخه‌های اولیه مربوط به این نوع میراگر در ادامه توضیح داده می‌شود.



شکل

۲-۲ دیاگرام شماتیک یک میراگر جرمی تنظیم شده انتقالی میراگر جرمی

## ۲-۵-۱ میراگر جرمی برج جان هانکوک<sup>۱</sup>

دو میراگر به برج ۶۰ طبقه جان هانکوک در بوستون اضافه شدند تا پاسخ سازه‌ای در برابر بارگذاری ناگهانی باد کاهش یابد (شکل ۲-۳). میراگرها در دو انتهای (مقابل هم) طبقه پنجاه و هشتم که به اندازه ۶۷ متر جدا شده‌اند، قرار گرفته‌اند که با حرکت خود، حرکت جانبی و پیچشی ناشی از شکل ساختمان را خنثی می‌کنند. هر میراگر ۲۷۰۰ کیلونیوتن وزن دارد و شامل یک جعبه فولادی پرشده با سرب به ابعاد ۲.۵m (طول و عرض) و عمق یک متر می‌باشند که روی یک صفحه فولادی با طول ۹ متر قرار گرفته است. وزن پرشده با سرب، به طور جانبی توسط فنرهای سختی محدود می‌شود که این فنرها نیز به ستون‌های درونی ساختمانی مهار می‌گردند و توسط استوانه‌های سروو-هیدرولیک کنترل می‌گردند و روی یک تکیه گاه هیدرواستاتیکی به جلو و عقب می‌لغزد که این تکیه گاه از یک لایه نازک روغن که به حفرات یک صفحه فولادی تزریق شده تشکیل یافته است. هر وقت که شتاب افقی برای دو سیکل متوالی از ۰.۰۰۳g تجاوز کند، سیستم به طور خودکار فعال می‌گردد. این سیستم توسط Lemessurier Associates/Sci با همکاری MTS System Corp

<sup>1</sup>John Hancock Tower

با هزینه حدود ۳ میلیون دلار طراحی و ساخته شد و انتظار می رود که حرکت جانبی ساختمان را به اندازه ۴۰ تا ۵۰٪ کاهش دهد.



شکل ۲-۳ برج هانکوک

#### ۲-۵-۲ میراگر جرمی برج سیتی کورپ<sup>۱</sup>

میراگر مربوط به سیتی کورپ در منهتن طراحی و ساخته شد (شکل ۲-۴). ارتفاع این ساختمان ۲۷۹ متر می باشد که دارای پیرو (دروه تناوب) اصلی حدود ۵/۶ ثانیه با نسبت میرایی ۱٪ حول هر محور می باشد. TMD به کار رفته در سیتی کورپ که در کف طبقه ۶۳ در نوک سازه قرار گرفته، جرم ۳۶۶ مگاگرم دارد و جرم مودال موثر مود اول آن ۲٪ می باشد و در ضمن ۲۵۰ بار از TMD های موجود در زمان نصب بزرگتر می باشد (شکل ۲-۵). این TMD بدین منظور طراحی شد که به صورت دو محوری در سازه ساختمان با پیرو

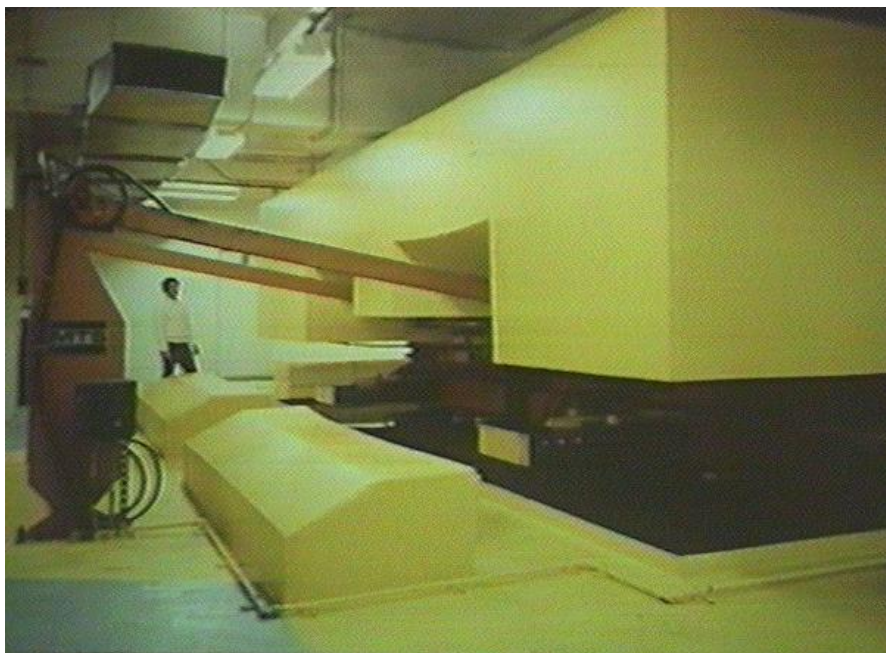
---

<sup>۱</sup>Citycorp Center

کارکردی متغیر  $25/6 \pm 20\%$  ثانیه نوسان نماید و میرایی خطی قابل تنظیم از ۸ تا ۱۴ درصد و تغییر مکان نسبی حداکثر  $\pm 4/1$  متر داشته باشد، در ضمن انتظار می‌رود که میراگر دامنه حرکتی ساختمان را حدود ۵۰٪ کاهش دهد. این کاهش به افزایش میرایی پایه سازه به ۴٪ مربوط می‌شود. بلوک جرم بتنی حدود ۶/۲ متر ارتفاع دارد و مقطع آن  $1.9m \times 1.9m$  است و توسط یک سری دوازده تایی از تکیه گاه های هیدرولیکی Pressure-balanced با قطر ۶۰ سانتی‌متر نگه داشته می‌شود. در طول کارکرد، تکیه گاه‌ها روغن را از یک پمپ هیدرولیک جداگانه که قادر است به اندازه ۲ سانتی‌متر آن را در بلوک جرمی در مدت زمان کارکردی ۳ دقیقه افزایش دهد، دریافت می‌دارند. هر وقت که شتاب افقی در دو سیکل متوالی از ۰.۰۳g تجاوز کند سیستم میراگر به طور خودکار فعال می‌شود و هر وقت که شتاب ساختمان در هر محور در فاصله زمانی ۳۰ دقیقه از ۰.۰۰۷g تجاوز نماید به طور خودکار خاموش می‌گردد. با تخمین Lemessurier هزینه TMD این ساختمان حدود ۵/۱ میلیون دلار است که موجب ذخیره و صرفه جویی تا ۴ میلیون دلار شده است. این هزینه‌ها به ۲۸۰۰ تن فولاد سازه‌ای مربوط می‌شود که برای محدود نمودن تغییر شکل‌ها (در صورت عدم استفاده از TMD) مورد نیاز خواهند بود.



شکل ۲-۴ مرکزیتی کورپ



شکل ۲-۵ میراگر نصب شده مرکزسیتی کورپ

### ۲-۵-۳ میراگر جرمی برج ملی کانادا<sup>۱</sup>

دکل مخابراتی فولادی ۱۰۲ متری در بالای برج ملی کانادا در تورنتو (با ارتفاع ۵۵۳ متر با آنتن مخابرات) نیازمند دو میراگر سربی بود که از حرکات اضافی آنتن در برابر تحریک باد جلوگیری بعمل آورد (شکل ۲-۶). سیستم میراگر شامل دو حلقه فولادی به شکل دونات با عرض ۳۵ سانتی متر و عمق ۳۰ سانتی متر و قطر ۴/۲ و ۳ متر می باشد که در ارتفاع ۴۸۸ و ۵۰۳ متری قرار گرفته است. هر حلقه ۹ تن سرب را نگهداری می نماید که با ۳ تیر فولادی که به کناره های آنتن متصل شده اند حمایت و نگهداری می گردد. ۴ اتصال تکیه گاهی که در همه جهات می چرخند حلقه ها را به تیرها متصل می کنند. به علاوه، ۴ میراگر سیال جداگانه فعال شده هیدرولیکی که به کناره دکل سوار شده اند و به مرکز هر کدام از اتصالات متصل شده اند انرژی را تلف می نمایند. به محض اینکه حلقه های سربی به سمت جلو و عقب حرکت می کنند سیستم میراگر هیدرولیکی انرژی ورودی را تلف می نماید و پاسخ برج را کاهش می دهد. سیستم میراگر توسط Dressel, Carrier, Nicolet با همکاری

---

<sup>۱</sup>Canadian National Tower

Vibron Acoustics طراحی شد. میراگرها نسبت به مود دوم و چهارم ارتعاشی تنظیم شده‌اند تا بارهای خمشی آنتن را کمینه کنند، مود اول و سوم مشخصات مشابه دارند و سازه بتنی پیش تنیده از آنتن نگهداری می‌نماید و نیازی به میرایی اضافی ندارد.



شکل ۶-۲ برج ملی کانادا

#### ۴-۵-۲ میراگر جرمی چیبا پورت<sup>۱</sup>

این برج که در سال ۱۹۸۶ تکمیل شد، اولین برج در ژاپن بود که با TMD مجهز گردید (شکل ۷-۲). این برج یک سازه فولادی با ارتفاع ۱۲۵ متر و وزن ۱۹۵۰ تن می‌باشد که پلان لوزی شکل با طول ضلع ۱۵ متر دارد. پریودهای مود اول و دوم  $25/2$  و  $51$  ثانیه برای جهت  $X$  و  $7/2$  و  $57$  ثانیه برای جهت  $Y$  می‌باشند. میرایی مود اصلی ۵٪ تخمین زده می‌شود. نسبت‌های میرایی متناسب با فرکانس‌ها برای مودهایی بالاتر در تحلیل فرض شدند.

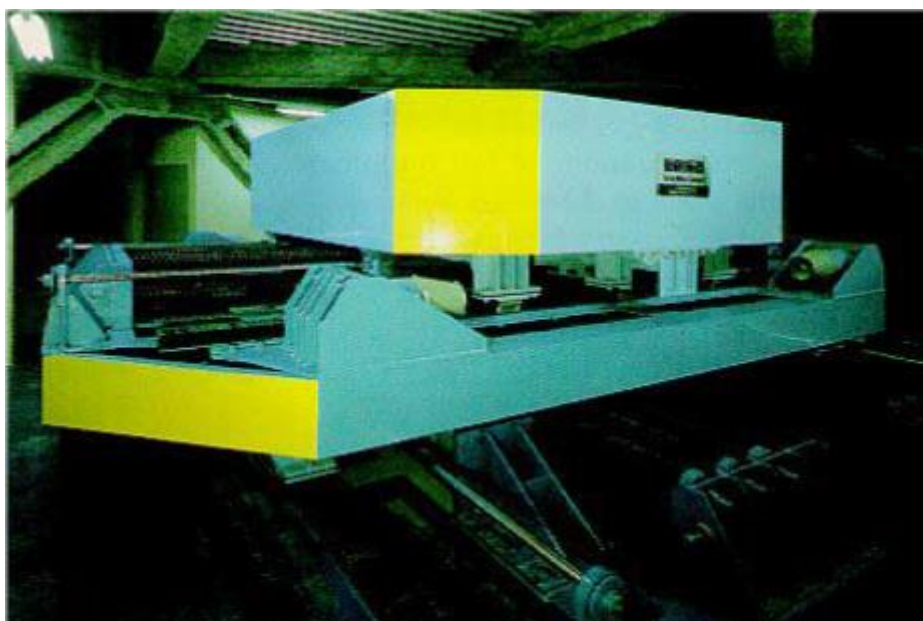
هدف از کاربرد TMD افزایش میرایی مود اول برای هر دو جهت  $X$  و  $Y$  است. شکل ۸-۲ سیستم میراگر را نشان می‌دهد. این TMD توسط شرکت تولیدی Mitsubishi ساخته شد، میراگر، نسبت جرمی (با توجه به جرم مودی مود اول) حدود  $20/1$  در جهت  $X$  و  $1/8$  در جهت  $Y$  دارد، پریود در جهات  $X$  و  $Y$  به ترتیب  $24/2$  و  $72/2$  ثانیه است و نسبت میرایی ۱۵٪ است. حداکثر تغییر مکان نسبی میرگر نسبت به برج حدود  $\pm 1$  در

<sup>۱</sup>Chiba Port Tower

هر جهت می‌باشد. کاهش حدود ۳۰ تا ۴۰٪ در تغییر مکان تلف بالایی و کاهش ۳۰٪ در ممان بیشینه خمشی مورد انتظار است.

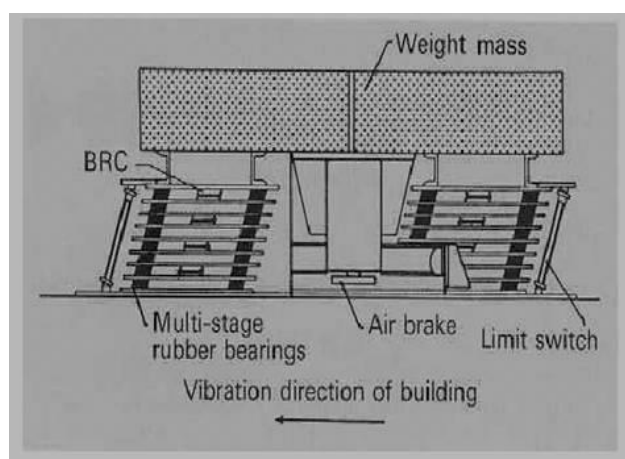


شکل ۲-۷ برج چیبا پورت

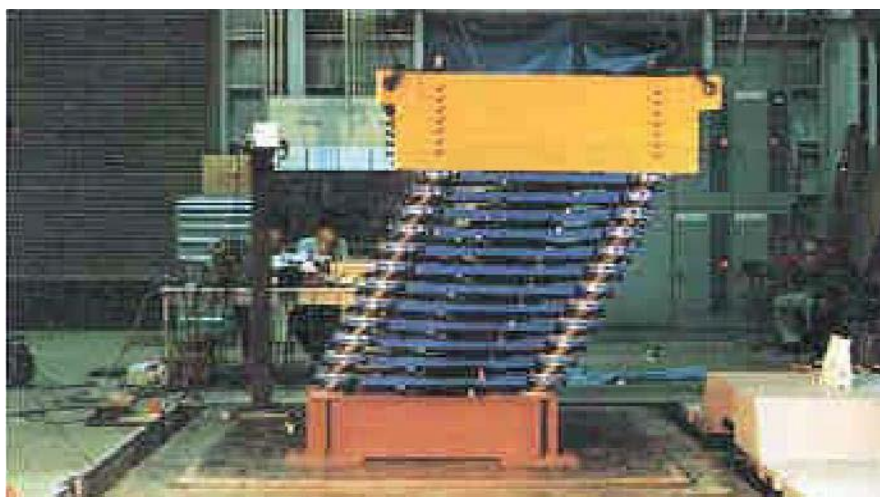


شکل ۲-۸ میراگر جرمی تنظیم شده برای برج Chiha-Port

TMD های نخستین، مکانیزم پیچیده‌ای برای تکیه گاه ها و المان‌های میرایی داشتند. همچنین به طور نسبی سنگین بوده و به طور قابل ملاحظه‌ای فضا اشغال می‌کردند و نیز تا حدودی گران بودند. نسخه‌های اخیر آنها مانند طرح نشان داده شده در شکل ۹-۲ برای کمینه نمودن این محدودیت‌ها طراحی شده اند. این طرح شامل چند تکیه‌گاه لاستیکی الاستومریک بر روی هم سوار شونده است که به عنوان یک فنر برشی عمل می‌نماید و المان‌های (مواد لاستیکی قیری BRC) دارد که قابلیت میرایی ویسکوالاستیک را فراهم می‌آورند. وسیله مزبور کوچک و فشرده است و نیاز به کنترل پیچیده ندارد. این طرح چند جهت می‌باشد و به آسانی روی هم سوار شده و به آسانی اصلاح و تعمیر می‌گردد. شکل ۱۰-۲ یک میراگر با مقیاس کامل را نشان می‌دهد که توسط میز لرزان تحت تاثیر بار (تحریک) دینامیکی قرار گرفته است. یک نمونه واقعی دیگر در شکل ۲-۱۱ نشان داده شده است.



شکل ۹-۲ میراگر با فنر



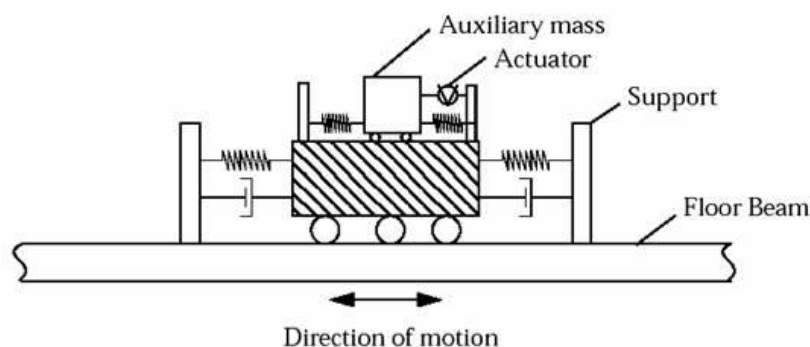
شکل ۱۰-۲ موقعیت تغییر شکل یافته TMD



شکل ۱۱-۲ TMD برج Huis Ten Bosch

موثر عمل کردن یک TMD با افزودن و اتصال یک جرم کمکی و یک عملگر (جک هیدرولیکی پیشرفته) به جرم، افزایش می‌یابد اگر چه، هدایت این جرم با عملگر به نحوی صورت می‌گیرد که پاسخ کلی با پاسخ جرم تنظیم شده در فاز مخالف است. شکل ۱۲-۲ طرح مورد نظر را نشان می‌دهد. علت استفاده از این جرم کمکی، ایجاد یک نیروی اضافی است که نیروی تولید شده توسط جرم تنظیم شده را کامل می‌کند و بنابراین میرایی معادل TMD را افزایش می‌دهد. می‌توان چنین رفتاری را با اتصال مستقیم یک عملگر به جرم تنظیم شده نیز

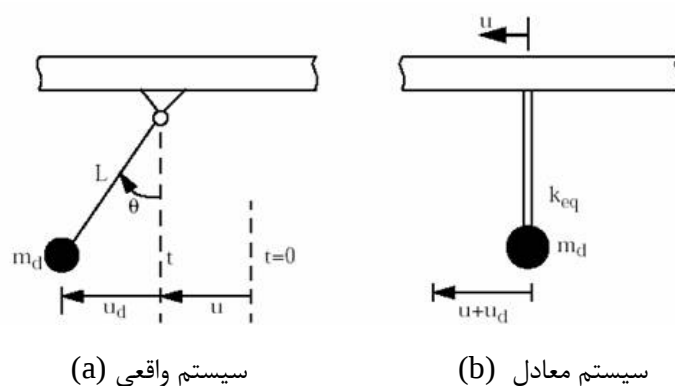
بدست آورد که در این صورت نیاز به استفاده از جرم کمکی از بین می‌رود. از آنجا که عملگر نیاز به یک منبع انرژی بیرونی دارد این سیستم به عنوان (میراگر جرمی تنظیم شده فعال) شناخته می‌شود.



شکل ۲-۱۲ ساختار یک TMD با اتصال یک جرم کمکی

## ۲-۶ میراگر جرمی پاندولی

مشکل مربوط به تکیه گاه‌ها با استفاده از نگهداری جرم با یک سری کابل‌ها برطرف می‌شود که این کابل‌ها به سیستم اجازه می‌دهد که به صورت یک پاندول رفتار نماید. شکل ۲-۱۳ (a) یک پاندول ساده را نشان می‌دهد که به کف متصل شده است. حرکت کف، پاندول را تحریک می‌نماید و حرکت نسبی پاندول یک نیروی افقی ایجاد می‌کند که در خلاف جهت حرکت کف است. این عمل توسط یک سیستم یک درجه آزادی SDOF که به کف متصل شده نشان داده می‌شود (شکل ۲-۱۳ b).



شکل ۲-۱۳ یک TMD ساده پاندولی

معادله حرکت در جهت افقی عبارتست از:

$$T \sin \theta + \frac{w_d}{g} (\ddot{u} + \ddot{u}_d) = 0 \quad (20-2)$$

که در آن  $T$  کشش در کابل می‌باشد. وقتی  $\theta$  کوچک است تقریب زیر به کار می‌رود:

$$u_d = L \sin \theta + \frac{w_d}{g} (\ddot{u} + \ddot{u}_d) = 0 \quad (21-2)$$

$$T \approx w_d$$

با به کار بردن این تقریب، معادله (21-2) به شکل زیر در می‌آید:

$$m_d \ddot{u}_d + \frac{w_d}{L} u_d = -m_d \ddot{u} \quad (22-2)$$

و سختی فنر برشی معادل به صورت زیر است:

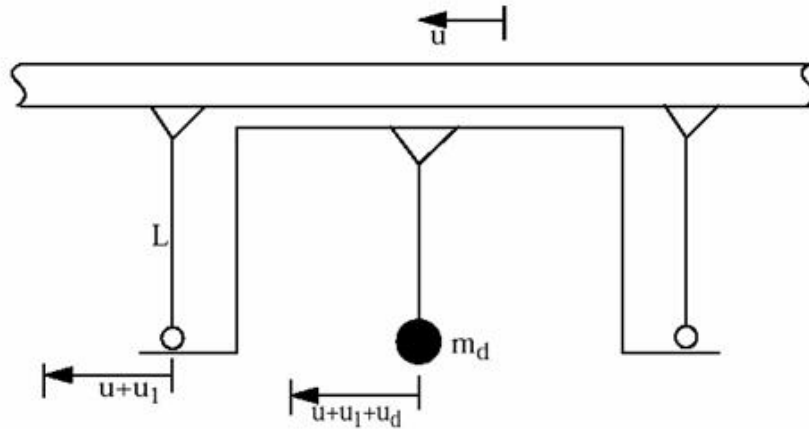
$$k_{eq} = \frac{w_d}{L} \quad (23-2)$$

فرکانس طبیعی پاندول با  $k_{eq}$  با معادله زیر ارتباط پیدا می‌کند:

$$\omega_d^2 = \frac{k_{eq}}{m_d} = \frac{g}{l} \quad (24-2)$$

باتوجه به معادله (24-2) دوره تناوب طبیعی پاندول عبارتست از:

$$T_d = 2\pi \sqrt{\frac{L}{g}} \quad (25-2)$$



شکل ۱۴-۲ پاندول مرکب

ایده میراگر جرمی تنظیم شده پاندولی ساده، یک محدودیت جدی دارد. از آنجا که دوره تناوب به  $L$  وابسته است، طول لازم برای مقادیر بزرگ  $T_d$  ممکن است از ارتفاع معمول طبقه بزرگتر باشد. به عنوان مثال، طول لازم برای  $T_d = 5s$ ،  $2/6$  متر است. در حالیکه ارتفاع طبقه ۴ تا ۵ متر است. این مشکل با استفاده از طرح شکل ۱۴-۲ از بین می‌رود. رابط صلب درونی، حرکت تکیه گاه پاندول را زیاد می‌کند و معادله تعادلی زیر را نتیجه می‌دهد:

$$m_d(\ddot{u} + \ddot{u}_1 + \ddot{u}_d) + \frac{w_d}{L}u_d = 0 \quad (26-2)$$

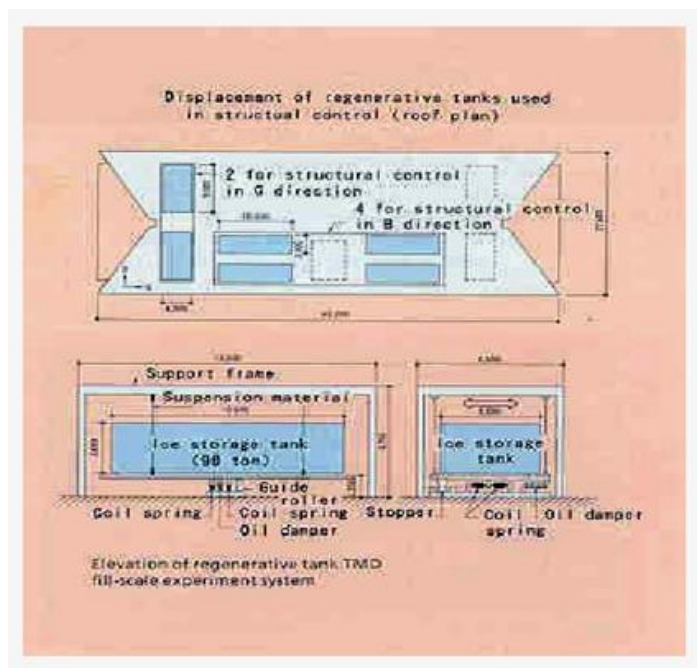
رابط صلب در فاز میراگر حرکت می‌کند و همان دامنه تغییر مکان را دارد. پس با قراردادن  $\ddot{u}_1 = \ddot{u}_d$  در معادله (۲۶-۲) داریم:

$$m_d\ddot{u}_d + \frac{w_d}{2L}u_d = -\frac{m_d}{2}\ddot{u} \quad (27-2)$$

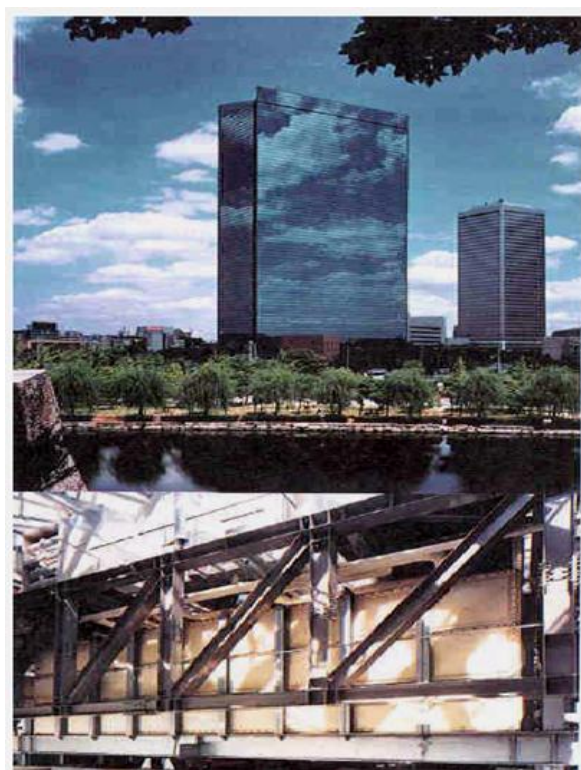
سختی معادل،  $w_d/2L$  است و نتیجه می‌گیریم که طول موثر مساوی  $2L$  می‌باشد. هر رابط اضافی طول موثر را به اندازه  $L$  افزایش می‌دهد. یک مثال از میراگر نوع پاندولی در شکل ۱۴-۲ نشان شده است.

## ۱-۶-۲ میراگرهای جرمی پاندولی برج Crystal

این برج در اوزاکای ژاپن واقع است بلندای آن ۱۵۷ متر است و در پلان ۶۷ متر در ۲۸ متر است (شکل ۲-۱۵). ۴۴۰۰۰ تن وزن دارد و پیروید مبنای آن در جهت جنوبی-شمالی تقریباً ۴ ثانیه می‌باشد و در جهت شرقی-غربی ۳ ثانیه است. یک میراگر جرمی پاندولی تنظیم شده در فاز اولیه طراحی چنان تنظیم شد که حرکات القایی باد در ساختمان را حدود ۵۰٪ کاهش دهد. تعداد ۶ عدد از ۹ عدد خنک کننده هوا و تانکرهای ذخیره گرمایی یخ (هرکدام به وزن ۹۰ تن) از تیرهای کف بالا آویخته می‌شوند و به عنوان جرم پاندول استفاده می‌گردند. تعداد ۴ تانکر طول پاندولی ۴ متر دارند و در جهت شمالی-جنوبی می‌لغزند. دو تانکر دیگر طول پاندولی حدود ۳ متر دارند و در جهت شرقی-غربی می‌لغزند. میراگرهای روغنی متصل شده به پاندول، انرژی پاندول را مستهلک می‌کنند. شکل ۲-۱۶ قرارگیری تانکرهای ذخیره یخ را نشان می‌دهد که به عنوان جرم‌های میراگرها استفاده شده‌اند.



شکل ۲-۱۵ میراگر پاندولی برج crystal



شکل ۲-۱۶ تانکر ذخیره سازی یخ برج کریستال

یک نسخه اصلاح شده از میراگر پاندولی در شکل ۲-۱۷ نشان داده شده است. نیروی دوباره ذخیره شونده که توسط کابل‌ها تامین می‌شود، توسط انحنای سطح تکیه گاه تولید می‌شود و همین انحنا به جرم اجازه می‌دهد که در این سطح بغلتد. حرکت قائم وزن به یک انرژی ورودی نیاز دارد. با فرض اینکه اندازه آن کوچک است، معادلات برای حالتی که سطح دایروی است، مشابه معادلات پاندول متداول با طول کابل  $L$  می‌باشند که در آن با شعاع سطح  $R$  باید جایگزین شود.



باشند. گرچه نمی‌توان به صورت مطلق از نوسان ساختمان جلوگیری نمود، اما حداقل می‌شود میزان تاب خوردن و نوسان را کاهش داد تا برای ساکنین و مسافری داخل کابین آسانسورها حالت دریازدگی بوجود نیاید، چون در حالت دریازدگی، بروز حالت دل بهم خوردگی و تهوع اجتناب ناپذیر است. کابین آسانسورهای این آسمانخراش بزرگ و بلند مجهز به سیستم کنترل فشار آتمسفر جهت جلوگیری از صدمه دیدن گوش می‌باشد، اما مشکل نوسان و حرکت پاندولی برج مسئله دیگری است. وقتی از مهندسین طراح آسمانخراش تایپه ۱۰۱ در رابطه با مشکلات و حالاتی که برای ساکنین و مخصوصاً سرنشینان آسانسور در زمان بروز گردبادها و طوفان‌ها پرسیده شد، آنها جواب دادند: آیا تابحال سعی کرده‌اید داخل اتوبوسی در حال حرکت سوپ بخورید؟ در زمان بروز طوفان و بادها که منجر به نوسان آسمانخراش می‌گردد چنین حالتی ایجاد می‌شود. لذا طراحان قبل از اینکه ساختمان تایپه ۱۰۱ ساخته شود مشکلاتی را که ساختمان‌های بلند با آن مواجه بوده‌اند مانند تاب خوردن و نوسانات ساختمان را شناسایی نموده و برای مقابله با این مشکل اساسی چاره اندیشی کرده‌اند. راز برطرف کردن این مشکل در کره فولادی به وزن ۶۶۰ تن که در بین طبقه ۸۷ تا ۹۲ «تایپه ۱۰۱» به ۱۶ بازوی فولادی آویخته شده است، می‌باشد (شکل ۲-۲۰ تا ۲-۲۲). ایده استفاده از دمپر که سابقه طولانی دارد، در این وضعیت به کمک طراحان آسمانخراش آمد. مکمل این دمپر غول پیکر نیز دو دمپر کوچکتر که وزن هر کدام حدود ۶ تن است، نیز در بالای آسمانخراش قرار دارد.

در قسمت زیرین گوی با استفاده از ۸ کمک فنر بزرگ حرکت های این توپ فولادی کنترل می‌شود، چیزی شبیه کارکرد کمک فنرهای خودرو، هنگامی که در اثر نوسانات ساختمان توپ فولادی غول پیکر شروع به حرکت می‌کند، کمک فنرها نیروی موجود را خنثی می‌نمایند (شکل ۲-۲۳).

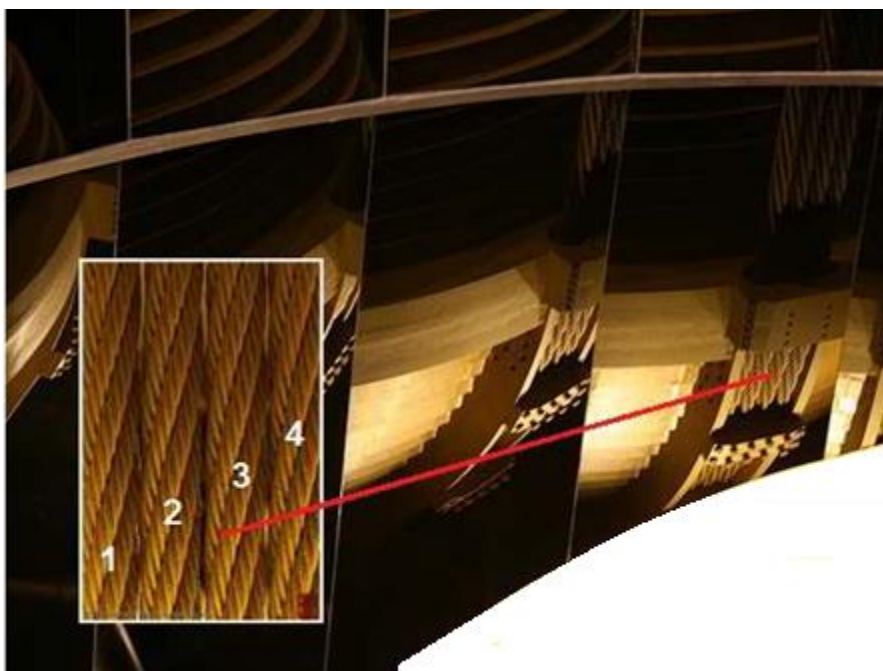
این پاندول غول پیکر تعادل ساختمان را در برابر زلزله‌های بسیار شدید و طوفان‌های مهیب که در این منطقه امری عادی و همیشگی است، حفظ می‌کند. سرعت بعضی از طوفان‌های این منطقه بیش از ۲۵۰ کیلومتر در ساعت است و گاهی در این منطقه در هر سال ۲۰۰ زمین‌لرزه رخ می‌دهد [۱۲].



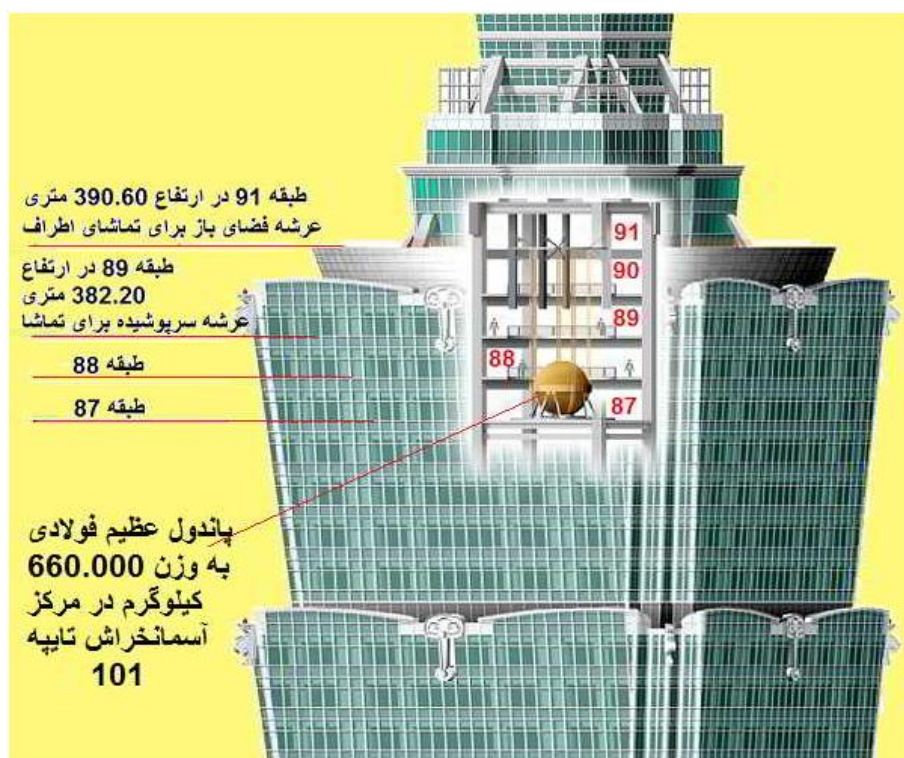
شکل ۱۹-۲ برج تایپه ۱۰۱



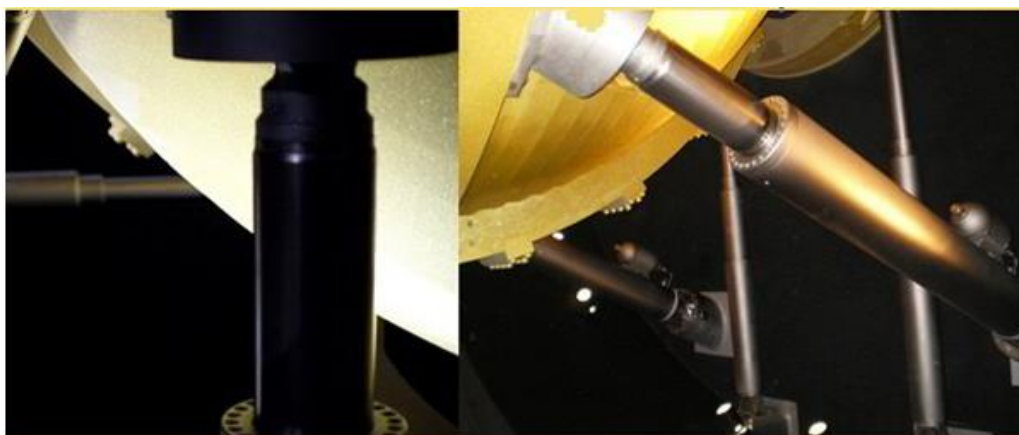
شکل ۲۰-۲ میراگر پاندولی جرمی به کار برده شده در تایپه ۱۰۱



شکل ۲۱-۲ سیم بکسل بسیار ضخیم نگهدارنده گوی میراگر جرمی پاندولی



شکل ۲۲-۲ پاندول میراگر استفاده شده در تایپه ۱۰۱ برای جلوگیری از جابجایی بیش از اندازه برج



شکل ۲-۲۳ کمک فنرهای بسیار بزرگ برای مهار گوی غول پیکر آهنی

این آسمانخراش از سال ۲۰۰۴ تا ۲۰۱۰ بلندترین برج جهان بود که این لقب با افتتاح برج خلیفه دبی از آن گرفته شد. این برج علاوه بر ۱۰۱ طبقه بالای زمین، دارای ۵ طبقه زیر زمین است. این آسمانخراش به گونه‌ای ساخته شده است که توانایی تحمل طوفان‌ها و زمین لرزه‌های قوی را داشته باشد. گفته می‌شود این ساختمان می‌تواند بادهایی با سرعت ۶۰ متر بر ثانیه و بزرگترین زلزله‌هایی که در یک چرخه زمانی ۲۵۰۰ سالی رخ می‌دهد را تحمل کند. آسمانخراش‌ها باید علاوه بر داشتن قابلیت انعطاف پذیری در مقابل بادهای و زلزله‌ها برای جلوگیری از آسیب سازه بتوانند از صلبیت کافی برخوردار باشند تا هم احساس امنیت ساکنین را فراهم کنند و هم از تخریب شیشه‌ها و دیوارهای پرده‌ای و دیگر امکانات برج جلوگیری شود. برای رسیدن به این مهم، ۳۶ ستون برج تایپه ۱۰۱ را پشتیبانی می‌کنند که از این ۳۶ ستون، ۸ تای آنها ابر ستون‌هایی هستند که با بتن ۱۰۰۰۰ PSI ساخته شده‌اند. پی این برج از ۳۸۰ شمع که هر کدام به عمق ۸۰ متری زمین فرستاده شده‌اند تشکیل شده است. در واقع این شمع‌ها بیش از ۳۰ متر در داخل سنگ بستر زمین داخل شده‌اند. هر کدام از این شمع‌ها قطری برابر ۱/۵ متر دارد و می‌تواند به تنهایی ۱۰۰۰ تا ۱۳۲۰ تن را تحمل کند.

استحکام این برج در تاریخ ۳۱ مارس ۲۰۰۲ (در زمان ساخت این برج) زمانی که زلزله‌ای به بزرگی ۶/۸ ریشتر تایپه را لرزاند ثابت شد. پس از زلزله با بررسی‌های انجام شده معلوم شد هیچ خسارتی به سازه وارد نشده است و ساخت برج به روند عادی ادامه یافت.

هزینه ساخت این پاندول میراگر ۴ میلیون دلار آمریکا بوده است. این دمپر برای جلوگیری از تکان خوردن بیش از اندازه برج در زمان لرزه‌های ناشی از زلزله و باد در نظر گرفته شده است. ارتفاع این کره فولادی ۵,۵ متر است. همچنین دو میراگر کوچکتر هر کدام به وزن ۶ تن در بالای برج قرار داده شده‌اند. ساخت تاپیه ۱۰۱ بین سال‌های ۱۹۹۹ تا ۲۰۰۴ میلادی انجام شد.

در این سیستم از خاصیت اینرسی استفاده می‌شود که در تمام مواد وجود دارد، یعنی اگر جسمی در حال سکون قرار دارد، تمایل دارد در همان حالت باقی باشد. طراحان آسمانخراش تاپیه ۱۰۱ از این قانون برای رفع مشکل تاب خوردن و نوسان برج به نحو مطلوب و با قرار دادن تجهیزات عظیم و سنگین در قلب آسمانخراش استفاده کرده‌اند، ضمن اینکه از این پدیده جالب برای جذب توریست از سرتاسر جهان استفاده بهینه می‌کنند. این ساختمان در محلی ساخته شده که ارتفاع آن در مقایسه با بلندترین ساختمان بعد از خود نزدیک به دو برابر است. یک خط گسل در فاصله ۶۶۰ فوتی این برج وجود دارد اما طراحان در مورد آن نگرانی خاصی ندارند، زیرا این گسل هر ۴۵۰۰۰ سال یک بار فعال می‌شود. علاوه بر این، ساختمان توانایی تحمل زلزله‌های بسیار قوی یعنی بالاتر از ۷ ریشتر و همین‌طور بزرگترین طوفان با دوره بازگشت صد سال را دارد. این دمپر حدود ۴۰ درصد از حرکات ساختمان را کاهش می‌دهد.

## ۲-۷ میراگرهای جرمی دوگانه

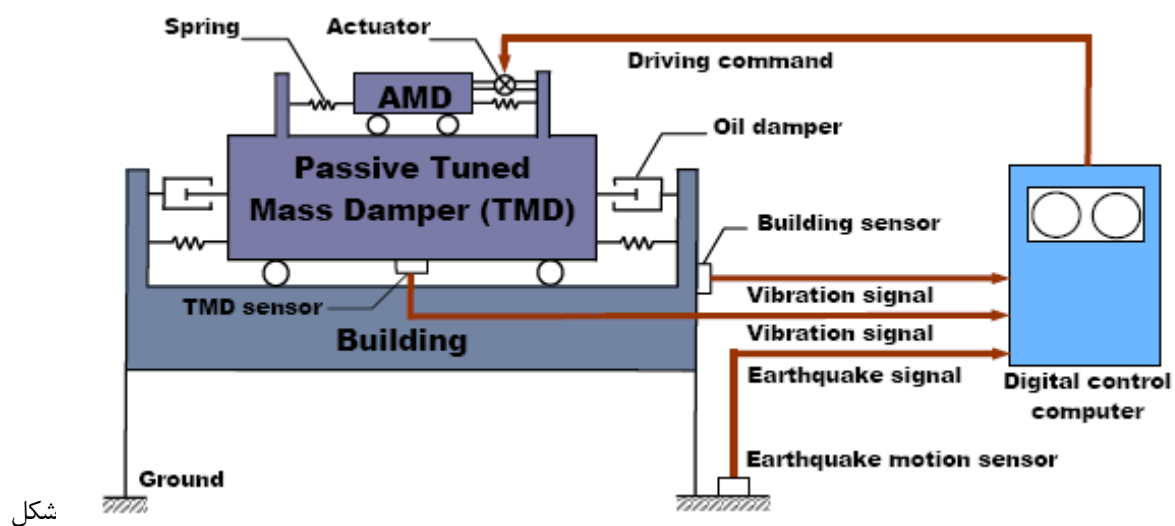
متداول‌ترین نوع سیستم‌های ترکیبی دوگانه، میراگرهای جرمی دوگانه (HMD) هستند که از ترکیب TMD با یک القاگر فعال حاصل می‌شوند. این سیستم بیشتر بر حرکت طبیعی TMD تکیه دارد و نیروی القاگر فقط برای افزایش کارایی و به منظور کاهش پاسخ ارتعاشی سازه، تحت شرایط مختلف بارگذاری بکار می‌رود (شکل ۲-۲۴).

در یکی از انواع HMD ها (Active-Passive Tuned Mass Damper, APTMD) که در سال ۱۹۹۴ توسط Ohnri ساخته شد، یک AMD بر روی یک TMD نصب می‌شود (شکل ۲-۲۵). در طول حرکت سازه، جرم AMD خلاف جهت حرکت TMD حرکت می‌کند، بنابراین حرکت دستگاه غیرفعال را شدت می‌بخشد. وقتی

تغییر مکان‌های سازه متوقف شد، AMD با نیرویی که توسط القاگر تأمین می‌شود حرکات اضافی TMD را متوقف می‌کند. این استراتژی کنترل در سال ۱۹۹۳ در ساختمان Ando Nishikicho در ژاپن بکار گرفته شده است.



شکل ۲-۲۴ میزگرهای HMD نصب شده در برج Shinsuku Park



شکل

۲-۲۵ میزگر مختلط APTMD

## ۸-۲ سیستم میراگر با جرم فعال

سیستم میراگر با جرم فعال (AMD)، شکل اصلاح شده‌ای از TMD است که در آن یک جرم اضافی به همراه یک عملگر به سیستم اولیه متصل می‌گردد. با تحریک جرم اضافی توسط عملگر، یک نیروی مضاعف در سیستم بوجود می‌آید که مکمل نیروی تولید شده توسط جرم هماهنگ شده بوده و در نتیجه، سبب افزایش میرایی معادل TMD می‌گردد. از آنجا که برای تحریک جرم اضافی، نیاز به نیروی خارجی می‌باشد، این سیستم در رده سیستم‌های کنترل فعال قرار می‌گیرد. از این سیستم نیمه‌فعال جهت کاهش ارتعاشات ناشی از باد استفاده می‌شود. ساختار این میراگرها کاملاً شبیه TMD است، با این تفاوت که سطح میرایی آنها می‌تواند تغییر کند. این سیستم عملکرد بهتری نسبت به TMD دارد و کارایی آنرا می‌توان با AMD مقایسه نمود.

## ۹-۲ سیستم جداسازی پایه مختلط

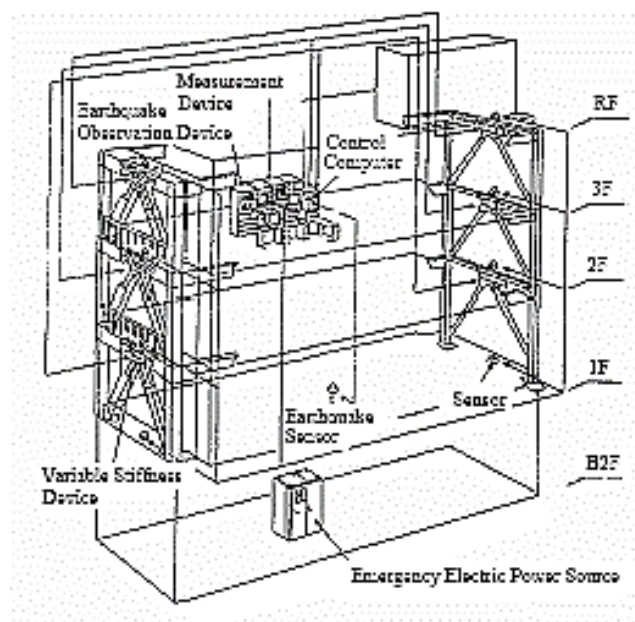
در این سیستم با افزودن یک ابزار کنترل فعال به سازه جداسازی شده (بعنوان ابزار کنترل غیرفعال)، مشکلات تغییرمکان زیاد تکیه‌گاه سیستم جداسازی شده تا حدودی برطرف می‌شود. اگرچه جداسازی پایه، تغییرمکان نسبی بین طبقات و شتابهای سازه‌ای را کاهش می‌دهد، اما باعث افزایش تغییرمکان پایه می‌شود. بنابراین از یک ابزار کنترل فعال برای کاهش این تغییرمکان استفاده می‌گردد.

## ۱۰-۲ میراگر با سختی متغیر

میراگر فعال با سختی متغیر در واقع یک سیستم کنترل برای جلوگیری از پدیده تشدید سازه است که به منظور کاهش انرژی ورودی به ساختمان (ناشی از تحریک خارجی)، با استفاده از اصلاح مداوم سختی ساختمان و بر اساس ماهیت تحریک، طراحی می‌گردد. مزیت قابل توجه این نوع میراگر این است که برای فعال شدن نیاز به اعمال نیروی خارجی بزرگی ندارد.

این سیستم نیمه‌فعال قابلیت آن را دارد که سختی سازه و در نتیجه فرکانس طبیعی آن را اصلاح کند و بدین طریق از بروز شرایط رزونانس جلوگیری کند. این ابزارها در سیستم مهاربندی سازه نصب و در هنگام لزوم

درگیر و یا آزاد می‌شوند تا بدین صورت سختی سازه را تغییر دهند. همانطور که از ابزارهای کنترل نیمه‌فعال انتظار می‌رود، مصرف انرژی آنها بسیار پایین است (حدود ۲۰ وات) و خرابی آنها در هنگام زلزله، به ندرت رخ می‌دهد. شکل (۲-۲۶) نمونه‌ای از بکارگیری این دستگاهها را بر روی مرکز تحقیقات Kobori نشان می‌دهد.



شکل ۲-۲۶ بکارگیری میراگرهای با سختی متغیر در ساختمان مرکز تحقیقات Kobori

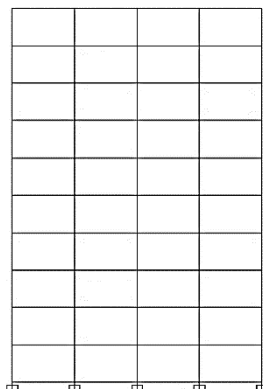
## فصل سوم

### روش مدل سازی و المان ها

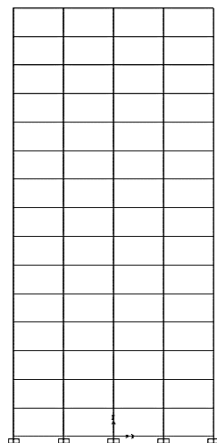
### ۱-۳ مقدمه

در مطالعه حاضر به منظور بررسی احتمال وقوع خرابی در ساختمان‌های فولادی از روش اجزا محدود به کمک نرم افزار OpenSees استفاده شده است. سه سازه فولادی دارای سیستم قاب خمشی ۱۰ و ۱۵ و ۲۰ طبقه با استفاده از نرم افزار SAP2000 مدلسازی، تحلیل و طراحی شده و در گام بعدی به منظور بررسی و تحلیل آن در برابر پتانسیل وقوع احتمال خرابی با نرم افزار OpenSees و ارتباط آن با نرم افزار MATLAB میزان تاثیر وجود میراگر جرمی در سازه‌های بلند بررسی گردیده است. در این فصل به مدلسازی و بررسی المان‌ها پرداخته می‌شود.

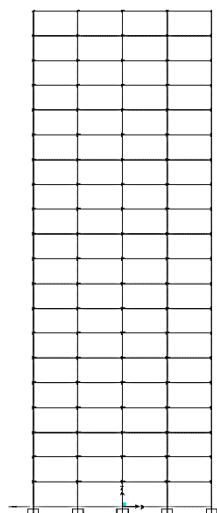
در این مطالعه، ۳ سازه ۱۰، ۱۵ و ۲۰ طبقه مدل شده است. مدل‌ها دو بعدی و از جنس فولادی می‌باشد. نوع قاب‌ها خمشی در چهار دهانه منظم ۵ متری طراحی گردیده اند. ارتفاع تمامی طبقات تیپ و ۳ متر می‌باشد. آیین نامه مورد استفاده برای ضوابط سازه‌های فولادی، بارگذاری و ضوابط لرزه‌ای به ترتیب مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان ایران، مبحث ۶ مقررات ملی ساختمان ایران و آیین نامه ۲۸۰۰ (ویرایش سوم) می‌باشد. سه قاب ۱۰، ۱۵ و ۲۰ طبقه با استفاده از برنامه SAP2000 طراحی و مقطع‌ها منطقی انتخاب شده‌اند (شکل ۳-۱) تا (۳-۳).



شکل ۱-۳ قاب ۱۰ طبقه



شکل ۲-۳ سازه ۱۵ طبقه



شکل ۳-۳ سازه ۲۰ طبقه

### ۲-۳ معرفی نرم افزار OpenSees

در ادامه مدلسازی، جهت انجام تحلیل‌های دینامیکی سازه از نرم‌افزار OpenSees استفاده شده است. این نرم‌افزار، یکی از جامع‌ترین و قدرتمندترین نرم‌افزارهای اجزا محدود مهندسی در رشته عمران می‌باشد که در چند سال اخیر با استقبال زیادی توسط محققین و پژوهشگران مهندسين سازه و زلزله مواجه شده است.

نرم افزار OpenSees یک چهارچوب نرم افزاری شیء گرا برای شبیه سازی کاربردهای مهندسی زلزله با استفاده از روش های اجزا محدود است. OpenSees یک نرم افزار کد باز است که قابلیت تبدیل شدن به یک کد عمومی برای مهندسين زلزله را دارا می باشد. علاوه براین، OpenSees یک مکانیسم ارتباطی در پایگاه PEER برای تبادل و ساخت مبتنی بر تحلیل می باشد. مفاهیم اساسی برنامه با استفاده از مفسر این برنامه قابل توجیه است. مفسر یک فرم گسترش یافته از زبان متنی TCL می باشد. مفسر برای انجام عملیات تحلیل اجزا محدود دستورات لازم را به TCL اضافه می کند. هریک از این دستورها همراه با یک روش برنامه ++C است. این دستورها عبارتند از:

- مدل سازی: گره ها، المان ها، بارگذاری و قیود را ایجاد می کند؛
  - تحلیل: روند انجام و نوع تحلیل را مشخص می کند؛
  - خروجی: مشخص می کند که کاربر در حین تحلیل می خواهد چه مواردی را کنترل کند.
- از ویژگی های نرم افزار OpenSees دارا بودن کتابخانه ای از انواع مصالح و المان ها است که ابزاری قدرتمند برای شبیه سازی عددی سیستم های سازه ای به شمار می آید. همچنین انواع مدل های خطی و غیرخطی سازه ای و ژئوتکنیکی در OpenSees امکان پذیر است. انواع شبیه سازی ها از قبیل تحلیل استاتیکی غیرخطی پوش آور، تحلیل دینامیکی غیر خطی تاریخچه زمانی، تحلیل دینامیکی افزایشی و ... در این نرم افزار امکان پذیر است [۱۳-۱۶].

### ۳-۳ ایجاد مدل های غیرخطی برای شبیه سازی فروپاشی در سازه

از آنجا که پیکربندی مدل های اصلی مبنا با در نظر گیری ویژگی هایی ایجاد شدند که باید از طریق شبیه سازی فروپاشی غیرخطی بررسی شوند، ایجاد مدل های غیرخطی و طرح های اصلی سیستم سازه ای امری بهم پیوسته هستند. ایجاد مدل غیرخطی شامل آماده سازی موارد زیر است:

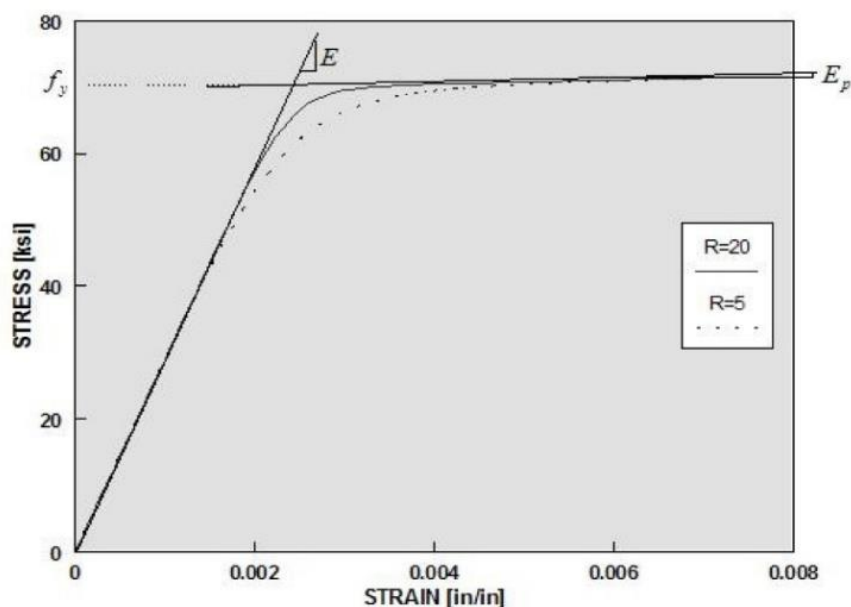
(۱) طرح‌های نمونه مینا که پیکربندی‌های مبنایی هستند با استفاده از نیازهای طراحی برای سیستم مقاوم لرزه‌ای پیشنهادی که به تفضیل بررسی می‌شوند، (۲) مدل‌های نمونه مینا که مدل ریاضی ایده آلی از طرح‌های نمونه مینا هستند (برای شبیه‌سازی فروپاشی سازه در تحلیلهای دینامیک و استاتیک غیرخطی بکار می‌روند) [۳].

### ۱-۳-۳ ایجاد هندسه مدل

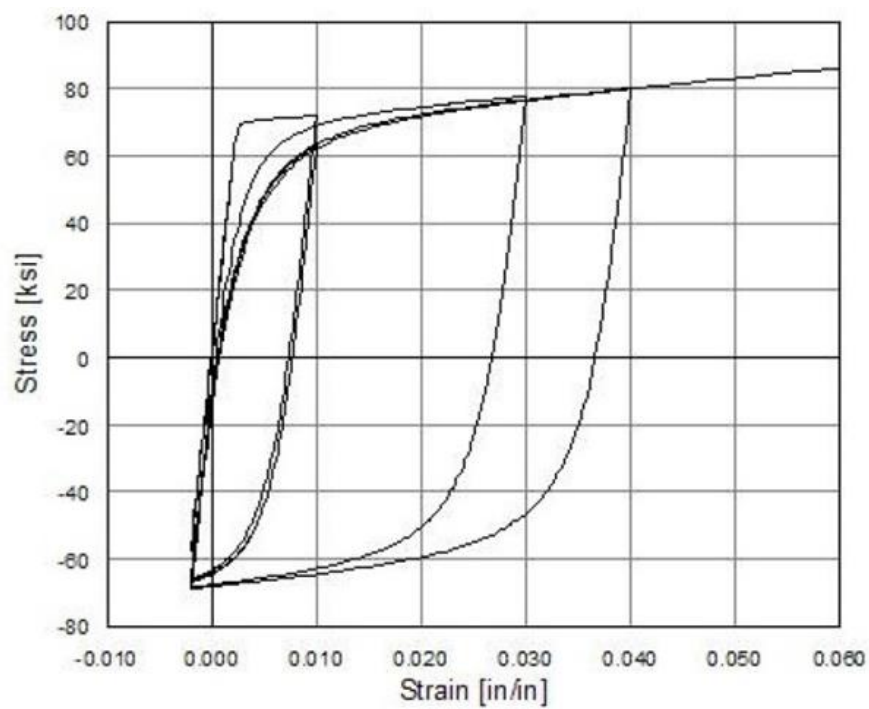
مدلسازی و ایجاد هندسه اولین گام در شبیه‌سازی مدل‌های سازه‌ای به کمک نرم افزار اجزا محدود OpenSees می‌باشد. برای این منظور می‌بایست ابتدا دستور model Basic Builder نوشته شود تا بتوان از دستورات دیگر مانند ایجاد گره، المان و... استفاده نمود. بوسیله دستور node در برنامه، مختصات به هر گره خاص در مدل نسبت داده شده و مدل سازه‌ای گره‌ها در مختصات کلی ساخته می‌شود.

### ۲-۳-۳ تعریف خصوصیات مصالح

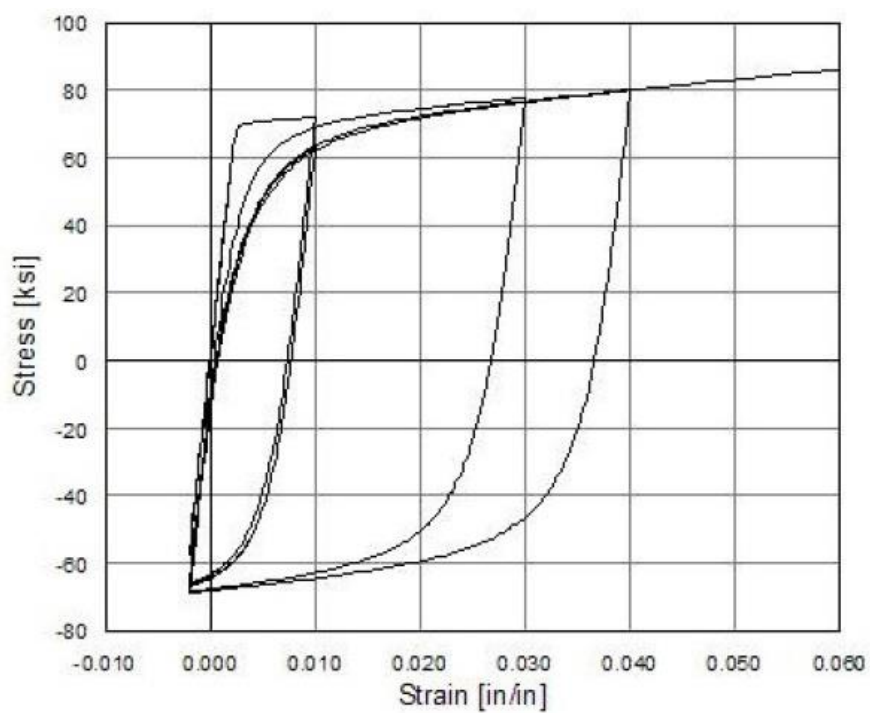
برای اختصاص دادن مصالح به مقاطع ستون‌ها و تیرها از دستور uniaxial Material Steel02 استفاده شده است. مدل رفتاری این مصالح در شکل‌های (۳-۴) تا (۳-۷) نشان داده شده است.



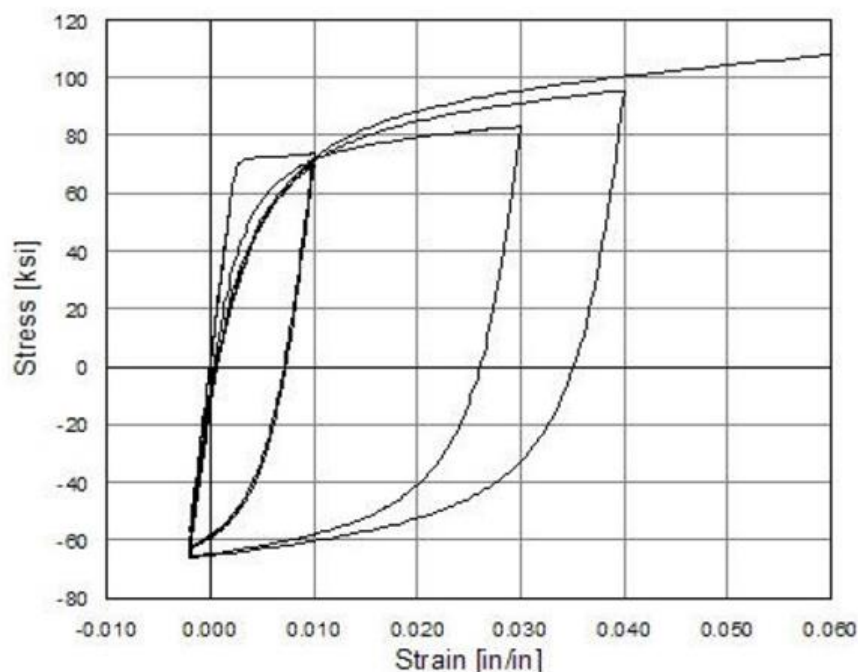
شکل ۳-۴ منحنی تنش کرنش مصالح steel 02



شکل ۳-۵ مدل رفتار چرخه ای steel 02 بدون سخت شوندگی ایزوتروپیک



شکل ۳-۶ مدل رفتار چرخه ای steel02 با سخت شوندگی ایزوتروپیک در فشار

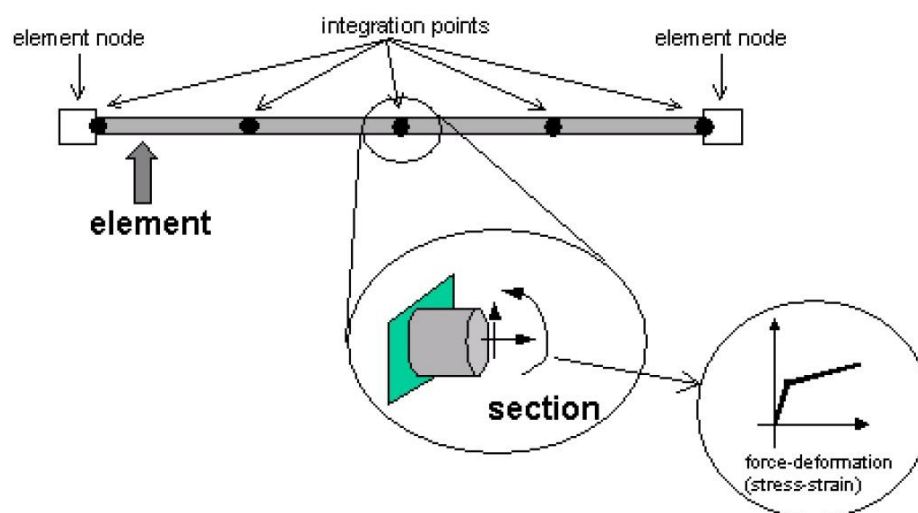


شکل ۳-۷ مدل رفتار چرخه ای steel 02 با سخت شوندگی ایزوتروپیک در کشش

میزان مقاومت تسلیم فولاد در این نمونه ۲۴۰۰ مگاپاسکال است و با انحراف معیار خاص متغیر در نظر گرفته می‌شود. مدول الاستیسیته هم برابر ۲/۰۶ مگاپاسکال در نظر گرفته شده است.

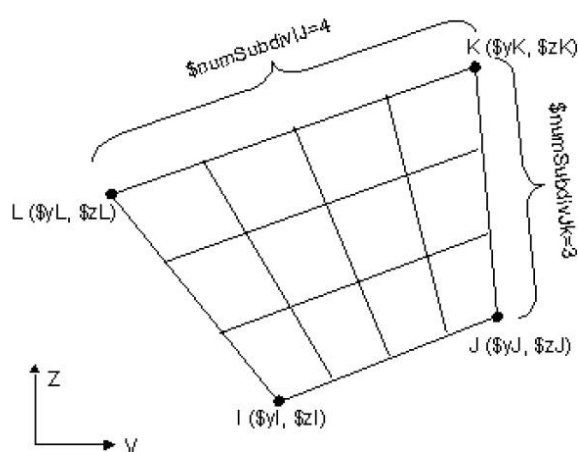
### ۳-۳-۳ تعریف مقاطع سازه‌ای

برای معرفی مقاطع در نرم افزار OpenSees از دستور Section استفاده می‌شود. این دستور برای ساخت مقطعی که رابطه نیرو-تغییر شکل (یا تنش-کرنش برآیند) را در نقاط گاوسی (نقاط انتگرال گیری در شکل ۳-۸) المان‌های تیر یا ستون بیان می‌کند، به کار می‌رود. انواع مقطع عبارتند از الاستیک (برای مقاطع خطی با مصالح و ثابت‌های هندسی)، نتیجه (مقطع برآیند برای توصیف غیر خطی عمومی پاسخ نیرو-تغییر شکل) و فایبر (مقطع فایبر که در آن مقطع به نواحی کوچکتر مجزا شده و پاسخ تنش-کرنش مصالح برای این نواحی جمع بندی می‌شود تا رفتار برآیند بدست آید)، که در اینجا از مقطع فایبر به علت بالا بودن دقت استفاده می‌شود.



شکل ۳-۸ نحوه قرارگیری مقطع در نقاط انتگرال گیری

مقطع فایبر یک شکل هندسی عمومی دارد که از نواحی با اشکال ساده تر و منظم تر مانند نواحی مستطیلی یا دایره‌ای تشکیل شده است که این نواحی اصطلاحاً پیچ نامیده می‌شود. در روند ساخت مقطع فایبر از مصالح تک محوری که در قسمت قبل بیان شد استفاده شده تا فرضیه‌های تیر برنولی رعایت گردد. با توجه به شکل مقاطع مورد نیاز از دستور patch quad، که برای ساخت پیچ با شکل چهار ضلعی بکار می‌رود، استفاده شده است. هندسه پیچ توسط چهار راس I, J, K, L مطابق شکل مشخص می‌شود. مختصات هر یک از این چهار راس در جهت چرخش مثبت حول محور X تعریف شده است (شکل ۳-۹).



شکل ۳-۹ نحوه تعریف یک Patch چهارضلعی

### ۳-۳-۴ تعریف المان‌ها

برای معرفی ستون‌ها و تیرها از دستور المان element nonlinear Beam Column استفاده شده است که المانی بر مبنای نیرو بوده و برای ساخت اعضای تیرستون غیرخطی و به منظور توزیع گسترده پلاستیسیته در طول المان در نظر گرفته می‌شوند. این المان قادر است گسترش ناحیه پلاستیک را در طول المان مدل کند. انتگرال گیری در این المان در طول عضو بر اساس قاعده روش مربع سازی دو نقطه و تجمیع در دو انتهای المان انجام می‌گیرد.

### ۳-۴-۴ ایجاد مدل اصلی مورد مطالعه

#### ۳-۴-۳-۱ مشخصات هندسی سازه

سازه های فولادی ۱۰، ۱۵ و ۲۰ طبقه می‌باشد، ارتفاع کلیه طبقات برابر ۳ متر و طول دهانه‌ها در جهات X، ۵ متر می‌باشد. سیستم باربر جانبی قاب‌ها سختی خمشی اعضا و اتصال تیرها به ستون به صورت گیردار و اتصال پای ستون به پی نیز گیردار می‌باشد. همه اجزای سازه از فولاد ساختمانی ST37 با تنش نهایی ۳۷۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع و تنش تسلیم ۲۴۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع انتخاب شده اند. البته تنش تسلیم بصورت متغیر در نظر گرفته می‌شود تا مفهوم احتمالاتی بودن در عدم قطعیت سازه ای را ارضا کند. طراحی متعارف سازه به کمک نرم افزار SAP2000 مطابق مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران و تحت اثر بارهای مرده، زنده و زلزله که براساس مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ایران محاسبه گشته اند صورت پذیرفت.

#### ۳-۴-۳-۲ بارهای وارده و محاسبات لرزه‌ای

مقادیر بارهای مرده، زنده طبقات و بام در جدول (۳-۱) ارائه گردیده است. همچنین بارهای ناشی از زلزله با این فرض به دست آمده اند که سازه در شهر تهران قرار دارد و بر روی زمینی با خاک تیپ دو بنا شده است. روند محاسبات مربوط به بارهای ناشی از زلزله در جدول (۳-۲) آمده است. طراحی در چند مرحله صورت

گرفته است تا از یک سو، انتخاب مقاطع نزدیک به حالت بهینه (از نظر مقدار تنش‌ها و تغییر مکان جانبی سازه) باشد و از سوی دیگر، طراحی اجزا ساده و یکنواخت باشد. بدین ترتیب می‌توان میزان تاثیر هر یک از انواع اعضا را بر رفتار کلی سازه، به گونه ای مناسب و قابل درک، تجزیه و تحلیل نمود. نتایج طراحی سازه‌ها در جداول (۳-۳) تا (۵-۳) ارائه گردیده است. پس از ترکیب بار مقادیر برای ۱۲۲۳/۶۶ و ۱۳۷۶/۶۲ کیلوگرم بر سانتی متر به ترتیب بار بام و طبقات به دست آمده است.

المان‌های بکار برده شده در مدل سازه‌ها تیر و ستون‌ها می‌باشند، برای ستون‌ها از قوطی مستطیلی و ساخته شده از ورق‌های فولادی و برای تیرها از IPE های نورده استفاده شده است. لازم به ذکر است که از فشردگی تمام مقاطع استفاده شده در سازه، از قبیل تیر ورق و قوطی‌ها، اطمینان حاصل شده است. خصوصیات هندسی مقاطع مورد استفاده در قاب‌ها در جدول (۳-۶) آورده شده است.

جدول ۳-۱ مقادیر بارهای زنده و مرده طبقات و بام

| موقعیت | نوع بار | بار مرده | بار زنده |
|--------|---------|----------|----------|
| طبقات  |         | ۱۲۵۰     | ۵۰۰      |
| بام    |         | ۱۱۲۵     | ۳۷۵      |

جدول ۳-۲ مشخصات سازه ۱۰، ۱۵ و ۲۰ طبقه

| C      | A     | R   | I | B      | T      | ارتفاع سازه | تعداد طبقات |
|--------|-------|-----|---|--------|--------|-------------|-------------|
| ۰/۰۹۴۳ | g۰/۳۵ | ۵   | ۱ | ۱/۳۷۴۷ | ۱/۰۲۵۵ | ۳۰          | ۱۰          |
| ۰/۰۷۴۲ | g۰/۳۵ | ۵   | ۱ | ۱/۰۵۹۴ | ۱/۳۹   | ۴۵          | ۱۵          |
| ۰/۰۴۲۱ | g۰/۳۵ | ۷/۵ | ۱ | ۰/۹۰۲۳ | ۱/۷۲۴۷ | ۶۰          | ۲۰          |

جدول ۳-۳ طراحی سازه ۱۰ طبقه

| تیر هر طبقه | ابعاد ستون میانی | ابعاد ستون کناری | طبقه |
|-------------|------------------|------------------|------|
| تیرورق G    | ۰/۸*۲۵*۲۵        | ۰/۸*۲۵*۲۵        | ۱۰   |
| تیرورق F    | ۰/۸*۲۵*۲۵        | ۰/۸*۲۵*۲۵        | ۹    |
| تیرورق E    | ۱*۳۰*۳۰          | ۱*۳۰*۳۰          | ۸    |
| تیرورق D    | ۱*۳۰*۳۰          | ۱*۳۰*۳۰          | ۷    |
| تیرورق C    | ۱/۲*۴۰*۴۰        | ۱*۳۵*۳۵          | ۶    |
| تیرورق C    | ۱/۲*۴۰*۴۰        | ۱*۳۵*۳۵          | ۵    |
| تیرورق A    | ۱/۲*۴۰*۴۰        | ۱*۴۰*۴۰          | ۴    |
| تیر ورق B   | ۱/۲*۴۰*۴۰        | ۱*۴۰*۴۰          | ۳    |
| تیرورق A    | ۱/۵*۴۵*۴۵        | ۱/۲*۴۰*۴۰        | ۲    |
| تیرورق A    | ۱/۵*۴۵*۴۵        | ۱/۲*۴۰*۴۰        | ۱    |

جدول ۴-۳ طراحی سازه ۱۵ طبقه

| تیر هر طبقه | ابعاد ستون میانی | ابعاد ستون کناری | طبقه |
|-------------|------------------|------------------|------|
| تیرورق G    | ۰/۸*۲۰*۲۰        | ۰/۸*۲۰*۲۰        | ۱۵   |
| تیرورق J    | ۱*۲۵*۲۵          | ۰/۸*۲۵*۲۵        | ۱۴   |
| تیرورق I    | ۱*۲۵*۲۵          | ۰/۸*۲۵*۲۵        | ۱۳   |
| تیرورق H    | ۱*۳۵*۳۵          | ۱*۳۰*۳۰          | ۱۲   |
| تیرورق D    | ۱*۳۵*۳۵          | ۱*۳۰*۳۰          | ۱۱   |
| تیرورق C    | ۱/۲*۴۰*۴۰        | ۱*۳۵*۳۵          | ۱۰   |
| تیرورق C    | ۱/۲*۴۰*۴۰        | ۱*۳۵*۳۵          | ۹    |
| تیرورق A    | ۱/۵*۴۰*۴۰        | ۱*۴۰*۴۰          | ۸    |
| تیرورق A    | ۱/۵*۴۰*۴۰        | ۱*۴۰*۴۰          | ۷    |
| تیرورق B    | ۱/۵*۴۵*۴۵        | ۱*۴۵*۴۵          | ۶    |
| تیرورق B    | ۱/۵*۴۵*۴۵        | ۱*۴۵*۴۵          | ۵    |
| تیرورق B    | ۱/۵*۵۰*۵۰        | ۱/۲*۴۵*۴۵        | ۴    |
| تیرورق B    | ۱/۵*۵۰*۵۰        | ۱/۲*۴۵*۴۵        | ۳    |
| تیرورق A    | ۰/۲*۵۰*۵۰        | ۱/۵*۵۰*۵۰        | ۲    |
| تیرورق A    | ۰/۲*۵۰*۵۰        | ۱/۵*۵۰*۵۰        | ۱    |

جدول ۳-۵ طراحی سازه ۲۰ طبقه

| تیر هر طبقه | ابعاد ستون میانی | ابعاد ستون کناری | طبقه |
|-------------|------------------|------------------|------|
| تیرورق G    | ۰/۸*۲۰*۲۰        | ۰/۸*۲۰*۲۰        | ۲۰   |
| تیرورق F    | ۱*۲۰*۲۰          | ۰/۸*۲۵*۲۵        | ۱۹   |
| تیرورق F    | ۱*۳۰*۳۰          | ۰/۸*۲۵*۲۵        | ۱۸   |
| تیرورق E    | ۱*۳۰*۳۰          | ۱*۲۵*۲۵          | ۱۷   |
| تیرورق H    | ۱/۵*۳۰*۳۰        | ۱*۲۵*۲۵          | ۱۶   |
| تیرورق H    | ۱*۴۰*۴۰          | ۱*۳۵*۳۵          | ۱۵   |
| تیرورق C    | ۱*۴۰*۴۰          | ۱*۴۰*۴۰          | ۱۴   |
| تیرورق C    | ۱/۵*۴۰*۴۰        | ۱*۴۰*۴۰          | ۱۳   |
| تیرورق C    | ۱/۵*۴۵*۴۵        | ۱*۴۵*۴۵          | ۱۲   |
| تیرورق B    | ۱/۵*۴۵*۴۵        | ۱*۴۵*۴۵          | ۱۱   |
| تیرورق B    | ۱/۵*۴۵*۴۵        | ۱*۵۰*۵۰          | ۱۰   |
| تیرورق B    | ۱/۲*۵۰*۵۰        | ۱*۵۰*۵۰          | ۹    |
| تیرورق B    | ۱/۵*۵۰*۵۰        | ۱/۲*۵۰*۵۰        | ۸    |
| تیرورق B    | ۱/۵*۵۰*۵۰        | ۱/۲*۵۰*۵۰        | ۷    |
| تیرورق B    | ۱/۵*۵۰*۵۰        | ۱/۲*۵۰*۵۰        | ۶    |
| تیرورق K    | ۱/۵*۶۰*۶۰        | ۱/۲*۶۰*۶۰        | ۵    |
| تیرورق K    | ۱/۵*۶۰*۶۰        | ۱/۲*۶۰*۶۰        | ۴    |
| تیرورق B    | ۰/۲*۶۰*۶۰        | ۱/۵*۶۰*۶۰        | ۳    |
| تیرورق A    | ۰/۲*۶۰*۶۰        | ۱/۵*۶۰*۶۰        | ۲    |
| تیرورق D    | ۰/۲*۶۰*۶۰        | ۰/۲*۶۰*۶۰        | ۱    |

جدول ۳-۶ مشخصات هندسی تیر ورق‌های مورد استفاده

| نام مقطع          | نوع مقطع | عرض بال<br>(سانتی‌متر) | ارتفاع جان<br>(سانتی‌متر) | ضخامت بال<br>(سانتی‌متر) | ضخامت جان<br>(سانتی‌متر) |
|-------------------|----------|------------------------|---------------------------|--------------------------|--------------------------|
| تیر ورق A (۱۴*۶۸) | I شکل    | 25.5                   | 32                        | 1.83                     | 1.05                     |
| تیر ورق B (۱۴*۷۴) | I شکل    | 25.6                   | 32                        | 1.99                     | 1.14                     |
| تیر ورق C (۱۴*۶۱) | I شکل    | 25.4                   | 32                        | 1.64                     | 0.95                     |

|      |      |       |      |       |                   |
|------|------|-------|------|-------|-------------------|
| 0.94 | 1.68 | 32    | 20.5 | I شکل | تیر ورق D (۱۴*۵۳) |
| 0.77 | 1.35 | 32    | 20.3 | I شکل | تیر ورق E (۱۴*۴۳) |
| 0.79 | 1.31 | 33.2  | 17.2 | I شکل | تیر ورق F (۱۴*۳۸) |
| 0.76 | 1.3  | 24    | 14.8 | I شکل | تیر ورق G (۱۰*۳۰) |
| 0.86 | 1.51 | 32    | 20.4 | I شکل | تیر ورق H (۱۴*۴۸) |
| 0.85 | 1.46 | 27.71 | 20.4 | I شکل | تیر ورق I (۱۲*۴۵) |
| 0.75 | 1.31 | 27.71 | 20.3 | I شکل | تیر ورق J (۱۲*۴۰) |
| 1.3  | 2.17 | 32    | 25.7 | I شکل | تیر ورق K (۱۴*۸۲) |

### ۳-۵ اعتبارسنجی مدل قاب ۱۰، ۱۵ و ۲۰ طبقه

به منظور اطمینان از درست بودن مدل قاب ۱۰، ۱۵ و ۲۰ طبقه فولادی، قاب‌های مورد نظر به همراه بارگذاری‌های انجام شده در OpenSees در نرم افزار SAP 2000 مدل گردیده است. دوره تناوب حاصل از دو نرم افزار در جدول (۳-۷) قابل مشاهده است. نزدیک بودن دو عدد موجود در جدول نشان می‌دهد که مدل‌سازی قاب در نرم افزار OpenSees با دقت خوبی انجام گرفته است.

جدول ۳-۷ دوره تناوب سازه‌های ۱۰، ۱۵ و ۲۰ طبقه در نرم‌افزارهای OpenSees و SAP 2000

| نوع سازه     | OpenSees | SAP 2000 |
|--------------|----------|----------|
| سازه ۱۰ طبقه | 1.424    | 1.352    |
| سازه ۱۵ طبقه | 1.992    | 1.783    |
| سازه ۲۰ طبقه | 2.449    | 2.297    |

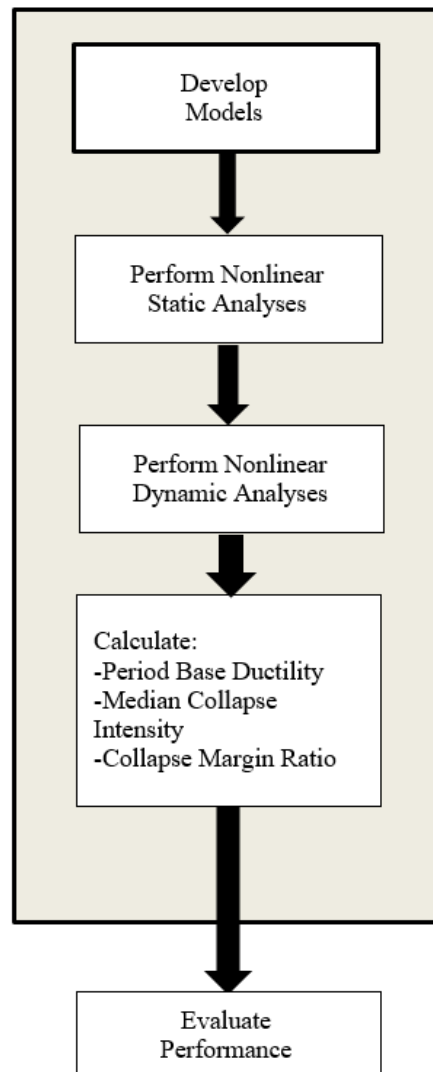
برای تنظیم خروجی‌های درخواستی حاصل از تحلیل از دستور recorder استفاده می‌شود. خروجی‌های مهمی

که از نرم افزار OpenSees گرفته می‌شود، شامل نیروی محوری ستون‌ها، لنگر خمشی تیرها و .... می‌باشند. برای طراحی TMD، عموماً دو پارامتر نسبت جرمی (جرم TMD به جرم کل سازه) و دوره تناوب در مقایسه با مد سازه تعیین می‌شود. از آنجا که عموماً نسبت جرمی بین ۱ تا ۱۰ درصد انتخاب می‌گردد [۱۸، ۱۷]، جرم TMD در این تحقیق برابر با ۲ درصد جرم کل سازه در نظر گرفته شد. سختی سازه نیز به گونه‌ای در نظر گرفته شد که پریود TMD به تنهایی با پریود مد اول سازه یکی باشد [۱۹].

### ۳-۶ تحلیل غیرخطی

در این قسمت به روش‌های تحلیل غیرخطی برای بررسی فروپاشی سیستم مقاوم نیروی لرزه‌ای پرداخته می‌شود. با این روش مجموعه‌ای از حرکت‌های زمین به عنوان ورودی تعیین می‌شوند و چگونگی انجام تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی روی مدل‌های ایجاد شده در این قسمت را مشخص می‌کند. از تحلیل غیرخطی برای تعیین ظرفیت میانه فروپاشی و پارامترهای دیگر مورد نیاز برای ارزیابی عملکرد که در انتهای این قسمت بکار می‌روند، استفاده می‌شود. تحلیل‌های غیرخطی برای بررسی فروپاشی از فرآیندهای نشان داده شده در شکل (۳-۱۰) پیروی می‌کنند.

تحلیل دینامیکی غیرخطی تمام مدل‌های طرح اصلی مبنا برای دستیابی به پارامترهای آماری در ظرفیت فروپاشی انجام می‌شود. تحلیل دینامیکی غیرخطی برای سنجش ظرفیت‌های میانه فروپاشی و انحراف معیار نسبت‌های فروپاشی انجام می‌شود. بارهای گرانشی برای تحلیل از بارهای گرانشی طراحی متفاوت هستند و با جمع بار مرده و بیست درصد بار زنده تعیین می‌شوند.



شکل ۳-۱۰ فرآیند انجام تحلیل‌های غیرخطی

پاسخ دینامیکی غیرخطی مدل‌های مبنا برای مجموعه‌ای از جنبش‌های زمین که قبلاً ثبت شده است تا جایی محاسبه می‌شود که سازه ناپایدار شده و یا به سطح عملکرد مورد نظر رسیده باشد. تحلیل‌های انجام شده بر روی مدل‌ها از نوع تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA) می‌باشد. برای انجام این نوع تحلیل، می‌بایست سازه مورد نظر را تحت تحریک یک رکورد زلزله قرار داده و در مرحله بعد زلزله را شدیدتر نموده و به سازه اعمال کرد. یکی از راه‌های معمول این تحلیل آن است که ابتدا سازه را تحت زلزله با شتاب ماکزیمم  $0.1g$  قرار داده و در هر مرحله به میزان  $0.1g$  به شتاب ماکزیمم اضافه کرد که در این تحقیق دستور افزایش شتاب در نرم افزار

MATLAB نوشته و مطابق برنامه هر بار  $0.1g$  شتاب افزایش می‌یابد و خروجی وارد برنامه OpenSees شده و تحلیل اصلی در نرم افزار OpenSees انجام می‌شود. موتور تحلیل آن در زیر آمده است:

pattern Uniform Excitation 10 1 -accel \$acc

test Norm Disp Incr 1.0e-6 12

algorithm Newton

system Band General

numberer RCM

constraints Transformation

integrator Newmark 0.5 0.25

analysis Transient

analyze [expr int (\$Rec Duration/\$Adt)] \$Adt

pattern Uniform Excitation: این دستور برای ساخت الگوی تحریک یکنواخت به کار می‌رود. تحریک یکنواخت (شتاب) تعریف شده، بر تمام نقاط ثابت در جهت مورد نظر اعمال می‌شود.

test Norm Disp Incr: مربوط به تست همگرایی  $1.0e-6$  و ۱۲، به ترتیب نشانگر دقت همگرایی و تعداد تکرار عملیات تحلیل برای رسیدن به همگرایی در هر گام تحلیل می‌باشد.

algorithm Newton: این دستور برای ساخت الگوریتم نیوتن-رافسون به کار می‌رود که تنها یک تکرار برای حل دستگاه معادلات نیاز دارد. قابل ذکر است در این الگوریتم سختی سازه در هر تکرار به روز رسانی می‌شود. System band general: این دستور مربوط به چگونگی ذخیره و حل ماتریس‌ها و سیستم معادلات در تحلیل‌ها است.

numberer RCM: این دستور مربوط به چگونگی شماره گذاری گره‌ها در تشکیل ماتریس سازه است. به طور خلاصه در هنگامیکه مطلوب است نرم افزار جهت تسریع در روند حل مساله، شماره گذاری مجدد انجام دهد از RCM استفاده می‌شود. باید دقت شود که شماره گذاری مجدد تنها برای حل معادلات می‌باشد و گره مثلا با شماره ۲ بعد از انجام تحلیل نیز با همان شماره ۲ شناخته می‌شود.

constraints Transformation: در این بخش معادلات مقدار مشخصی را در یک درجه آزادی اعمال می کنند یا رابطه ای را بین درجات آزادی برقرار می سازند. درجه آزادی را می توان به دو صورت در آورد، یکی درجه آزادی حفظ شده  $U_r$  و دیگری  $U_c$ . در مدل های پیچیده و سنگین از Transformation استفاده می کنند . integrator Newmark 0.5 0.25: این دستور برای ساخت انتگرال گیری دینامیکی از نوع نیومارک بکار می رود. ماتریس میرایی با دستور رایلی وارد می شود. پارامتر گاما روش نیومارک (معمولا ۰/۵) پارامتر بتا روش نیومارک (معمولا ۰/۲۵) در نظر گرفته می شود.

analysis Transient: نشانگر تحلیل دینامیکی می باشد.

analyze [expr int(\$RecDuration/\$Adt)] \$Adt: این دستور عملیات تحلیل را انجام می دهد و تعداد انجام تحلیل هم از جز صحیح تقسیم مدت زلزله (Rec Duration) به گام زمانی تحلیل (dt) بدست می آید.

### ۳-۷ تابع شکنندگی

تعریف متعارف غیر تکنیکی شکنندگی، به راحتی شکسته شدن یا آسیب دیدن است. در مهندسی سازه، به تابع شکنندگی ای اشاره می شود که آسیب پذیری سازه را به عنوان تابعی از جنبش قوی زمین بیان می کند. دو راه برای درک تابع شکنندگی وجود دارد:

- ۱) تابع شکنندگی احتمالی را می دهد که رخداد نامطلوب را به عنوان تابعی از جنبش قوی زمین نشان می دهد.
- ۲) تابع شکنندگی، تابع توزیع تجمعی ظرفیت سازه برای مقاومت نسبت به حالت حد نامطلوب است. ظرفیت بر حسب درجه جنبش قوی زمین اندازه گیری می شود که در آن سازه از حالت حد مطلوب تجاوز می کند. مثلا، تابع شکنندگی باید سطح عدم قطعیت لرزشی را بیان کند که ساختمان می تواند قبل از فروپاشی تحمل کند. احتمال اینکه ساختمان قبل از سطح داده شده از لرزش، فروپاشی کند مشابه با این احتمال است که قدرت آن کمتر از قدرت سطح لرزش است.

متداول ترین حالت تابع شکنندگی لرزه ای، تابع توزیع تجمعی لوگ نرمال CDF است که فرم زیر را دارد:

$$(x) = P\left[D \geq d \mid X = x\right] \quad d \in \{1.2. \dots N_D\} = \phi\left(\frac{\ln(x/\theta_d)}{\beta_d}\right) F_d \quad (۱-۳)$$

که در آن:

$$[A/B] = \text{احتمال درست بودن } A;$$

$D=0$  = حالت آسیب نامعلوم مولفه ای ویژه. این می تواند مقدار  $\{0.1. \dots N_D\}$  را داشته باشد که در آن  $D=0$

حالت آسیب ندیده و  $D=1$  اولین حالت آسیب را نشان می دهند؛

$$d = \text{مقدار ویژه } D;$$

$$N_D = \text{تعداد حالت های آسیب ممکن است، } \{1.2. \dots\} \in N_D$$

$X$  = حالت نامعلوم است. در اینجا، پارامتر آسیب (DP) نامیده می شود؛

$$x = \text{مقدار ویژه ی } X;$$

$$F_d(x) = \text{تابع شکنندگی برای حالت آسیب } d \text{ ارزیابی شده در } x;$$

$$\phi = \text{تابع توزیع تجمعی نرمال استاندارد بررسی شده در } S;$$

$$\ln_s = \text{لگاریتم طبیعی } S;$$

$$\theta_d = \text{ظرفیت میانه سازه برای مقاومت در برابر حالت آسیب } d \text{ اندازه گیری شده در واحد مشابهی از } X \in \theta_d$$

$$\{\mathcal{R} > 0\} \text{ است اما این مقدار بردار است؛}$$

$$\beta_d = \text{انحراف استاندارد لگاریتم طبیعی ظرفیت سازه برای مقاومت نسبت به آسیب } d.$$

### ۳-۸ الگوریتم کلی انجام تحلیل

جهت انجام تحلیل از نرم افزار OpenSees و Matlab به صورت توأم استفاده شده است. در ابتدا با استفاده از

کدی که در نرم افزار MATLAB نوشته شده است، یک زیر روال در محیط Tcl که حاوی اطلاعات رکورد

زلزله است ایجاد شد. سپس با توجه به اینکه می بایست برای انجام تحلیل های دینامیکی افزایشی (IDA) هر

بار مدل ایجاد شده در OpenSees اصلاح شود، عملیات نوشتن و اصلاح کد به صورت خودکار و با استفاده از MATLAB انجام شد.

همچنین جهت سهولت در ساخت مقاطع مورد استفاده از دو زیر برنامه در محیط Tcl استفاده شده که یکی وظیفه ساخت مقاطع ستون‌ها و دیگری مقاطع I شکل را به صورت فایبری به عهده دارند. در طی اجرای کد در OpenSees هر جا که نیاز به ساخت مقطع بود کافی است ابعاد هندسی مقطع را به این زیر برنامه وارد کنیم تا مقطع مورد نظر ساخته شود.

کد نوشته شده در OpenSees در هر بار اجرا شدن یک تحلیل IDA روی سازه انجام داده و خروجی‌های آن را در فایل‌های متنی می‌نویسد. پس از اتمام کار خروجی‌های تولید شده دوباره با استفاده از MATLAB پردازش شده و منحنی‌های IDA ترسیم می‌شوند و سپس با استفاده از این منحنی‌ها می‌توان به منحنی شکنندگی رسید. در فلوچارت شکل (۳-۱۱) روند انجام کار به صورت کامل آورده شده است.

### ۳-۹ تحلیل دینامیکی افزایشی

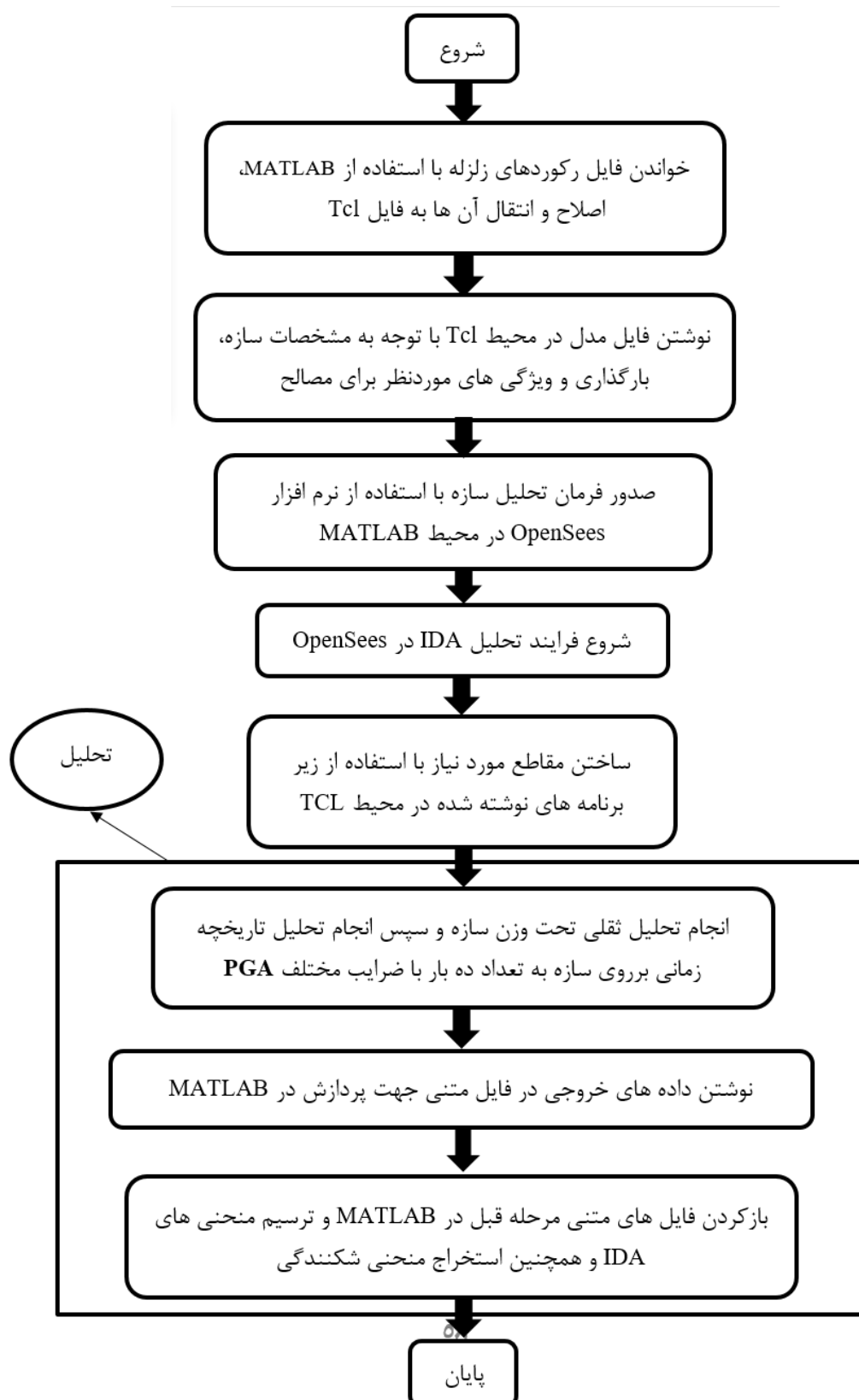
برای انجام تحلیل دینامیکی افزایشی، حداکثر شتاب زمین به عنوان پارامتر لرزه‌ای در نظر گرفته شد و مقدار آن تا 1g افزایش داده شد، سپس با ترسیم این پارامتر در یک نمودار، منحنی‌های IDA برای هر یک از سازه‌های ۱۰، ۱۵ و ۲۰ طبقه رسم شد. برای محاسبه احتمال شکست و ترسیم منحنی شکنندگی از فرمول زیر استفاده شد:

$$P[C | IM = imi] = P[EDPd \geq EDPc | IM = imi]$$

$$= \sum_{all\ edpc} P[EDPd \geq EDPc | EDPc = edpci, IM = imi] P[EDPc = edpci]$$

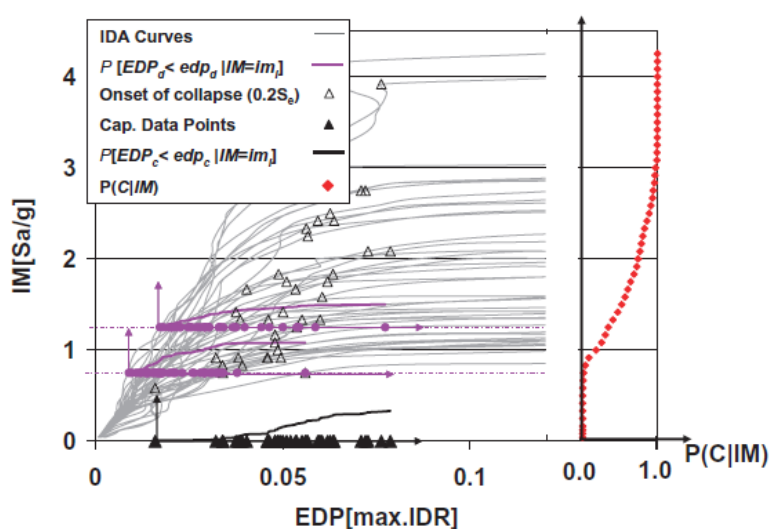
(۳-۲)

که در این فرمول جمله  $P[EDPd \geq EDPc | IM = imi]$  بیان گر احتمال بیشتر شدن نیاز از ظرفیت (خرابی) می‌باشد، در صورتی که معیار شدت زلزله برابر با  $imi$  باشد. در فرمول فوق: C بیانگر شکست سازه، IM بیانگر پارامتر شدت زلزله و EDP بیانگر پارامتر نیاز مهندسی و زیر نویس‌های  $d$  و  $c$  بیانگر ظرفیت و نیاز سازه می‌باشد.



شکل ۳-۱۱ الگوریتم تحلیل دینامیکی افزایشی

جهت استخراج منحنی شکنندگی از منحنی‌های IDA مطابق شکل (۳-۱۲) عمل شد. همانطور که در شکل دیده می‌شود جهت استخراج منحنی شکنندگی می‌بایست حدی برای پارامتر EDP تعیین کرد که به طور معمول نقطه ای که شیب منحنی کمتر از ۲۰ درصد شیب ناحیه الاستیک می‌شود را به عنوان نقطه شکست در نظر می‌گیرند. حال اگر این نقاط به صورت تجمعی به روی محور افقی قرار گیرند، نقاطی از منحنی شکنندگی را خواهیم داشت. برای اینکه بتوان منحنی شکنندگی را صورت پیوسته داشت، می‌توان یک منحنی نرمال به این داده‌ها برازش کرد.



شکل ۳-۱۲ روش پیدا کردن EDP

### ۳-۱۰ بررسی حساسیت تحلیل دینامیکی افزایشی به عدم قطعیت لرزه‌ای و سازه‌ای

در این تحقیق، به منظور شناسایی اهمیت هر یک از عدم قطعیت‌های لرزه‌ای و سازه‌ای در تحلیل دینامیکی افزایشی، از روش شبکه عصبی مصنوعی استفاده شد. برای طراحی شبکه عصبی مصنوعی مورد استفاده، از الگوریتم لونیگ-مارکرت<sup>۱</sup> که یکی از الگوریتم‌های متداول در آموزش شبکه‌ها است و روش پسانتشار<sup>۲</sup>

<sup>۱</sup> Levenberg - Marquardt

<sup>۲</sup> Back - Propagation

استفاده شد که هدف آن به حداقل رساندن مجموع مربعات خطای خروجی محاسبه شده توسط شبکه و رسیدن به تعادل بین قابلیت یادگیری و تعمیم است.

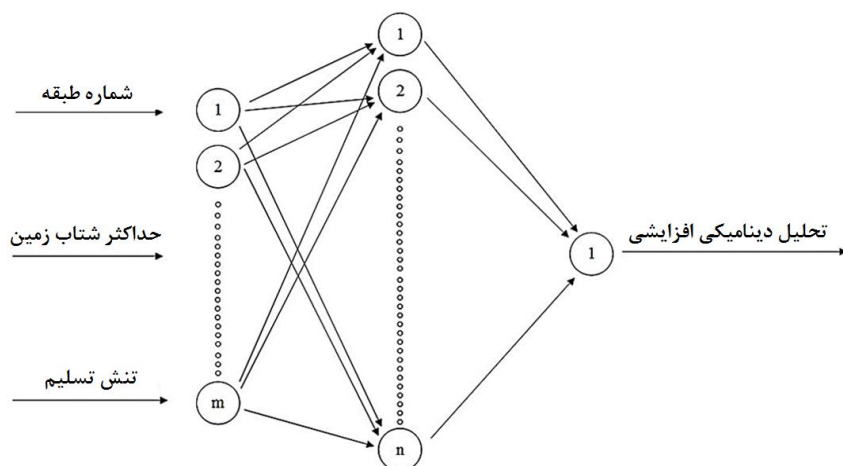
منظور از قابلیت یادگیری، پاسخگویی به الگوهای ورودی به کار رفته برای آموزش و منظور از تعمیم، پاسخ‌دهی منطقی (مناسب) به ورودی‌های مشابه اما نه دقیقاً یکسان آموزش است. آموزش یک شبکه با الگوریتم پس-انتشار شامل سه مرحله پیش‌سو<sup>۱</sup> کردن الگوی آموزش ورودی، محاسبه و انتشار به عقب خطای مربوط، و تنظیم وزن‌هاست. در مرحله پیش‌سو کردن، هر گره یک سیگنال ورودی را دریافت می‌کند و این سیگنال را به هر یک از گره‌های لایه پنهان می‌فرستد، سپس هر یک از گره‌های لایه پنهان تابع فعال‌سازی خود را به همه گره‌های خروجی می‌فرستد و هر گره خروجی، فعال شده تا پاسخ شبکه را برای الگوی ورودی ارائه شده، تشکیل دهد. در مرحله پیش‌سو کردن، سیگنال‌ها در یک جهت و از سمت گره‌های ورودی به سمت گره‌های خروجی (به سمت جلو) فرستاده می‌شوند و در مرحله پس‌انتشار، خطای یادگیری سیگنال‌ها در جهت عکس از لایه خروجی به لایه ورودی فرستاده می‌شوند.

در این پژوهش، در حدود ۷۰ درصد از مجموع داده‌های بدست آمده از تحلیل دینامیکی افزایشی، به طور تصادفی انتخاب شده و برای آموزش در نظر گرفته شد و مابقی نمونه‌ها برای آزمون شبکه عصبی مورد استفاده قرار گرفت. معماری شبکه عصبی پیشنهادی به کار رفته در این تحقیق به صورت  $1-n-m$  بود که نشان‌دهنده  $m$  گره در لایه ورودی (شماره طبقه، حداکثر شتاب زمین به عنوان پارامتر لرزه‌ای، و تنش تسلیم به عنوان پارامتر سازه‌ای)،  $n$  گره در لایه میانی و یک گره در لایه خروجی (پاسخ تحلیل دینامیکی افزایشی) است. این معماری در شکل ۳-۱۳ نشان داده شده است. در این تحقیق، ابعاد لایه پنهان ۱۰ گره انتخاب شد. دلیل اینکه تعداد گره‌های لایه ورودی در معماری مورد نظر به طور نامشخص نوشته شده است، این است که در این تحقیق تحلیل حساسیت انجام شده است. به این معنا که در هر مرحله به ترتیب از ۱ تا ۳ ویژگی (تمام

---

<sup>1</sup> Feed-forward

ویژگی‌های) نمونه‌ها به شبکه ایجاد شده آموزش داده شد تا تاثیر هر یک از ویژگی‌های مسئله بر تحلیل دینامیکی افزایشی محاسبه شود.



شکل ۳-۱۳ معماری شبکه عصبی مصنوعی مورد استفاده در این تحقیق

مزیت تحلیل حساسیت این است که اگر نتایج نشان دهند تحلیل دینامیکی افزایشی تنها با یک یا چند ویژگی به خوبی قابل پیش‌بینی باشد، دیگر نیازی به بررسی عدم قطعیت ویژگی‌های دیگر در مدل‌سازی نخواهد بود و زمان محاسبات به طور چشمگیری کاهش خواهد یافت. در روش شبکه عصبی مصنوعی، امکان گیر افتادن روش پس‌انتشار در کمینه‌های موضعی وجود دارد، به این معنا که ممکن است چرخه یادگیری شبکه عصبی به صورت کامل انجام نشده باشد، اما در یک نقطه به طور تصادفی مقدار خطا به طور غیرواقعی به مقدار کمینه میل کند. در نتیجه، هنگامی که آموزش شبکه عصبی در این تحقیق انجام شد، ۱۵ درصد از داده‌های آزمون به صورت تصادفی به عنوان داده‌های اعتبارسنجی<sup>۱</sup> انتخاب شدند و عملکرد شبکه آموزش دیده در پیش‌بینی برچسب این داده‌ها ارزیابی شد و در صورت قابل قبول بودن خطای شبکه، آزمایش اصلی شبکه به اتمام رسید. در صورتی که مقدار خطای اعتبارسنجی از مقدار مجاز بیشتر بود، آموزش شبکه و تصحیح وزن گره‌های لایه پنهان آنقدر تکرار شد تا این خطا به مقدار قابل قبول برسد. برای ساختن شبکه عصبی مصنوعی در این تحقیق از جعبه‌ابزار شبکه عصبی نرم‌افزار MATLAB استفاده شد.

<sup>1</sup> Validation points

## فصل چہارم

### تجزیہ و تحلیل و نتایج

#### ۱-۴ مقدمه

در فصل حاضر به ارائه و تحلیل نتایج پرداخته شده است. همانطور که پیش تر اشاره شد مطالعه عوامل ایجاد عدم قطعیت در پاسخ سازه مبحثی حائز اهمیت در مواجهه با مسایل مهندسی می باشد، چرا که عدم بررسی دقیق عدم قطعیت ها سبب قضاوت اشتباه در مورد نتایج حاصل می شود. در این تحقیق، تنش تسلیم فولاد به عنوان یک متغیر تصادفی و عامل ایجاد عدم قطعیت سازه ای در نظر گرفته شده است. با توجه به نتایج حاصل از تحقیقات آزمایشگاهی متعدد، عدم قطعیت در تنش تسلیم فولاد ساختمانی را می توان به صورت یک توزیع نرمال با میانگین ۲۴۰۰ کیلوگرم بر سانتی مترمربع و انحراف معیار آن به صورت ۱۰ درصد مقدار میانگین تنش نهایی فولاد در نظر گرفت. برای قابل مقایسه بودن نتایج، تغییرات تنش تسلیم از ۲۲۰۰ تا ۲۶۰۰ کیلوگرم بر سانتی مترمربع در نظر گرفته شده است.

در این تحقیق، بازه تغییرات مقدار تنش تسلیم فولاد که در پاراگراف فوق تعریف شد به ۲۰ قسمت تقسیم شده و برای هر یک از رکوردهای مورد بررسی، در تحلیل های جداگانه از این مقادیر استفاده شد. با توجه به توضیحات ارائه شده، برای هر تحلیل رکورد زلزله ۲۰ عدد تنش نهایی فولاد متفاوت و تصادفی در نظر گرفته شده، و در نتیجه برای هر رکورد ۲۰ تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA) انجام می شود با توجه به ۱۳ رکورد موجود و اینکه در تحلیل دینامیکی افزایشی، مقدار حداکثر شتاب زمین (PGA) هر بار ۰/۱ افزایش می یابد و دوباره سازه تحلیل می شود برای هر سازه مورد بررسی در مجموع ۲۶۰۰ تحلیل دینامیکی افزایشی انجام شده است.

#### ۲-۴ رکوردهای زمین لرزه مورد مطالعه

مجموعه رکورد انتخابی دسته اول شامل ۲۰ رکورد زمین لرزه با مشخصات تعریف شده در جدول (۱-۴) است، که بر اساس تقسیم بندی شامو<sup>۱</sup> و کرنل<sup>۲</sup> [۲۰] با نام مخفف LMSR (زمین لرزه های با بزرگای زیاد و فاصله از

---

<sup>۱</sup>Shome

<sup>۲</sup>Cornell

گسل مسبب کم) شناخته می‌شود. در این تقسیم‌بندی زمین‌لرزه‌ها بر اساس بزرگای گشتاوری ( $M_w$ )، نزدیکترین فاصله تا گسل (R) و نوع خاک سایت به دسته‌های فرضی تقسیم می‌شوند.

جدول ۴-۱ مجموعه رکورد زمین لرزه

| Record ID | Event          | Year | M   | R(km) | Station                      | Soil Type | PGA (g)   |       | Selected Component |
|-----------|----------------|------|-----|-------|------------------------------|-----------|-----------|-------|--------------------|
|           |                |      |     |       |                              |           | Component |       |                    |
|           |                |      |     |       |                              |           | X         | Y     |                    |
| FOR       | Cape Mendocino | 1992 | 7.1 | 23.6  | Fortuna - Fortuna Blvd       | C         | 0.114     | 0.116 | Y                  |
| RIO       | Cape Mendocino | 1992 | 7.1 | 18.5  | Rio Dell Overpass - FF       | C         | 0.549     | 0.385 | X                  |
| 1061      | Duzce          | 1999 | 7.1 | 15.6  | Lamont 1061                  | C         | 0.134     | 0.107 | X                  |
| FAR       | Northridge     | 1994 | 6.7 | 23.9  | N Faring Rd                  | C         | 0.273     | 0.242 | X                  |
| FLE       | Northridge     | 1994 | 6.7 | 29.5  | Fletcher Dr                  | C         | 0.162     | 0.24  | Y                  |
| G06       | Loma Prieta    | 1989 | 6.9 | 19.9  | Gilroy Array #6              | C         | 0.17      | 0.126 | X                  |
| AND       | Loma Prieta    | 1989 | 6.9 | 21.4  | Anderson Dam (Downst)        | C         | 0.24      | 0.244 | Y                  |
| ADL       | Loma Prieta    | 1989 | 6.9 | 21.4  | Anderson Dam (Abut)          | C         | 0.077     | 0.064 | X                  |
| CLD       | Loma Prieta    | 1989 | 6.9 | 22.3  | Coyote Lake Dam              | C         | 0.179     | 0.16  | X                  |
| ORR       | Northridge     | 1994 | 6.7 | 22.6  | Castaic - Old Ridge Route    | C         | 0.514     | 0.568 | Y                  |
| BLD       | Northridge     | 1994 | 6.7 | 31.3  | LA - Baldwin Hills           | C         | 0.168     | 0.239 | Y                  |
| MU2       | Northridge     | 1994 | 6.7 | 20.8  | Beverly Hills - 12520 Mulhol | C         | 0.444     | 0.617 | Y                  |
| TUJ       | Northridge     | 1994 | 6.7 | 24    | Big Tujunga , Angeles Nat F  | C         | 0.245     | 0.163 | X                  |
| CCN       | Northridge     | 1994 | 6.7 | 25.7  | La - Century City CC North   | C         | 0.222     | 0.256 | Y                  |
| CHL       | Northridge     | 1994 | 6.7 | 23.7  | LA - Chalon Rd               | C         | 0.185     | 0.225 | Y                  |
| GLE       | Northridge     | 1994 | 6.7 | 17.7  | Sunland - Mt Gleason Ave     | C         | 0.157     | 0.127 | X                  |
| HOW       | Northridge     | 1994 | 6.7 | 20    | Burbank - Howard Rd          | C         | 0.163     | 0.12  | X                  |
| WIL       | Northridge     | 1994 | 6.7 | 25.7  | Hollywood - Willoughby A     | C         | 0.246     | 0.136 | X                  |
| VAS       | Northridge     | 1994 | 6.7 | 24.2  | Vasquez Rocks Park           | C         | 0.139     | 0.151 | Y                  |
| SORR      | San Fernando   | 1971 | 6.6 | 24.9  | Castaic - Old Ridge Route    | C         | 0.268     | 0.324 | Y                  |

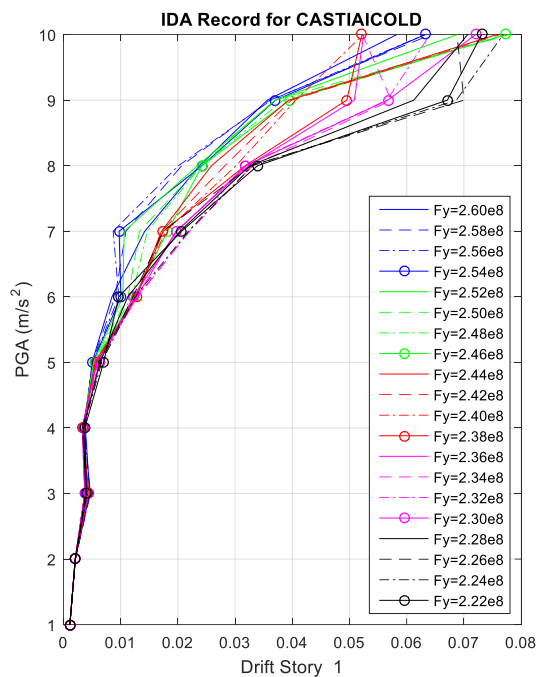
پارامتر LM معرف بزرگای زیاد ( $M_w > 6.5$ ) و SR نشان‌گر فواصل کم (فاصله کمتر از ۳۰ کیلومتر از گسل) می‌باشد. از مزایای این نوع دسته‌بندی می‌توان به توانایی ارزیابی اثرات پارامترهای عمومی زمین‌لرزه‌ها بر رفتار و پاسخ سازه و کاهش پراکندگی و انحراف پاسخ حاصل از تحلیل اشاره نمود. این مجموعه با بزرگای بیشتر از ۶.۵ در مقیاس ریشتر، نزدیک‌ترین فاصله تا گسل مسبب بین ۱۵ تا ۳۰ کیلومتر و نوع خاک C در آئین‌نامه NEHRP (متناسب با خاک نوع ۲ در آئین‌نامه ۲۸۰۰) انتخاب شده است. شایان ذکر است که زلزله‌ها دارای خصوصیات دور از گسل می‌باشند. در این پایان‌نامه ۱۳ رکورد از مولفه افقی از این دسته انتخاب شده و به علت مقدور نبودن گزارش تمام رکوردها نتایج برخی از آنها در این تحقیق ارائه شده است.

جدول ۴-۲ رکوردهای انتخاب شده

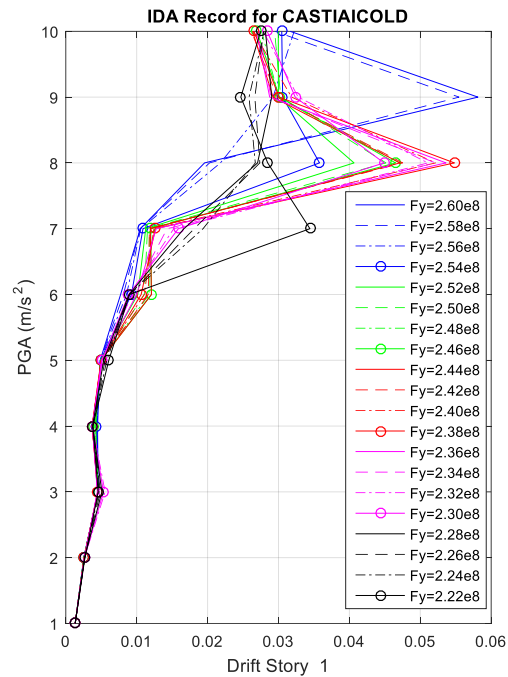
| ردیف | رکورد زلزله           | بیشینه شتاب در راستای X |
|------|-----------------------|-------------------------|
| ۱    | FORTUNA               | 0.114                   |
| ۲    | RIO DELL              | 0.549                   |
| ۳    | FLETCHER              | 0.162                   |
| ۴    | GILROY                | 0.17                    |
| ۵    | ANDERSON DAM (DOWNST) | 0.24                    |
| ۶    | ANDERSON DAM (ABUT)   | 0.077                   |
| ۷    | COYOTE LAKE           | 0.179                   |
| ۸    | CASTIAC-OLD           | 0.514                   |
| ۹    | BEVERLY HILLS         | 0.444                   |
| ۱۰   | BIG TU                | 0.245                   |
| ۱۱   | SUNLAND               | 0.157                   |
| ۱۲   | BURBANK               | 0.163                   |
| ۱۳   | VASQUEZ ROC           | 0.139                   |

#### ۴-۳ نتایج تحلیل دینامیکی افزایشی

پس از پردازش داده‌های حاصل از خروجی OpenSees در MATLAB، منحنی IDA استخراج می‌شود که در شکل‌های (۴-۱) تا (۴-۱۲) منحنی IDA بترتیب برای سازه‌های ۱۰، ۱۵ و ۲۰ طبقه با و بدون TMD برای طبقه اول، پنجم، دهم، پانزدهم و بیستم به ترتیب نمایش داده شده است.

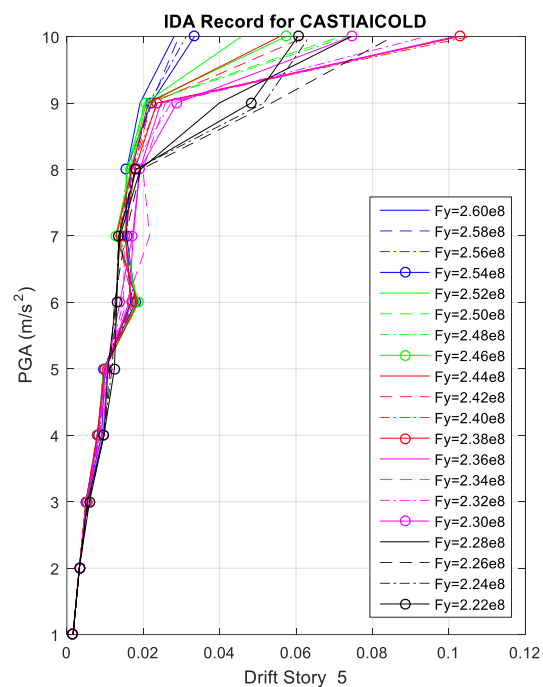


(ب)

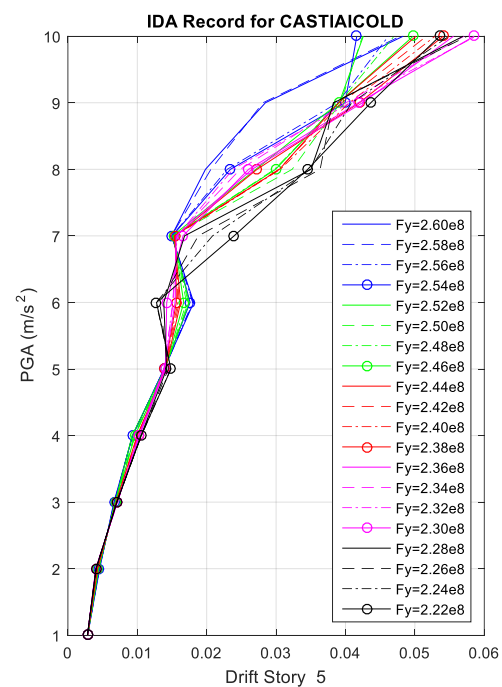


(الف)

شکل ۴-۱ نمودار تحلیل دینامیکی افزایشی برای الف) مربوط به پاسخ طبقه اول سازه ۱۰ طبقه بدون TMD، ب) مربوط به پاسخ طبقه اول سازه ۱۰ طبقه با TMD

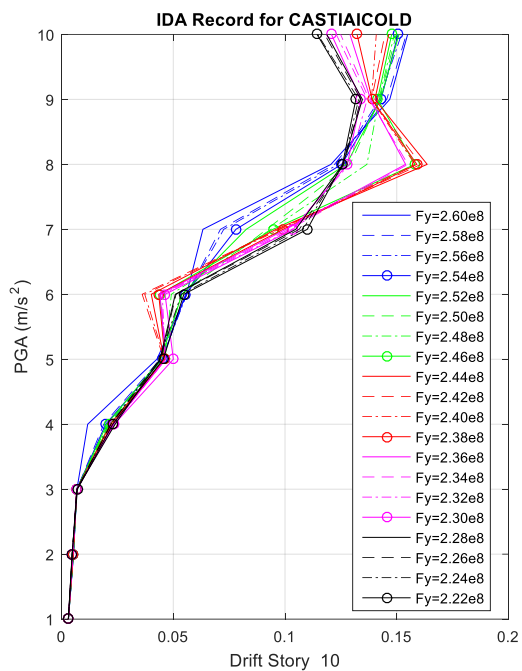


(ب)

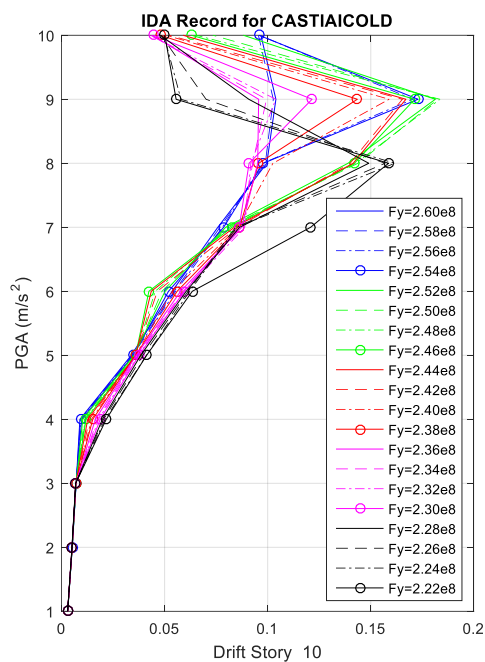


(الف)

شکل ۴-۲ نمودار تحلیل دینامیکی افزایشی برای الف) مربوط به پاسخ طبقه پنجم سازه ۱۰ طبقه بدون TMD، ب) مربوط به پاسخ طبقه پنجم سازه ۱۰ طبقه با TMD

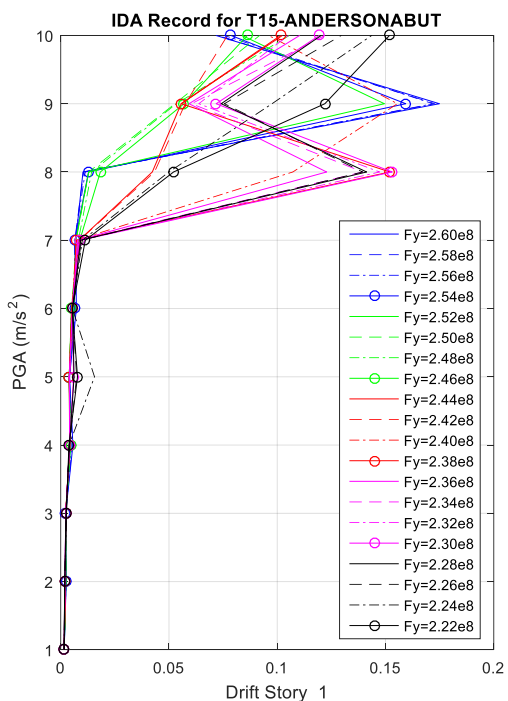


(ب)

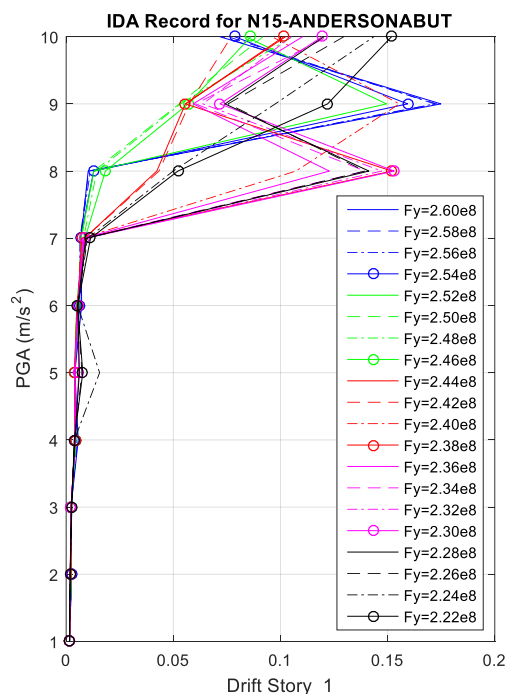


(الف)

شکل ۳-۴ نمودار تحلیل دینامیکی افزایشی برای الف) مربوط به پاسخ طبقه دهم سازه ۱۰ طبقه بدون TMD، ب) مربوط به پاسخ طبقه دهم سازه ۱۰ طبقه با TMD

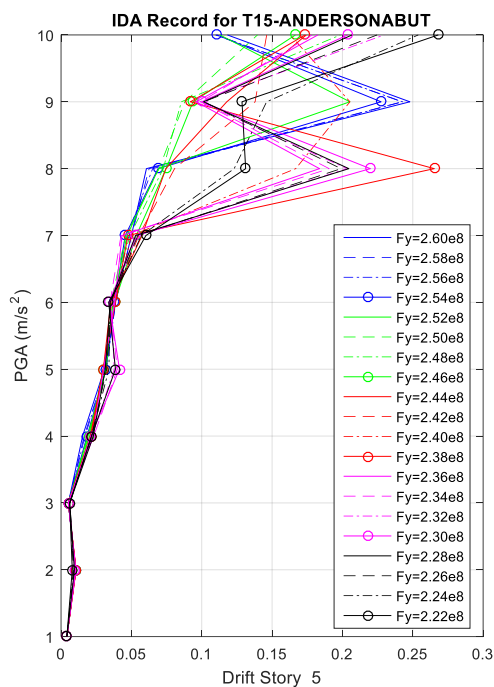


(ب)

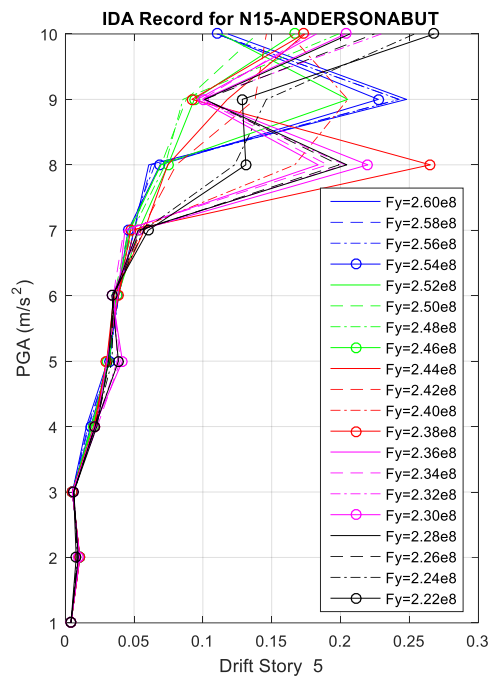


(الف)

شکل ۴-۴ نمودار تحلیل دینامیکی افزایشی برای الف) مربوط به پاسخ طبقه اول سازه ۱۵ طبقه بدون TMD، ب) مربوط به پاسخ طبقه اول سازه ۱۵ طبقه با TMD

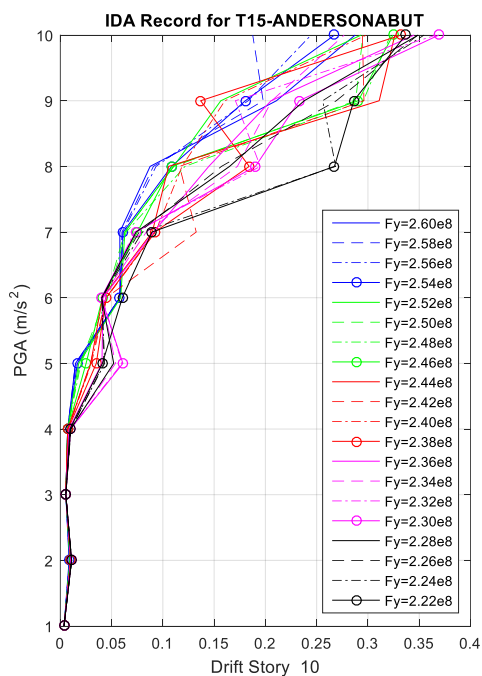


(ب)

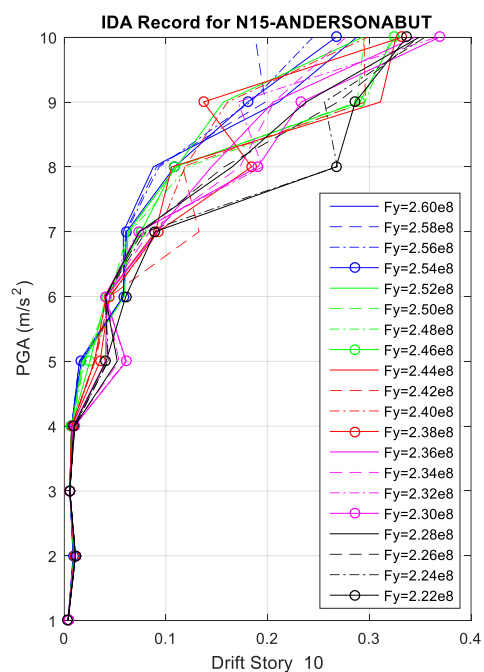


(الف)

شکل ۴-۵ نمودار تحلیل دینامیکی افزایشی برای الف) مربوط به پاسخ طبقه پنجم سازه ۱۵ طبقه بدون TMD، ب) مربوط به پاسخ طبقه پنجم سازه ۱۵ طبقه با TMD

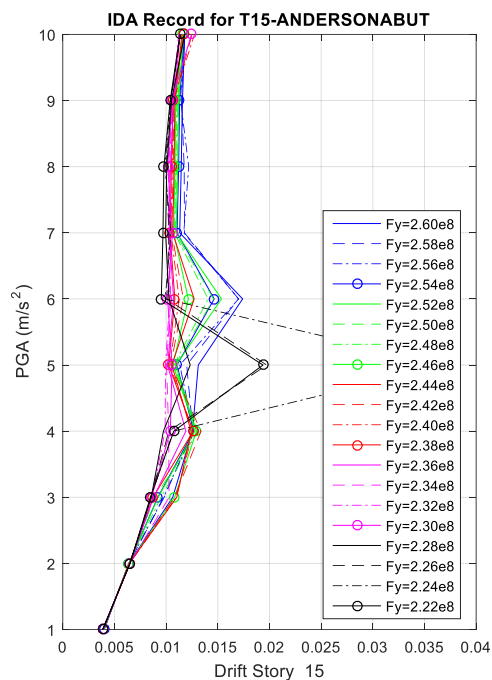


(ب)

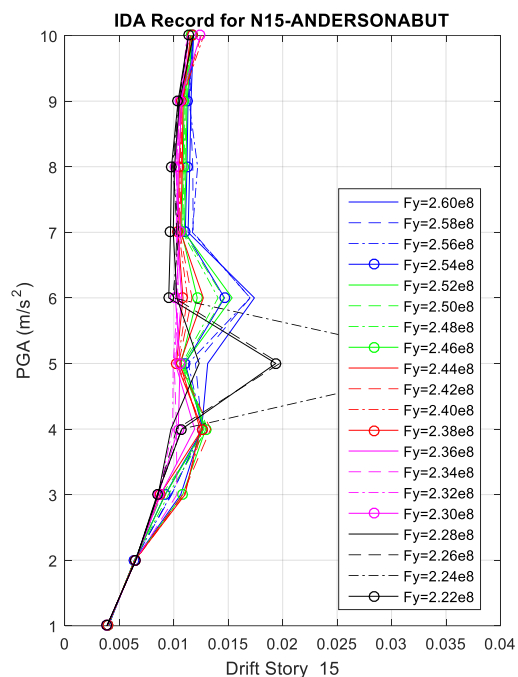


(الف)

شکل ۴-۶ نمودار تحلیل دینامیکی افزایشی برای الف) مربوط به پاسخ طبقه دهم سازه ۱۵ طبقه بدون TMD، ب) مربوط به پاسخ طبقه دهم سازه ۱۵ طبقه با TMD

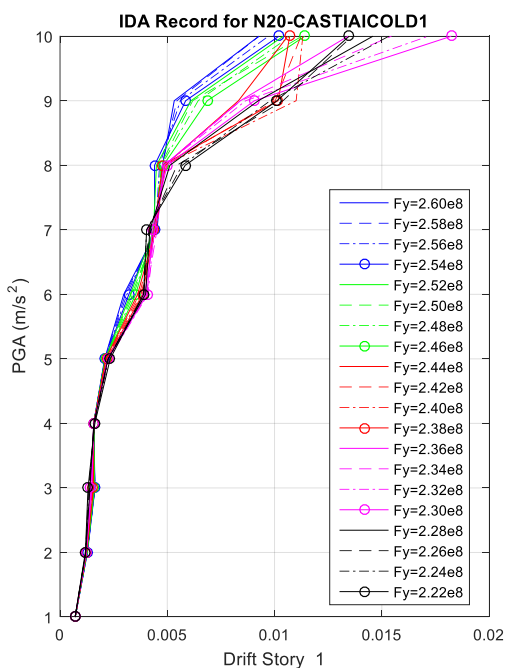


(ب)

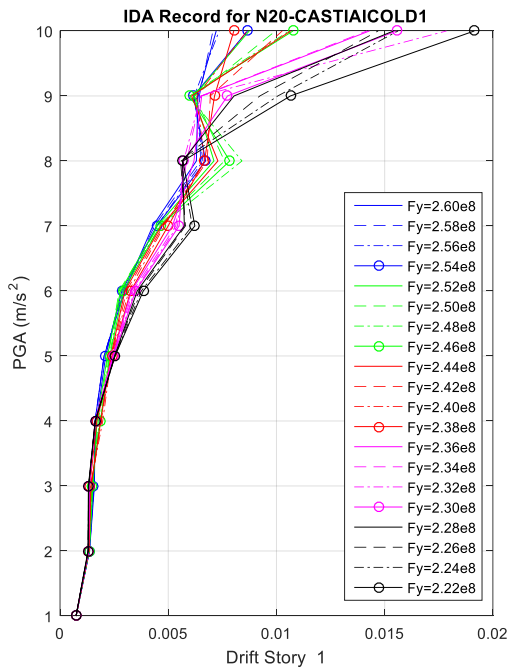


(الف)

شکل ۴-۷ نمودار تحلیل دینامیکی افزایشی برای الف) مربوط به پاسخ طبقه پانزدهم سازه ۱۵ طبقه بدون TMD، ب) مربوط به پاسخ طبقه پانزدهم سازه ۱۵ طبقه با TMD

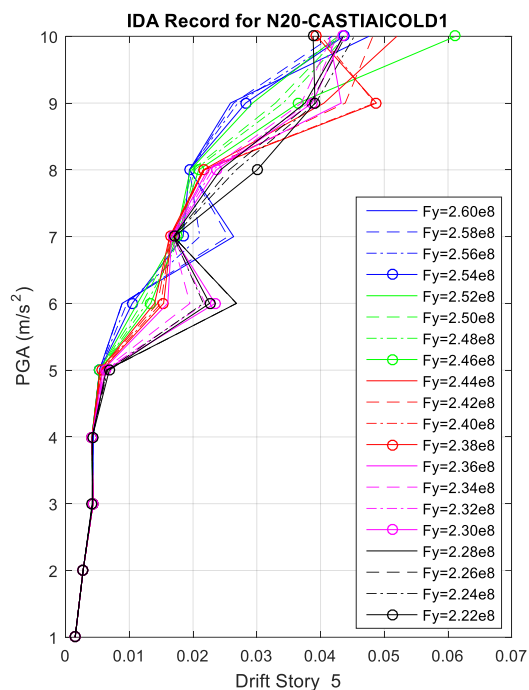


(ب)

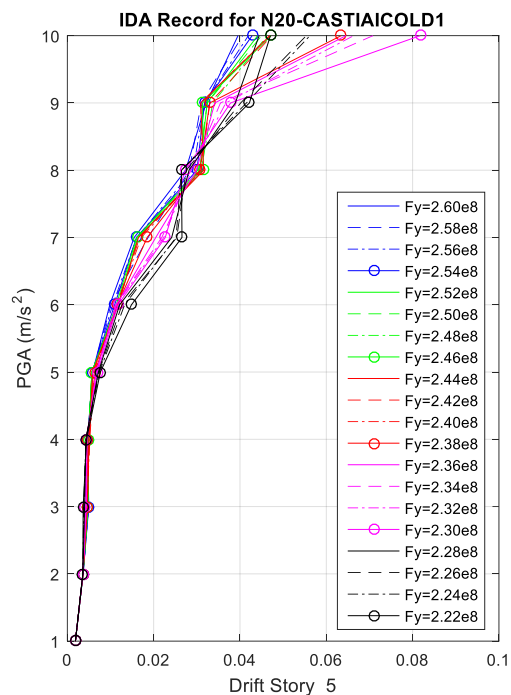


(الف)

شکل ۴-۸ نمودار تحلیل دینامیکی افزایشی برای الف) مربوط به پاسخ طبقه اول سازه ۲۰ طبقه بدون TMD، ب) مربوط به پاسخ طبقه اول سازه ۲۰ طبقه با TMD

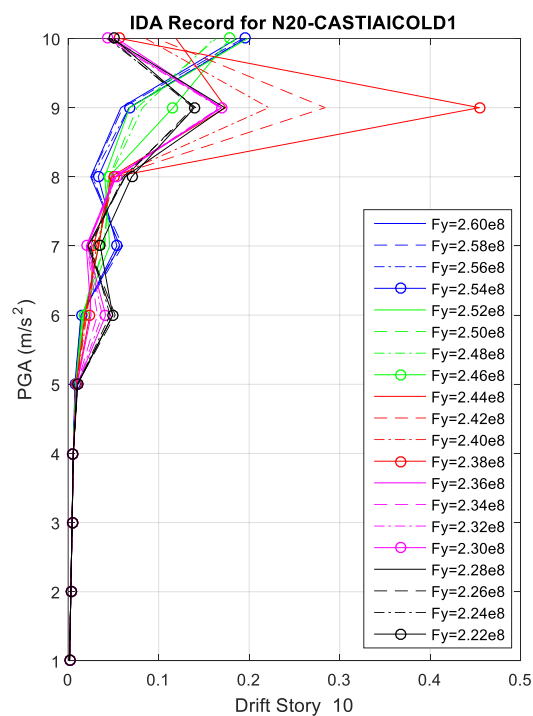


(ب)

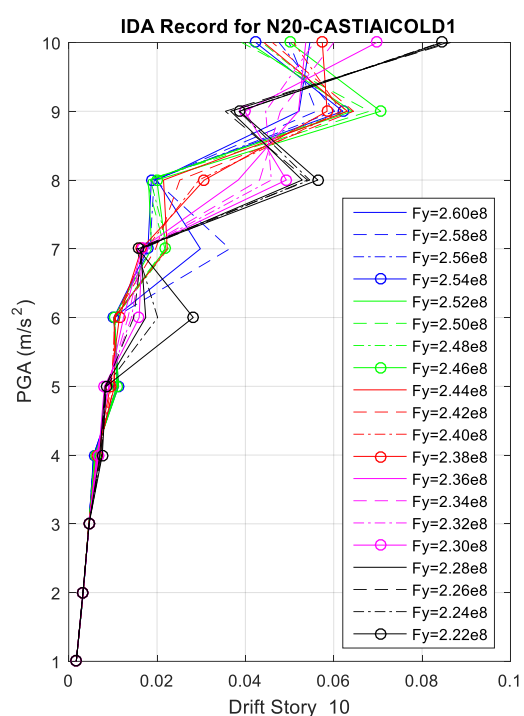


(الف)

شکل ۴-۹ نمودار تحلیل دینامیکی افزایشی برای الف) مربوط به پاسخ طبقه پنجم سازه ۲۰ طبقه بدون TMD، ب) مربوط به پاسخ طبقه پنجم سازه ۲۰ طبقه با TMD

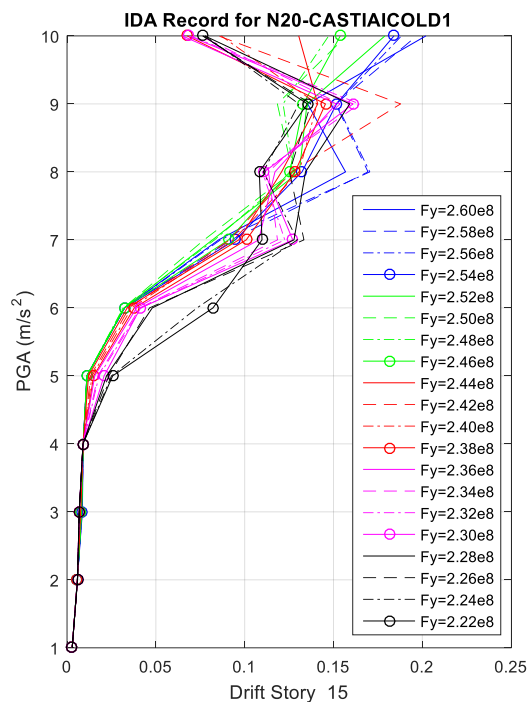


(ب)

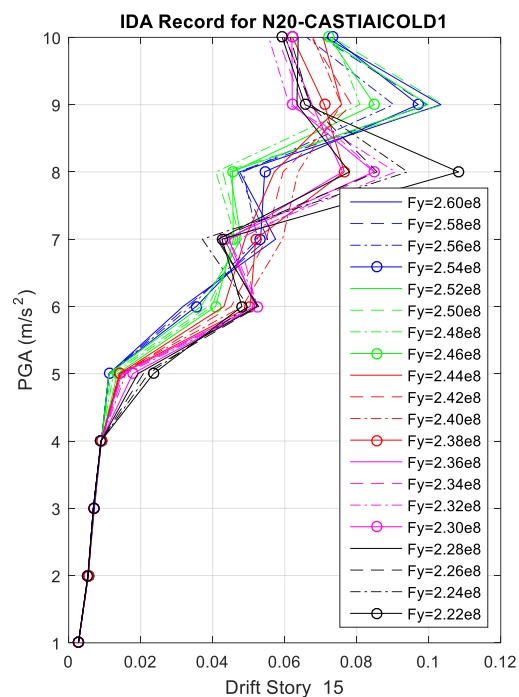


(الف)

شکل ۴-۱۰ نمودار تحلیل دینامیکی افزایشی برای الف) مربوط به پاسخ طبقه دهم سازه ۲۰ طبقه بدون TMD، ب) مربوط به پاسخ طبقه دهم سازه ۲۰ طبقه با TMD



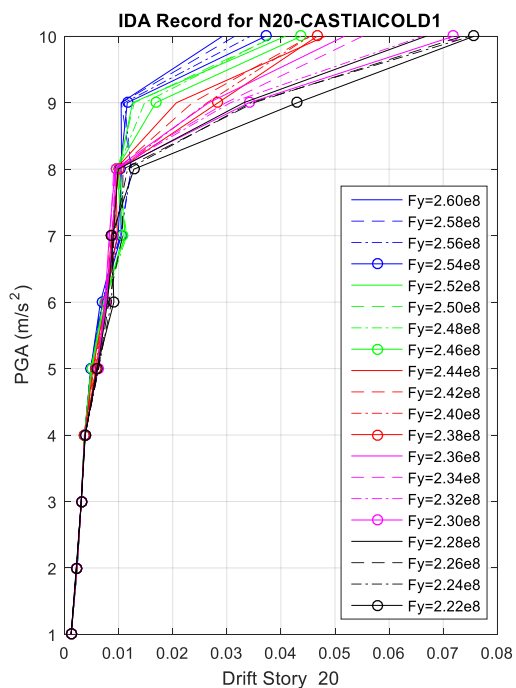
(ب)



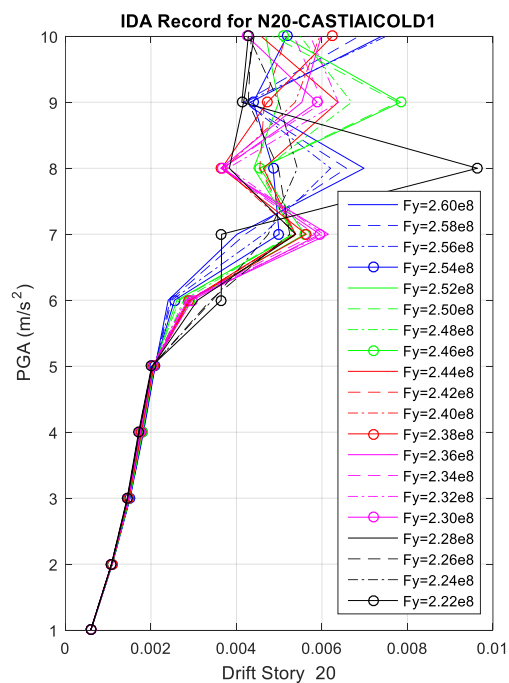
(الف)

شکل ۴-۱۱ نمودار تحلیل دینامیکی افزایشی برای الف) مربوط به پاسخ طبقه پانزدهم سازه ۲۰ طبقه بدون TMD، ب)

مربوط به پاسخ طبقه پانزدهم سازه ۲۰ طبقه با TMD



(ب)



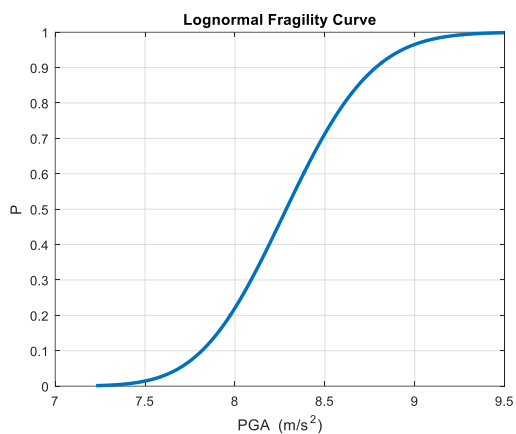
(الف)

شکل ۴-۱۲ نمودار تحلیل دینامیکی افزایشی برای الف) مربوط به پاسخ طبقه بیستم سازه ۲۰ طبقه بدون TMD، ب) مربوط

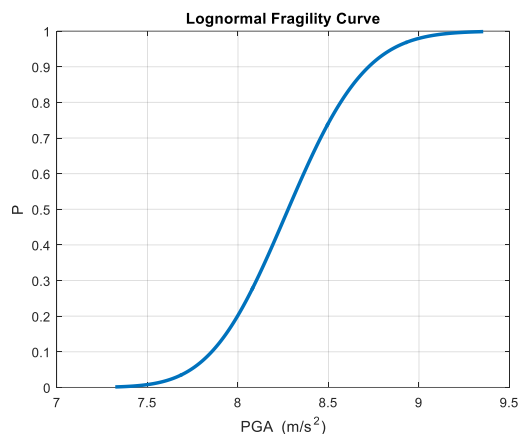
به پاسخ طبقه بیستم سازه ۲۰ طبقه با TMD

#### ۴-۴ منحنی‌های شکنندگی

با توجه به روابط ارائه شده در فصول پیشین و با در نظر گرفتن منحنی‌های IDA، منحنی‌های شکنندگی برای دریافت ۲٪ در شکل‌های (۴-۱۳) تا (۴-۲۴) محاسبه و ترسیم گردیده است.

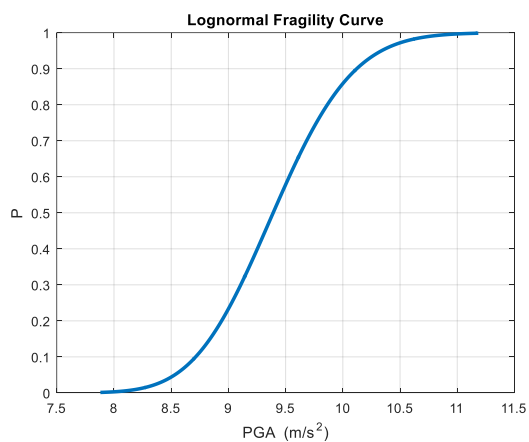


(ب)

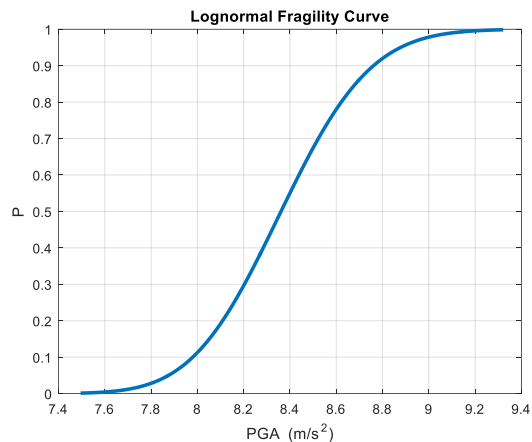


(الف)

شکل ۴-۱۳ منحنی شکنندگی (الف) طبقه اول سازه ۱۰ طبقه بدون TMD، (ب) طبقه اول سازه ۱۰ طبقه با TMD

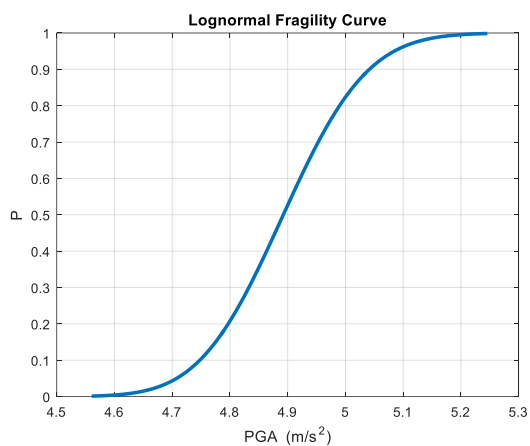


(ب)

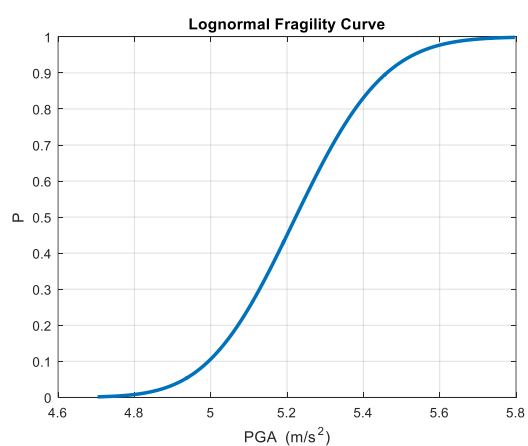


(الف)

شکل ۴-۱۴ منحنی شکنندگی (الف) طبقه پنجم سازه ۱۰ طبقه بدون TMD، (ب) طبقه پنجم سازه ۱۰ طبقه با TMD

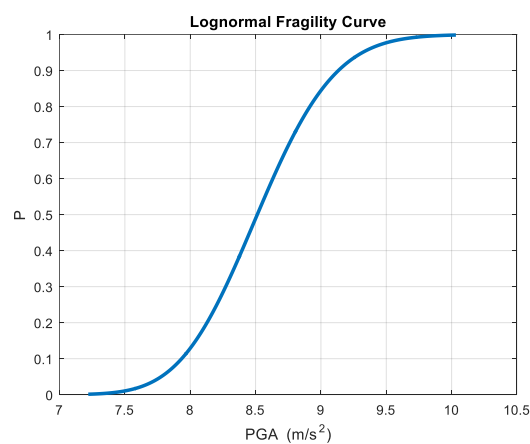


(ب)

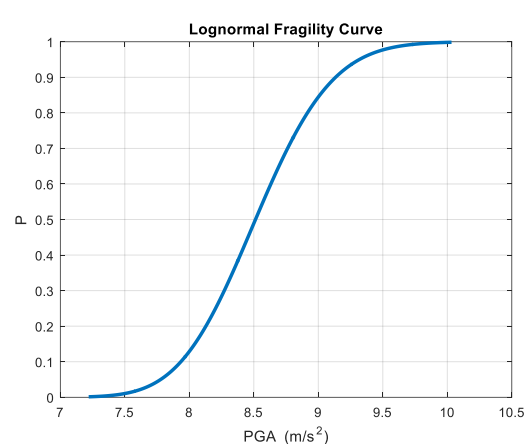


(الف)

شکل ۴-۱۵ منحنی شکنندگی الف) طبقه دهم سازه ۱۰ طبقه بدون TMD، ب) طبقه دهم سازه ۱۰ طبقه با TMD

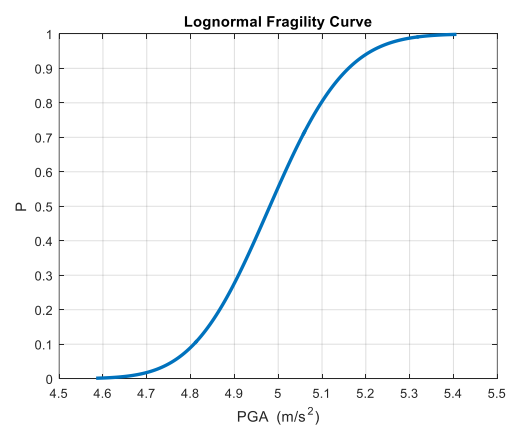


(ب)

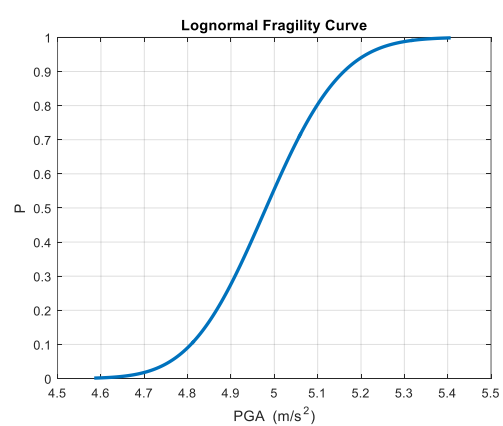


(الف)

شکل ۴-۱۶ منحنی شکنندگی الف) طبقه اول سازه ۱۵ طبقه بدون TMD، ب) طبقه اول سازه ۱۵ طبقه با TMD

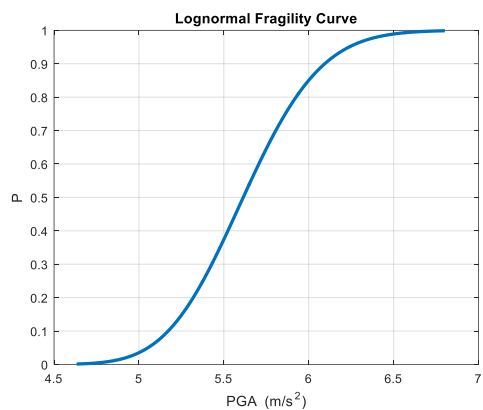


(ب)

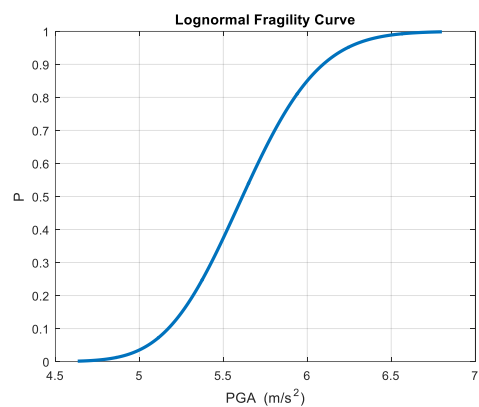


(الف)

شکل ۴-۱۷ منحنی شکنندگی الف) طبقه پنجم سازه ۱۵ طبقه بدون TMD، ب) طبقه پنجم سازه ۱۵ طبقه با TMD

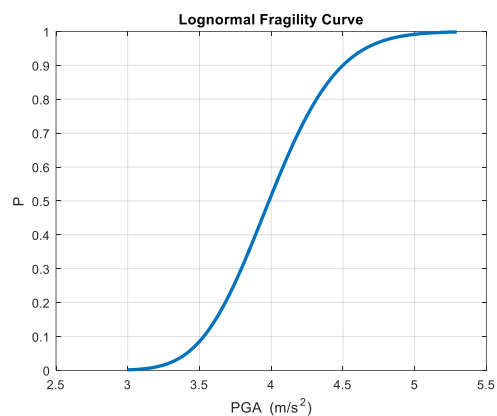


(ب)

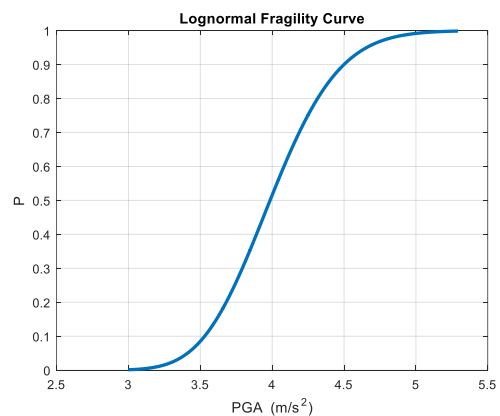


(الف)

شکل ۴-۱۸ منحنی شکنندگی الف) طبقه دهم سازه ۱۵ طبقه بدون TMD، ب) طبقه دهم سازه ۱۵ طبقه با TMD

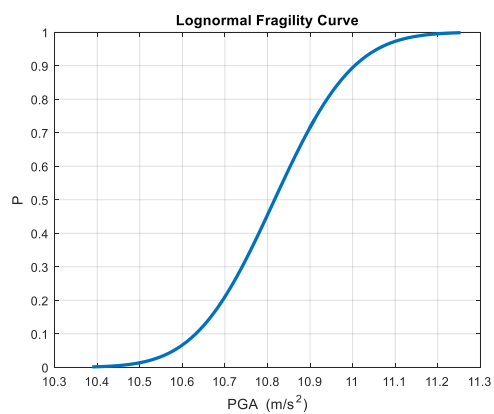


(ب)

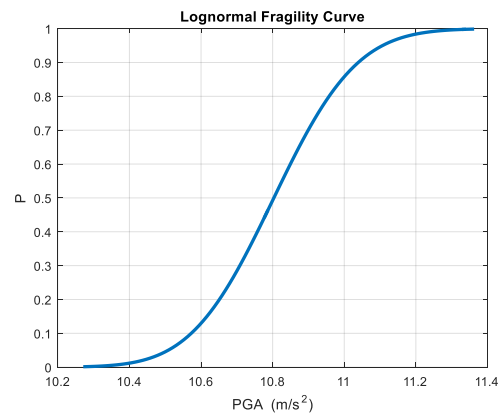


(الف)

شکل ۴-۱۹ منحنی شکنندگی الف) طبقه پانزدهم سازه ۱۵ طبقه بدون TMD، ب) طبقه پانزدهم سازه ۱۵ طبقه با TMD

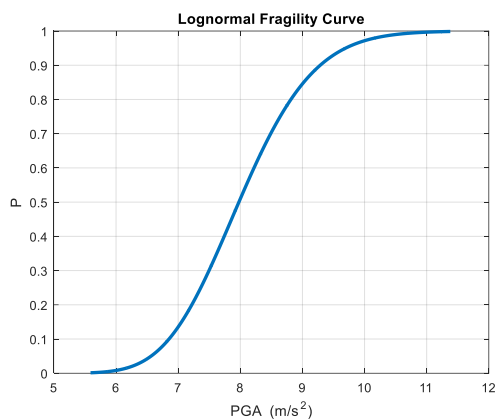


(ب)

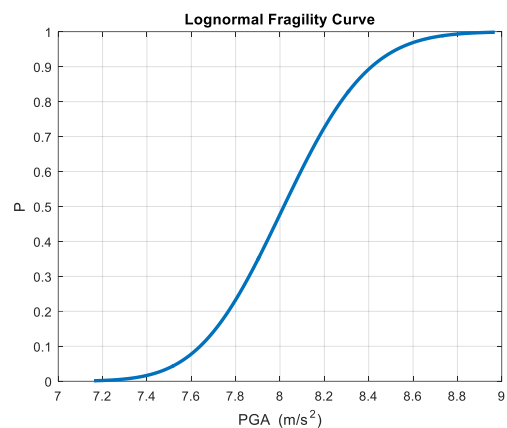


(الف)

شکل ۴-۲۰ منحنی شکنندگی الف) طبقه اول سازه ۲۰ طبقه بدون TMD، ب) طبقه اول سازه ۲۰ طبقه با TMD

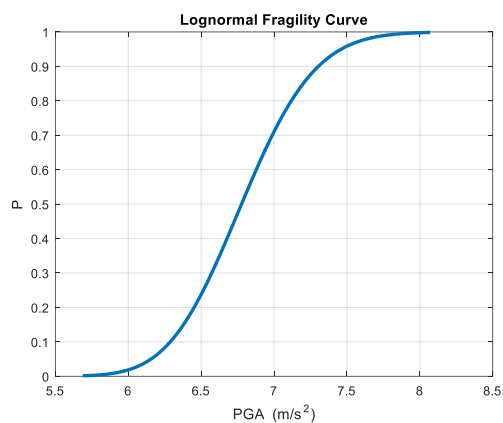


(ب)

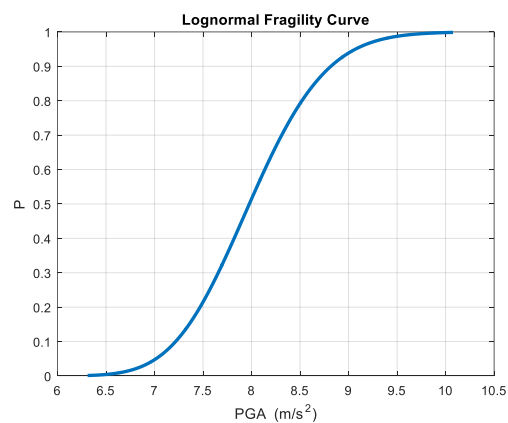


(الف)

شکل ۴-۲۱ منحنی شکنندگی الف) طبقه پنجم سازه ۲۰ طبقه بدون TMD، ب) طبقه پنجم سازه ۲۰ طبقه با TMD

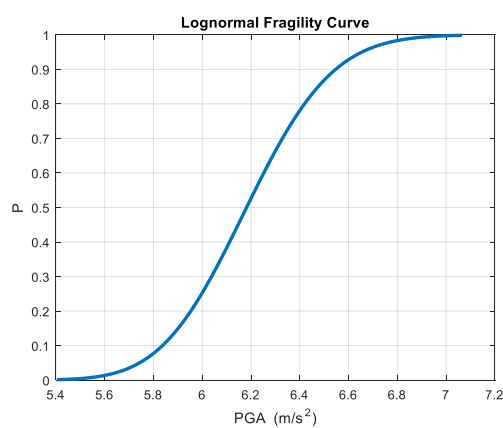


(ب)

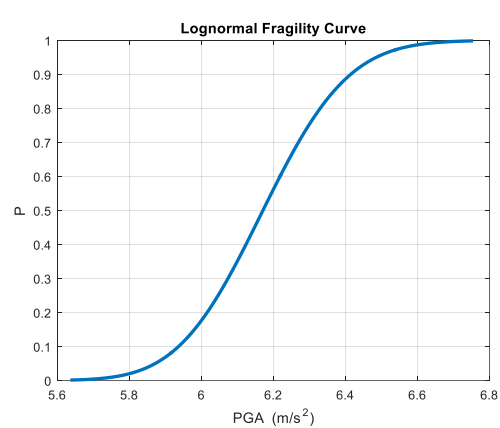


(الف)

شکل ۴-۲۲ منحنی شکنندگی الف) طبقه دهم سازه ۲۰ طبقه بدون TMD، ب) طبقه دهم سازه ۲۰ طبقه با TMD

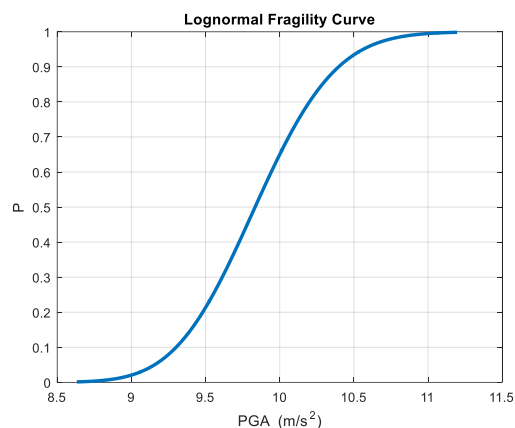


(ب)

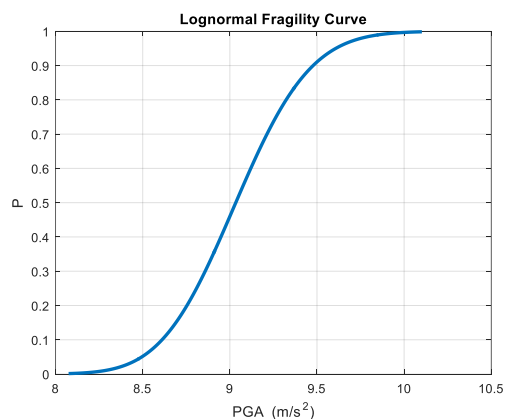


(الف)

شکل ۴-۲۳ منحنی شکنندگی الف) طبقه پانزدهم سازه ۲۰ طبقه بدون TMD، ب) طبقه پانزدهم سازه ۲۰ طبقه با TMD



(ب)



(الف)

شکل ۴-۲۴ منحنی شکنندگی (الف) طبقه بیستم سازه ۲۰ طبقه بدون TMD، (ب) طبقه بیستم سازه ۲۰ طبقه با TMD

جدول‌های (۳-۴) و (۴-۴) درصد کاهش یافته احتمال خرابی با در نظر گرفتن میراگر جرمی برای شتاب ثقل طرح ۰/۶ و ۰/۳ متر بر مجذور ثانیه را نشان می‌دهند. همانطور که مشاهده می‌شود، کاهش احتمال خرابی سازه در شرایط استفاده از میراگر جرمی کاملاً معنادار بوده و در طبقه‌های پایین‌تر ساختمان‌ها، این کاهش احتمال خرابی بیشتر است.

جدول ۳-۴ درصد کاهش یافته احتمال خرابی با در نظر گرفتن میراگر جرمی برای شتاب ثقل طرح ۰/۶ متر بر مجذور ثانیه

| نوع سازه | طبقه اول  | طبقه پنجم | طبقه دهم | طبقه پانزدهم | طبقه بیستم |
|----------|-----------|-----------|----------|--------------|------------|
| ۱۰ طبقه  | - 22.22 % | -30 %     | -10 %    | ---          | ---        |
| ۱۵ طبقه  | -10.52 %  | -21.42 %  | -4.76 %  | -11.76 %     | ---        |
| ۲۰ طبقه  | -58.33 %  | -6 %      | -26.66 % | -24.59 %     | -33.33 %   |

جدول ۴-۴ درصد کاهش یافته احتمال خرابی با در نظر گرفتن میراگر جرمی برای شتاب ثقل طرح ۰/۳ متر بر مجذور ثانیه

| نوع سازه | طبقه اول | طبقه پنجم | طبقه دهم | طبقه پانزدهم | طبقه بیستم |
|----------|----------|-----------|----------|--------------|------------|
| ۱۰ طبقه  | 0 %      | 0 %       | 0 %      | ---          | ---        |
| ۱۵ طبقه  | -33.33 % | -25 %     | 0 %      | -25 %        | ---        |
| ۲۰ طبقه  | -100 %   | -27.27 %  | -50 %    | -16.66 %     | -0 %       |

#### ۵-۴ نتایج حساسیت تحلیل دینامیکی افزایشی به عدم قطعیت لرزه‌ای و سازه‌ای

جدول (۵-۴) نتایج میانگین مربعات خطا برای معماری‌های مختلف شبکه عصبی را نمایش می‌دهد.

جدول ۵-۴ میانگین مربعات خطا برای معماری‌های مختلف شبکه عصبی (۰/۰۱×)

| ویژگی‌های مورد استفاده                    | سازه ۱۰ طبقه | سازه ۱۵ طبقه | سازه ۲۰ طبقه |
|-------------------------------------------|--------------|--------------|--------------|
| شماره طبقه                                | ۰/۳۲         | ۰/۷۲         | ۰/۳۲         |
| تنش تسلیم                                 | ۰/۷۵         | ۰/۹۳         | ۰/۵۴         |
| حداکثر شتاب زمین                          | ۰/۵۸         | ۰/۵۱         | ۰/۴۴         |
| شماره طبقه + تنش تسلیم + حداکثر شتاب زمین | ۰/۰۲         | ۰/۱۵         | ۰/۰۵         |

## فصل ۵

### نتیجه‌گیری و پیشنهادها

انواع مختلف میراگر متوازن جرمی در کشورهای پیشرفته جهت مقابله با نیروهای جانبی بر روی سازه‌های بلندمرتبه نصب می‌شود. علی‌رغم وجود پیشرفت‌های بسیاری که در به کارگیری سیستم‌های جذب انرژی غیرفعال مانند جرم میراگر متوازن که بالاخص در مقابل بارهای لرزه‌ای و یا باد بر روی ساختمان‌ها و پل‌ها صورت گرفته، این روش‌ها در صنعت ساختمان ایران چندان مورد توجه قرار نگرفته اند. اهمیت مقاوم سازی ساختمان‌ها و پل‌ها به ویژه در برابر زلزله، در کشور زلزله خیزی همچون ایران، بر کسی پوشیده نیست و شاید بتوان این کم توجهی را ناشی از ویژگی محافظه کاری صنعت ساختمان ایران، عدم تمایل نسبت به بکارگیری فناوری‌های نوین و ارتباط ضعیف آن با پژوهش‌های علمی روز دنیا دانست. از سوی دیگر، اخیراً احداث ساختمان‌های بلند علی‌الخصوص در شهرهای بزرگ که با مشکل کمبود فضای لازم برای ساخت مسکن مواجه اند، مورد توجه قرار گرفته است. توجه به این نکته نیز حائز اهمیت می‌باشد که عمدتاً در این ساختمان‌ها از مواد و مصالحی استفاده می‌شود که سبک بوده و از قابلیت انعطاف پذیری بالایی برخوردارند. کمبود نسبت میرایی و میزان جذب انرژی این سازه‌ها موجب ایجاد دامنه ارتعاشی بزرگ حتی در زلزله‌های با سطح متوسط می‌گردد. به علاوه سرمایه گذاری نسبتاً هنگفت ساخت این سازه‌ها و میزان درآمد حاصل، پرداخت هزینه نه چندان گزاف استفاده از سیستم‌های کنترلی را توجیه می‌نماید. سیستم جرم متوازن یکی از ابزارهای مناسب جهت کنترل سازه‌های بلند که اغلب از شکل پذیری بالایی برخوردارند، می‌باشد. از جمله مزایای این سیستم می‌توان به بازده خوب آن در برابر بارهای با شدت کم و فرکانس نزدیک به فرکانس اصلی سازه مانند بار باد و زلزله‌های با شدت کم اشاره کرد. از دیگر محاسن این سیستم هزینه کم ساخت، نگهداری و عملیات آن به هنگام بروز ارتعاش است. با توجه به وضعیت خاص کشور ایران از لحاظ بروز زلزله، جا دارد که مطالعات بیشتری پیرامون کنترل ارتعاشات سازه‌ها و به خصوص سیستم جرم متوازن میراگر صورت گیرد.

## ۵-۲ نتیجه گیری

با مقایسه منحنی‌های شکنندگی برای سازه‌های با و بدون میراگر جرمی که در فصل نتایج ارائه شد، مشاهده می‌شود که اضافه کردن میراگر جرمی به طور کلی با دور کردن پیوند موثر سازه از پیوند بحرانی باعث کاهش

پاسخ‌های سازه می‌شود و همچنین افزودن این میراگر به سازه به دلیل اختلاف فازی که بین سازه اصلی و میراگر وجود دارد باعث جلوگیری از پاسخ‌های شدید و ناگهانی سازه می‌شود و منحنی پاسخ را به طور کلی نرم تر و مقدار پاسخ در نقاط پیک را کاهش می‌دهد.

با توجه به تحلیل‌های صورت گرفته در این پایان‌نامه و بررسی منحنی‌های شکنندگی می‌توان نتیجه گرفت که وجود میراگر جرمی با در نظر گرفتن شتاب طرح  $0/3$  در سازه ۱۰ طبقه توجیه نداشته و در سازه ۱۵ طبقه بیشتر در طبقه اول به میزان ۳۳ درصد بهبود داشته و در طبقه پنجم سازه ۲۰ طبقه به میزان  $27/7$  بهبود یافته و با در نظر گرفتن شتاب طرح  $0/6$  در طبقه پنجم سازه ۱۰ طبقه به میزان ۳۰ درصد بیشترین اثر را داشته و در طبقه پنجم سازه ۱۵ طبقه با  $21/42$  بیشترین کاهش و در طبقه اول سازه ۲۰ طبقه با  $58/33$  درصد کاهش بیشترین اثر را داشته است.

همانطور که مشاهده می‌شود، به ازای یک PGA مشخص، عملکرد TMD در سازه‌های بلندتر قابل قبول تر بوده است. هرچند به طور کلی با افزایش ارتفاع سازه احتمال خرابی آن افزایش می‌یابد، اما نتایج بیانگر این حقیقت است که با افزایش ارتفاع سازه میزان تاثیر میراگر بر کاهش خرابی، بیشتر می‌شود و وجود آن توجیه اقتصادی پیدا می‌کند.

### ۵-۳ پیشنهادها

به منظور توسعه تحقیق حاضر، پیشنهادهای به منظور انجام مطالعه در آینده به صورت زیر ارائه می‌گردد:

- (۱) بررسی اثر توام چند میراگر جرمی در طبقات و جانمایی‌های مختلف در سازه و متغیر بودن نوع میراگر؛
- (۲) بررسی اثر عناصر دیگر عدم قطعیت سازه‌ای مانند متغیر بودن مدول الاستیسته‌های مختلف برای انواع مصالح بکار رفته در سازه، و متغیر بودن مقاومت بتن در فونداسیون سازه؛
- (۳) بررسی اثر عناصر دیگر عدم قطعیت لرزه‌ای مانند زلزله با بزرگای شدید تر و انواع متغیر و تعداد بیشتر رکوردهای بکار رفته؛

- (۴) بررسی اثر در نظر گرفتن دیوار برشی‌های مختلف در سازه؛

- (۵) مقایسه اثر ترکیب بار دستورالعمل‌های مختلف در سازه.

- [۱] ا. امین دهقان، و س. زهرائی، شناخت سیستم‌های نوین میراگر فلزی با مکانیزم عملکرد متفاوت در کاهش آسیب پذیری لرزه‌ای سازه‌های فولادی، چهاردهمین کنفرانس ملی سازه و فولاد و چهاردهمین کنفرانس ملی کاربرد فولادهای پر استحکام در صنعت سازه، ۱۳۹۲، تهران
- [۲] خ. برگی، دینامیک سازه‌ها، ۱۳۹۳.
- [۳] م. تابش پور، تحلیل غیرخطی سازه‌ها، ۱۳۹۰.
- [4] T. Pinkaew, P. Lukkunaprasit, and P. Chatupote, Seismic effectiveness of tuned mass dampers for damage reduction of structures, Eng. Struct., vol. 25, no. 1, pp. 39–46, 2003.
- [۵] ا. فرشیدیانفر و پ. اولیازاده، میراکننده جرمی تنظیم‌شده و کاربرد آن در کاهش ارتعاشات سازه‌ها، نشریه مهندسی مکانیک، جلد ۱۸، ۱۳۸۸.
- [۶] ع. حق‌اللهی و م. عباسی طرئی، بررسی اثر نحوه و محل قرارگیری میراگر جرمی تنظیم‌شده (TMD) در ساختمان‌های بلندمرتبه، سومین کنفرانس ملی سازه و فولاد و اولین کنفرانس ملی سازه‌های سبک فولادی، ۱۳۹۱.
- [۷] م. رحیمیان، ب. کامرانی مقدم و ا. ک. قربانی تنها، کنترل لرزه‌ای سازه‌ها با استفاده از میراگر جرمی تنظیم شده (TMD)، اولین همایش بین‌المللی مقاوم سازی لرزه‌ای، ۱۳۸۵.
- [۸] ش. ا. آخوندزاده، ا. حسینی، و م. مشایخی، بررسی الگوریتم فعال در سازه‌های مجهز به میراگر جرمی تنظیم شده (TMD)، دومین کنفرانس ملی سازه، زلزله و ژئوتکنیک، ۱۳۹۱.
- [۹] م. اسدپور، ر. خدایاری، و ح. عزیزی، بهینه‌یابی موقعیت میراگر جرمی تنظیم شده در جهت بهبود رفتار لرزه‌ای سازه‌ها، کنفرانس مصالح و سازه‌های نوین در علم مهندسی عمران، ۱۳۹۳.
- [10] R. Debbarma and D. Debnath, Earthquake Response Control of 3-Story Building Structures by Tuned Mass Damper, vol. 2, no. 9, pp. 187–192.
- [11] F. Nateghi and K. Tarbali, International Journal of Engineering, Int. J. Eng., vol. 5, no. 5, pp. 1243–1250, 2011.
- [12] I. Kourakis, Structural systems and tuned mass dampers of super-tall buildings: case study of Taipei 101.
- [۱۳] م. زرین، آموزش جامع SAP2000V15
- [۱۴] س. حسینی، کاربرد نرم‌افزار OpenSees در مدلسازی و تحلیل سازه‌ها، ۱۳۹۲.
- [۱۵] م. آزادی کاکاوند و ش. طاووسی تفرشی، راهنمای کاربردی OpenSees، ۱۳۹۳.
- [۱۶] ی. کماچی، مدلسازی کاربردی با استفاده از نرم‌افزار OpenSees، ۱۳۹۱.
- [17] G. B. Warburton and E. O. Ayorinde, Optimum absorber parameters for simple systems. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 8(3), pp. 197–217, 1980.
- [18] A. Pozos-Estrada and H. P. Hong, Sensitivity Analysis of the Effectiveness of Tuned Mass Dampers to Reduce the Wind-Induced Torsional Responses. Latin American Journal of Solids and Structures, 12(13), pp. 2520–2538, 2015.
- [19] B. J. Vickery, J. K. Galsworthy, and R. Gerges, The behaviour of simple non-linear tuned mass dampers. In Proceedings 6th World Congress of the Council on Tall Buildings and Urban

Habitat. Melbourne, Australia, 2001.

[20] T. Polsak and C. C. Allin, Probabilistic Seismic Demand Analysis Using Advanced Ground Motion Intensity Measures, Attenuation Relationships, and Near-Fault Effects, *Pacific Earthq. Eng. Res. Cent.*, no. March, pp. 185–195, 2007.



Islamic Azad University  
Noor Branch

M.Sc. Theses

Civil Structure

Subject:

**Probability Evaluation of Steel Frame with Tuned Mass Damper**

Advisor:

Sepideh Rahimi Ph.D.

By:

Farshid Farrokhi

Summer 2016