

## A practical performance level-based design method for seismic retrofitting of high-rise flexural concrete structures equipped with steel shear walls

Saeed Lari<sup>1</sup>, Meisam Mahboubi Niazmandi<sup>2\*</sup>, Vahid Hatami Dezdarani<sup>3</sup>, Sajjad Gholipour<sup>4</sup>

1- Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Eshragh Institute of Higher Education, Bojnourd, Iran

2- Ph.D. in Geotechnical Engineering, Department of Civil and Environmental Engineering, Shiraz University of Technology, Shiraz, Iran

3- Ms.C Graduated, Department of Civil Engineering, Islamic Azad University, Shoushtar Branch, Shoushtar, Iran

4- Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Engineering Faculty of Khoy, Urmia University of Technology, Urmia, Iran

### ABSTRACT

Using steel shear wall (SSW) system is very common to improve the performance of steel structures; However, the use of this system to strengthen concrete structures has not been given much attention. The present paper aimed to propose a practical performance-based level method for seismic improvement of high-rise flexural concrete frames equipped with SSW. To this end, 15, 20 and 25-story high-rise concrete frames in both base and retrofitted modes with SSW system have been modeled in ETABS. After calling them in Opensees, their seismic behavior has evaluated by performing nonlinear time history analysis under earthquakes. The inter-story drift and shear force of the frames have investigated in two abovementioned modes at the levels of life safety performance (LS) and collapse prevention (CP) according to guidelines limitations. The results showed that concrete frames equipped with SSW as an intelligent system, by increase in the lateral stiffness, in addition to uniformizing the drift distribution along the height, can significantly reduce the maximum middle-story drift (more than 60%). Also, the shear capacity of the middle stories for the retrofitted concrete frames increased about 20% to 30% at different performance levels. Consequently, it was found that high-rise concrete frames in the base modes, due to the lack of a strong lateral load-bearing system, are not able to absorb the horizontal forces applied by the earthquake. Also, frames do not have a good ability to present a hysterical behavior of energy. Therefore, the maximum plastic capacity of the frames is not mobilized to dissipate the input energy. However, by using the SSW system, the non-uniform drift distribution and the shear force of the middle stories change more effectively in line with the height of the structure in accordance with the maximum allowable drift values of the regulations.

### ARTICLE INFO

Receive Date: 30 June 2024

Revise Date: 23 October 2024

Accept Date: 03 December 2024

### Keywords:

Practical seismic retrofitting,  
High-rise flexural concrete  
frames,  
Steel shear wall (SSW) system,  
Performance levels,  
Time history analysis

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: [10.22065/jsce.2024.465522.3453](https://doi.org/10.22065/jsce.2024.465522.3453)

\*Corresponding author: Meisam Mahboubi Niazmandi

Email address: [m.mahboubi@sutech.ac.ir](mailto:m.mahboubi@sutech.ac.ir)

## یک روش طراحی کاربردی مبتنی بر سطح عملکرد برای بهسازی لرزه‌های سازه‌های بتنی

### بلندمرتبه مجهز به دیوار برشی فولادی

سعید لاری<sup>۱</sup>، میثم محبوبی نیازمندی<sup>۲\*</sup>، وحید حاتمی دزدارانی<sup>۳</sup>، سجاد قلی‌پور<sup>۴</sup>

۱- استادیار، دانشکده مهندسی عمران، موسسه آموزش عالی اشراق، بجنورد، ایران

۲- دکترای ژئوتکنیک، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه صنعتی شیراز، شیراز، ایران

۳- دانش آموخته کارشناسی ارشد سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد شوشتر، شوشتر، ایران

۴- استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی خوی، دانشگاه صنعتی ارومیه، ارومیه، ایران

### چکیده

استفاده از سیستم دیوار برشی فولادی (SSW) برای بهسازی عملکرد سازه‌های فولادی بسیار مرسوم است؛ با این حال استفاده از این سیستم برای تقویت سازه‌های بتنی چندان مورد توجه قرار نگرفته است. هدف از مقاله حاضر، ارائه یک روش کاربردی مبتنی بر سطح عملکرد برای بهسازی لرزه‌های قاب‌های بتنی خمشی بلندمرتبه مجهز به SSW می‌باشد. بدین منظور، ابتدا قاب‌های بتنی ۱۵، ۲۰ و ۲۵ طبقه در دو حالت مبنا و بهسازی‌شده با SSW در نرم‌افزار ETABS مدل‌سازی گردید. پس از طراحی اولیه قاب‌ها و فراخوانی آن‌ها در نرم‌افزار Opensees، رفتار لرزه‌ای آن‌ها با انجام تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی تحت اثر زلزله ارزیابی شد. توزیع جابجایی نسبی (دریفت) و نیروی برشی میان‌طبقه‌های قاب‌ها در دو حالت مذکور و در سطوح عملکرد ایمنی جانی (LS) و آستانه فروریزش (CP) مطابق با محدودیت‌های آئین‌نامه‌ای بررسی شد. نتایج نشان داد که روش بهسازی لرزه‌ای پیشنهادی برای قاب‌های بتنی، با افزایش مقاومت و سختی جانبی، علاوه بر یکنواخت نمودن توزیع جابجایی نسبی (دریفت) در راستای ارتفاع سازه، قادر به کاهش قابل توجه بیشینه دریفت میان‌طبقه‌ای (بیش از ۶۰٪) می‌باشد. همچنین ظرفیت برشی میان‌طبقه‌ای برای قاب‌های بهسازی‌شده در حدود ۲۰٪ تا ۳۰٪ در سطوح عملکرد مختلف افزایش یافت. به‌عنوان یک نتیجه کلی مشخص شد که قاب‌های بتنی بلندمرتبه در حالت مبنا به دلیل نداشتن یک سیستم مقاوم برابر جانبی، قادر به جذب نیروهای افقی زلزله نمی‌باشند. از این‌رو حداکثر ظرفیت پلاستیک قاب‌ها برای مستهلک نمودن انرژی ورودی بسیج نمی‌گردد. این در حالی است که بهسازی SSW، توزیع غیریکنواخت دریفت و نیروی برشی میان‌طبقه‌ای منطبق بر مقادیر بیشینه مجاز آئین‌نامه‌ای، به‌طور مؤثرتری تغییر می‌کند.

کلمات کلیدی: بهسازی لرزه‌ای کاربردی، قاب‌های بتنی بلندمرتبه، سیستم دیوار برشی فولادی (SSW)، سطوح عملکرد مختلف، تحلیل تاریخچه زمانی.

| سابقه مقاله:    |            | شناسه دیجیتال:          |               |            |   |
|-----------------|------------|-------------------------|---------------|------------|---|
| دریافت          | بازنگری    | پذیرش                   | انتشار آنلاین | چاپ        | doi:  |
| ۱۴۰۲/۰۴/۱۰      | ۱۴۰۲/۰۸/۰۲ | ۱۴۰۳/۰۹/۱۳              | ۱۴۰۳/۰۹/۱۳    | ۱۴۰۴/۰۳/۳۱ | <a href="https://doi.org/10.22065/jsce.2024.465522.3453">10.22065/jsce.2024.465522.3453</a> |
| *نویسنده مسئول: |            | میثم محبوبی نیازمندی    |               |            |   |
| پست الکترونیکی: |            | m.mahboubi@sutech.ac.ir |               |            |   |

## ۱- مقدمه

به دلیل پیشرفت علم سازه و نیازهای جدید لرزه‌ای و یا تغییر مفاد آئین‌نامه‌ها، بیشتر ساختمان‌های بتن مسلح<sup>۱</sup> (RC) دارای سیستم قاب مقاوم خمشی اجرا شده در دهه‌های گذشته براساس بار ثقلی طراحی شده و نیاز به بازنگری جدی و احتمالاً بهسازی لرزه‌ای دارند [i و ii]. از سوی دیگر، زلزله‌های اخیر اهمیت و فوریت بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های معیوب جهت دستیابی به یک سطح عملکرد مناسب را به اثبات رسانده‌اند [iii و iv]. دستیابی به این هدف هم از طریق کاهش اثر بار ورودی بر روی ساختمان‌های موجود و هم از طریق بهبود سختی، مقاومت و شکل‌پذیری ساختمان‌ها امکان‌پذیر است [v]. طی ۲۰ سال گذشته، پیشرفت‌های قابل‌توجهی در گسترش سیستم‌های نوین برای بهبود عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌های موجود از طریق فرآیندهای بهسازی صورت گرفته است [vi]. یکی از متداول‌ترین این روش‌ها، اضافه نمودن المان‌های سازه‌ای جدید همچون سیستم دیوار برشی فولادی<sup>۲</sup> (SSW) به سازه اصلی است [vii]. استفاده از این سیستم برای بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های بتنی غیرشکل‌پذیر، دارای مزایایی همچون افزایش شکل‌پذیری، سختی و مقاومت جانبی، توانایی وفق دادن با معماری، حداقل وزن اضافه شده به سازه اصلی می‌باشد [viii]. سیستم SSW دارای سختی و مقاومت کافی برای مقابله با بارهای شدید جانبی می‌باشد و توانایی جذب انرژی زیاد در زلزله‌های شدید را داراست [iii و ix]. این سیستم همچنین می‌تواند چرخه‌های غیرارتجاعی زیادی را تحمل نماید. با وجود کماتش قطر فشاری در این سیستم، قطر کششی همچنان می‌تواند بار جانبی را تحمل کند؛ از این رو، این نوع سیستم دارای رفتار پایداری در تحمل بار جانبی بوده و سبب ارائه رفتار شکل‌پذیر مطلوب‌تری برای سازه می‌گردد. همچنین این سیستم دارای ضریب رفتار مناسبی نسبت به سایر سیستم‌های باربر جانبی می‌باشد [x و xi].

تاکنون مطالعات عددی و آزمایشگاهی متعددی در زمینه استفاده از SSW به‌عنوان یک سیستم بهسازی لرزه‌ای مناسب در قاب‌های بتنی و فولادی انجام شده است. به‌طور مثال، کاسس و همکاران<sup>۳</sup> [xi] طی یک تحقیق آزمایشگاهی بر روی تأثیرات نسبت لاغری ورق‌های برشی و انواع مختلف اتصالات تیر به ستون (مفصلی یا خمشی)، به این نتیجه رسیدند که ناپایداری ستون‌ها تعیین‌کننده گسیختگی سیستم بوده و از سوی دیگر، افزایش بیشتر ضخامت ورق‌ها منجر به چشم‌پوشی تأثیرات بر روی ظرفیت باربری SSW می‌گردد. آستانه اصل و ژائو<sup>۴</sup> [iii] و برمن و برونو<sup>۵</sup> [x] با انجام یک سری تست‌های آزمایشگاهی، به بررسی رفتار سیستم SSW در مقاوم‌سازی لرزه-ای ساختمان‌های بتنی تحت اثر بارهای چرخه‌ای پرداختند. صبوری قمی و همکاران<sup>۶</sup> [xii] با استفاده از مطالعات عددی، اقدام به طراحی یک دیوار برشی فولادی بهینه جهت مقاوم‌سازی ساختمان‌های بتن مسلح نمودند. بورلو و فاهنستوک<sup>۷</sup> [xv] و همچنین لی و همکاران<sup>۸</sup> [xv] طی یک سری مطالعات آزمایشگاهی، مکانیزم خرابی و رفتار لرزه‌ای SSW کوپله را در ساختمان‌های یک و چند طبقه بتنی بررسی نموده و دریافتند که این دیوارها در هنگام بارگذاری چرخه‌ای، ظرفیت شکل‌پذیری و توانایی جذب انرژی بالایی را از خود نشان می‌دهند. صبوری قمی و مام‌عزیزی<sup>۹</sup> [xvi] با بررسی رفتار دو نوع سیستم SSW صفحه‌ای در یک قاب طبقه با و بدون سخت‌کننده و قاب‌های مجاور آن‌ها پرداخته‌اند. گرگولو و همکاران<sup>۱۰</sup> [xvii] تقویت سازه‌های RC را با استفاده از SSW‌های خارجی بررسی کرده و دریافتند که این تکنیک، ظرفیت لرزه‌ای، برش پایه و سختی را در سازه‌های RC موجود به‌طور قابل توجهی افزایش می‌دهد.

اخیراً برخی محققین همچون وانگ و همکاران<sup>۹</sup> [i] و ژائو و همکاران<sup>۱۰</sup> [xviii] نشان داده‌اند که استفاده از دیوارهای برشی فولادی موجدار<sup>۱۱</sup> (CoSSW) با ایجاد سختی جانبی، شکل‌پذیری و اتلاف انرژی بالاتری را در مقایسه با SSW‌های مسطح ایجاد نموده و نتیجتاً بهبود قابل توجهی را در عملکرد لرزه‌ای سازه ایجاد می‌نماید. مام‌عزیزی و همکاران<sup>۱۱</sup> [xix] رفتار سیستم SSW دارای صفحات

<sup>1</sup> Reinforced Concrete

<sup>2</sup> Steel Shear Wall

<sup>3</sup> Caccese et al.

<sup>4</sup> Astaneh-Asl and Zhao

<sup>5</sup> Berman and Bruneau

<sup>6</sup> Borello and Fahnestock

<sup>7</sup> Li et al.

<sup>8</sup> Görgülü et al.

<sup>9</sup> Wang et al.

<sup>10</sup> Zhao et al.

<sup>11</sup> Corrugated Steel Shear Walls

شبکه‌ای متصل به تیر را با استفاده از روش اندرکنش قاب صفحه اصلاح شده ارزیابی نموده و دریافتند که استفاده از این صفحات به دلیل تشکیل زودرس مفاصل پلاستیک در قاب‌ها، ظرفیت برشی پیش‌بینی شده را کاهش می‌دهد. علاوه بر این، سیستم دیوار برشی صفحه فولادی ستون پیوندی هیبریدی<sup>۱۲</sup> (HLCS) برای افزایش جذب انرژی با میانگین افزایش ۱۴٪ تا ۹۱٪ در مقایسه با SSW‌های معمولی پیشنهاد شده است [xx]. این سیستم‌ها بر محلی‌سازی (تمرکز) آسیب بر روی تیرهای پیوندی قابل تعویض تمرکز می‌کنند و همین موضوع چنین سیستم‌هایی را در طراحی لرزه‌ای مقرون به صرفه می‌نماید. علاوه بر این، SSW‌های کمانش‌دار با قاب‌های کامپوزیت ساخته شده، مانند قاب مقطع L شکل پیشنهاد شده توسط وانگ و همکاران<sup>۱۳</sup> [xxi]، افزایش ظرفیت باربری، شکل‌پذیری و اتلاف انرژی را نشان داده‌اند.

از نظر روش‌های طراحی، ژائو و همکاران [xviii] یک روش طراحی لرزه‌ای مبتنی بر عملکرد<sup>۱۴</sup> (PBSD) را برای CoSSW معرفی کردند که به طور قابل توجهی آسیب‌پذیری لرزه‌ای سازه‌ای و غیرسازه‌ای را کاهش می‌دهد. مطالعات آنها نشان داد که روش PBSD توزیع یکنواخت‌تری از دررفت‌های میان‌طبقه‌ای ایجاد می‌نماید که منجر به بهبود تاب‌آوری در برابر زلزله‌های نادر می‌شود. علاوه بر این، فرخی و همکاران [xxi] به بررسی یک سیستم SSW جدید با طراحی سوراخ‌دار تحت بارگذاری چرخه‌ای پرداختند. آنها با معرفی حلقه‌های مدور متحدالمرکز به ارزیابی مشکلات کمانش زودرس که در SSW‌های معمولی دیده می‌شود، پرداخته و نشان دادند که سیستم جدید پیشنهادی، جذب انرژی و سختی را بهبود می‌بخشد.

در سال‌های اخیر تلاش‌هایی برای بهینه‌سازی SSW‌ها با بررسی اثرات نیروهای محوری بر روی ستون‌های قاب صورت گرفته است. به طور مثال، وانگ و همکاران [xxii] با معرفی یک مدل رفتاری پیچیده برای فولاد سازه‌ای نشان دادند که نیروهای محوری می‌توانند بسته به بزرگی خود، عملکرد سازه را هم افزایش و هم کاهش دهند. در سیستم SSW جفت‌شده، هائو و همکاران<sup>۱۵</sup> [ix] نشان دادند که پرتوهای جفت‌کننده در SSW‌ها سختی اولیه و اتلاف انرژی را بهبود می‌بخشند، در حالی که نیروهای محوری در ستون‌ها را نیز کاهش می‌دهند. ما و همکاران<sup>۱۶</sup> [ii] عملکرد لرزه‌ای SSW‌های جفت‌شده را مورد مطالعه قرار داده و یک معادله طراحی ارائه کردند که استحکام بیش از حد را به درصد نیروهای جانبی توسط صفحات دیوار برشی مرتبط می‌کند. تحلیل آنها نشان داد که با اتصال کافی، یک سیستم ترکیبی از صفحات، قاب‌های مرزی و تیرهای جفت‌کننده می‌توانند به عملکرد ریزش قوی دست یابند که برای طراحی لرزه‌ای در مناطق پرخطر بسیار راهگشاست. علاوه بر این پیشرفت‌های اخیر در زمینه کاربردهای SSW، همچون ترکیب این سیستم با تکنیک‌های جداسازی پایه، همانطور که توسط سینگ و همکاران<sup>۱۷</sup> [xi] بررسی شده، نشان داد که این سیستم‌های ترکیبی عملکرد مقاوم در برابر بار جانبی را افزایش می‌دهند و به طور قابل توجهی جابجایی‌ها و شتاب‌های طبقات بالاتر را در ساختمان‌های چندطبقه کاهش می‌دهند.

مطالعات اخیر بر روی SSW‌ها عمدتاً بر طراحی‌های پیشرفته، پیکربندی‌های ترکیبی و استراتژی‌های بهینه عملکرد لرزه‌ای این سیستم‌های مقاوم در برابر بار جانبی تأکید می‌کنند. علیرغم اثبات کارایی‌های متعدد سیستم SSW در تحقیقات گذشته، با این حال استفاده از این سیستم در قاب‌های بتنی بلندمرتبه چندان مورد توجه قرار نگرفته است. این در حالی است که تغییر مکان‌های زیاد قاب‌های بتنی بلندمرتبه در زلزله‌های نسبتاً شدید و نتیجتاً خرابی بسیاری از این سازه‌ها، ضرورت پرداختن به موضوع بهسازی لرزه‌ای قاب‌های بتنی بلندمرتبه با سیستم SSW را دوچندان نموده است. علاوه بر این، با تجهیز قاب‌های بتنی با سیستم SSW می‌توان ضمن دستیابی به عملکردهای مطلوب برای این سازه‌ها، سطح عملکرد دلخواه و مورد نظر را برای آنها تأمین نمود. برای پرداختن به این محدودیت‌های تحقیقاتی گذشته، هدف پژوهش حاضر ارائه یک روش کاربردی طراحی مبتنی بر سطح عملکرد برای ارزیابی رفتار لرزه‌ای قاب‌های خمشی بتنی بلندمرتبه مجهز به SSW می‌باشد.

<sup>12</sup> Hybrid Linked Column Steel Plate Shear Wall

<sup>13</sup> Wang et al.

<sup>14</sup> Performance-based seismic design

<sup>15</sup> Hao et al.

<sup>16</sup> Ma et al.

<sup>17</sup> Singh et al.

## ۲- مدلسازی

## ۲-۱- طراحی اولیه قاب‌ها

در تحقیق حاضر، تعدادی قاب بتنی با تعداد طبقات مختلف در نرم‌افزار ETABS [xxv] طراحی شد. مشخصات طراحی و همچنین جزئیات مقاطع طراحی شده برای قاب‌های بتنی مورد مطالعه به ترتیب در جداول ۱ و ۲ ارائه شده است. قاب‌های انتخابی به صورت دوبعدی دارای سیستم باربر جانبی مقاوم خمشی با تعداد طبقات ۱۵، ۲۰ و ۲۵ با ارتفاع تمامی طبقات برابر با ۳/۶ متر و دارای سه دهانه با طول‌های یکسان و برابر با ۵ متر در نظر گرفته شد. تمامی اتصالات تیر به ستون در قاب‌های خمشی از نوع گیردار فرض شده و اتصالات پای ستون‌ها به زمین نیز از نوع تکیه‌گاه‌های کاملاً گیردار در نظر گرفته شد. جهت طراحی المان‌های سازه‌ای از آیین‌نامه ACI318M-19 [xxv] و برای بارگذاری و آنالیز لرزه‌ای قاب‌های بتنی نیز به ترتیب از مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ایران (بارهای وارد بر ساختمان) [xxvi] و استاندارد ۲۸۰۰- ویرایش چهارم [xxvi i] استفاده گردید.

مدل‌های طراحی شده اولیه در نرم‌افزار Opensees [xxvi i] فراخوانی شدند. Opensees با اعمال نیروها، جابجایی‌های استاتیک و شتاب‌های دینامیکی، از توانمندی بالایی برای اجرای تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی برخوردار است. در این نرم‌افزار توزیع رفتار غیرخطی در طول و سطح مقطع عضو به طور کامل مدلسازی می‌شود و این امر تخمین توزیع خرابی را ممکن می‌سازد. این خصوصیات به همراه پایداری عددی برنامه و دقت آن در مودهای کرنش بالا، تعیین دقیق رفتار غیرالاستیک و بار خرابی برای هر نوع سازه قابی شکل را فراهم می‌سازد. در پژوهش حاضر برای مدلسازی اجزای قاب در ناحیه غیرخطی در Opensees، اتصال تمام اعضای سازه بتنی شامل تیرها، ستون‌ها و نقاط طبقه پایه به صورت گیردار در نظر گرفته شد. همچنین ستون‌ها به عنوان مقاطع دریافت‌کننده تمام نیروی قائم تعیین شدند. در محاسبات دینامیکی با توجه به فرض رفتار دیانگرم صلب در سقف‌ها، جرم طبقات در تراز کف به طور مساوی بین گره‌های متصل‌کننده تیر و ستون توزیع شد. مدل رفتاری مصالح به صورت تک‌محوری<sup>۱۸</sup> با قابلیت لحاظ نمودن اندرکنش میان نیروی محوری و ممان خمشی و توانایی ایجاد رابطه تنش-کرنش انتخاب گردید. بدین منظور مدل‌های رفتاری مصالح بتنی و فولادی (آرماتورها) به ترتیب با استفاده از مدل‌های Concrete02 و Steel02 مطابق با منحنی‌های تنش-کرنش یکنواخت و هیسترتیک نشان داده شده در شکل‌های ۱ و ۲ در نظر گرفته شد. همانگونه که در این شکل‌ها ملاحظه می‌گردد، مدل‌های رفتاری مذکور از توانایی بالایی برای تعیین رفتار بتن و فولاد در کشش و فشار برخوردار بوده و رفتار هیسترتیک و پدیده خستگی مصالح در طی تکرار بارهای چرخه‌ای را به خوبی نشان می‌دهند [xxix]. جدول ۳ مشخصات مصالح بتنی و فولادی مورد استفاده برای مدلسازی قاب‌ها در Opensees را ارائه می‌کند.

جدول ۱: مشخصات قاب‌های بتنی طراحی شده اولیه

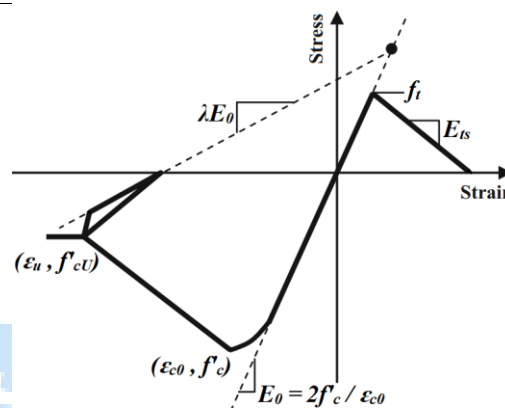
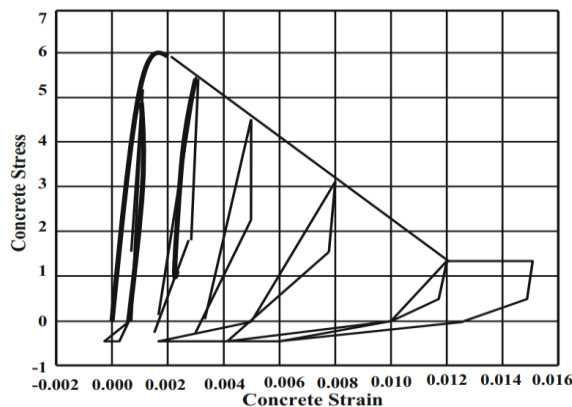
| تنش حد تسلیم<br>[kg/cm <sup>2</sup> ] | بار زنده<br>[kg/m <sup>2</sup> ] | بار مرده<br>[kg/m <sup>2</sup> ] | مدول برشی<br>[kg/m <sup>2</sup> ] | تنش مقاوم فشاری<br>[kg/cm <sup>2</sup> ] | جرم واحد حجم<br>[kg/m <sup>3</sup> ] | وزن واحد حجم<br>[kgf/m <sup>3</sup> ] | نسبت<br>پواسون | مدول الاستیسیته<br>[kg/m <sup>2</sup> ] |
|---------------------------------------|----------------------------------|----------------------------------|-----------------------------------|--|--------------------------------------|---------------------------------------|----------------|---|
| ۴۰۰۰                                  | ۲۰۰                              | ۷۰۰                              | ۱۵۵۹۷۷                            | ۲۱۰                                      | ۲۵۰                                  | ۲۵۰۰                                  | ۰/۲            | ۲۴۹۵۶۴                                  |

جدول ۲: جزئیات مقاطع طراحی شده برای قاب‌های بتنی در این مطالعه

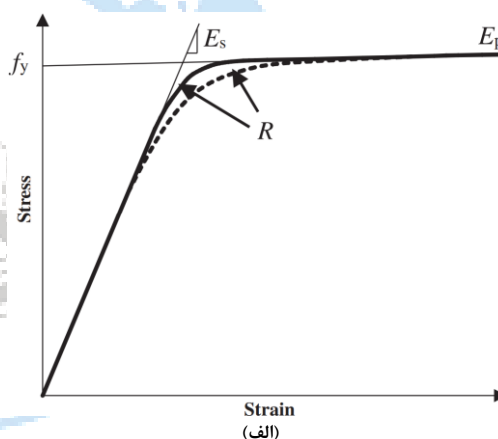
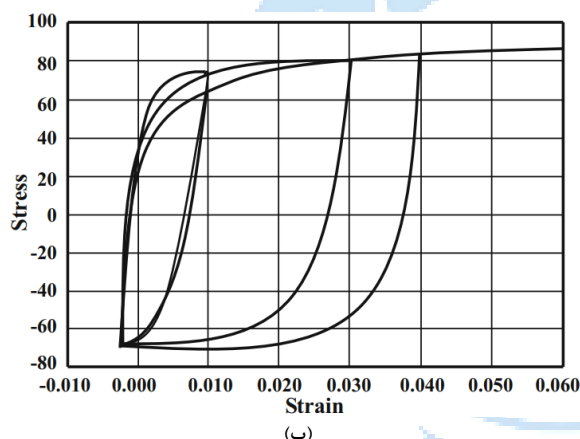
| قاب     | طبقات    | ستون               |                    | تیر               |                |       |      |
|---------|----------|--------------------|--------------------|-------------------|----------------|-------|------|
|         |          | میان               | کناری              | ارتفاع (سانتیمتر) | عرض (سانتیمتر) |       |      |
|         |          |                    |                    |                   |                | پایین | بالا |
| ۱۵ طبقه | ۱ تا ۵   | C60 × 60 - 22 × 25 | C50 × 50 - 18 × 22 | ۱۸Φ۳              | ۲۰Φ۳           | ۵۰    | ۴۰   |
|         | ۶ تا ۱۰  | C50 × 50 - 18 × 22 | C40 × 50 - 16 × 22 | ۱۸Φ۳              | ۲۰Φ۳           | ۵۰    | ۴۰   |
|         | ۱۱ تا ۱۵ | C40 × 40 - 8 × 22  | C40 × 40 - 8 × 22  | ۱۸Φ۳              | ۲۰Φ۳           | ۵۰    | ۴۰   |
| ۲۰ طبقه | ۱ تا ۵   | C60 × 80 - 30 × 25 | C50 × 60 - 18 × 25 | ۱۸Φ۳              | ۲۰Φ۳           | ۵۰    | ۴۰   |
|         | ۶ تا ۱۰  | C60 × 70 - 26 × 25 | C50 × 50 - 18 × 22 | ۱۸Φ۳              | ۲۰Φ۳           | ۵۰    | ۴۰   |
|         | ۱۱ تا ۱۵ | C60 × 60 - 22 × 25 | C40 × 50 - 16 × 22 | ۱۸Φ۳              | ۲۰Φ۳           | ۵۰    | ۴۰   |

<sup>18</sup> Uniaxial Material

|    |    |      |      |                    |                    |          |         |
|----|----|------|------|--------------------|--------------------|----------|---------|
| ۴۰ | ۵۰ | ۲۰Φ۳ | ۱۸Φ۳ | C40 × 40 - 8 × 22  | C40 × 40 - 8 × 22  | ۲۰ تا ۱۶ |         |
| ۴۰ | ۵۰ | ۲۰Φ۳ | ۱۸Φ۳ | C60 × 60 - 22 × 25 | C70 × 90 - 38 × 25 | ۵ تا ۱   | ۲۵ طبقه |
| ۴۰ | ۵۰ | ۲۰Φ۳ | ۱۸Φ۳ | C50 × 60 - 18 × 25 | C60 × 80 - 30 × 25 | ۱۰ تا ۶  |         |
| ۴۰ | ۵۰ | ۲۰Φ۳ | ۱۸Φ۳ | C40 × 50 - 16 × 22 | C60 × 60 - 22 × 25 | ۱۵ تا ۱۱ |         |
| ۴۰ | ۵۰ | ۲۰Φ۳ | ۱۸Φ۳ | C40 × 40 - 8 × 22  | C50 × 60 - 18 × 25 | ۲۰ تا ۱۶ |         |
| ۴۰ | ۵۰ | ۲۰Φ۳ | ۱۸Φ۳ | C40 × 40 - 8 × 22  | C40 × 40 - 8 × 22  | ۲۵ تا ۲۱ |         |



شکل ۱: مدل مصالح بتنی (Concrete02) در OpenSees: (الف) رابطه تنش-کرنش یکنواخت، (ب) رابطه تنش-کرنش هیستریک



شکل ۲: مدل مصالح فولادی (Steel02) در OpenSees: (الف) منحنی تنش-کرنش یکنواخت، (ب) منحنی تنش-کرنش هیستریک

جدول ۳: مقادیر پارامترهای مورد استفاده برای شبیه‌سازی مصالح بتنی و فولادی در مدل‌سازی قاب‌ها

| مصالح بتنی   |                |              |                 |             |                 |              |
|--------------|----------------|--------------|-----------------|-------------|-----------------|--------------|
| $\lambda$    | $E_{ts}$ (MPa) | $\epsilon_u$ | $\epsilon_{c0}$ | $f_t$ (MPa) | $f'_{cu}$ (MPa) | $f'_c$ (MPa) |
| ۰/۱۵         | ۱۳۹۹۹۰         | -۰/۰۰۷۵۹     | -۰/۰۰۲۱۹        | ۲/۸۵۵       | -۱۲/۸۱۵         | -۰/۲۱        |
| مصالح فولادی |                |              |                 |             |                 |              |
| $R$          | $b$            | $E_s$ (MPa)  |                 | $f_y$ (MPa) |                 |              |
| ۲۰           | ۰/۰۳           | ۲۰۰۰۰۰       |                 | ۳۵۰         |                 |              |

کمانش ستون‌ها با فرض یک خروج از محوریت کوچک همراه با اثرات P-Δ در نظر گرفته شد. به منظور محاسبه دوران پلاستیک، بعد از هر تحلیل استاتیکی غیرخطی، نتایج انحناء-ممان نقاط مورد بررسی المان‌ها حاصل می‌شود و انحناء نهایی ( $Y_U$ ) برای هر نقطه مورد بررسی المان‌ها تعیین می‌گردد، سپس از معادله ۱ برای محاسبه دوران پلاستیک ( $\theta_P$ ) برای تیرها و ستون‌ها استفاده می‌گردد:

$$\theta_P = (Y_U - Y_y) \times L_P \quad (1)$$

که در این معادله،  $L_P$  طول مفصل پلاستیک فرضی بوده و مطابق با مرجع [xxxxi] توسط معادله ۲ محاسبه می‌شود:

$$L_p = 0.08L + 0.022f_{ya}d_{bl} \quad (2)$$

که در این معادله،  $L$  طول المان مورد نظر برحسب میلیمتر،  $f_{ya}$  تنش حد تسلیم میلگرد برحسب مگاپاسگال و  $d_{bl}$  قطر میلگرد برحسب میلیمتر می‌باشند.  $Y_y$  نیز انحناء تسلیم بوده و مطابق با مرجع [xxxii] توسط معادله ۳ قابل محاسبه است:

$$Y_y = \frac{M_y}{E_c I_{Cr}} \begin{cases} \text{for Beams: } M_y = 0.5f_c Bkd \left( \frac{kd}{3} - d' \right) + f_y B d (d - d') \rho \\ \text{for Columns: } M_y = \frac{f_y Bkd}{2n_{sc}} \left( \frac{D}{2} - \frac{kd}{3} \right) \frac{k^2}{1-k} \end{cases} \quad (3)$$

که  $M_y$  ممان الاستیک،  $E_c$  مدول الاستیسیته بتن،  $n_{sc} = E_s/E_c$  نسبت مدول الاستیسیته فولاد به مدول الاستیسیته بتن،  $I_{Cr}$  ممان اینرسی بحرانی بتن برابر با  $0.5I_g$  ممان اینرسی مقطع بتنی ترک‌خورده،  $f_y$  تنش تسلیم فولاد،  $f_c$  مقاومت فشاری بتن و  $d$  و  $d'$  به ترتیب طول فولادهای کششی و فشاری مقطع می‌باشند.  $k$  نیز یک ضریب تجربی بوده و طبق معادله ۴ محاسبه می‌شود [xxxiii]:

$$k = \sqrt{(\rho - \rho')^2 n_{sc}^2 + \left( \rho + \rho' \frac{d'}{d} \right) n_{sc} - (\rho + \rho') n_{sc}} \quad (4)$$

که در این معادله،  $\rho$  درصد فولاد کششی مقطع،  $\rho'$  درصد فولاد فشاری مقطع می‌باشند.

## ۲-۲- مدل سازی دیوار برشی فولادی

برای ارائه یک مدل تحلیلی المان SSW تحت بارگذاری چرخه‌ای، نیاز به تولید یک مدل کامپیوتری برای تعیین پاسخ چرخه‌ای این سیستم می‌باشد. این مدل تحلیلی باید قادر به در نظر گرفتن پاسخ غیرخطی چرخه‌ای عضوهایی از سیستم SSW که رفتار پلاستیک را تجربه می‌کنند، باشد. در اغلب برنامه‌های کامپیوتری غیرخطی، رفتار غیرخطی یک المان به صورت رفتار غیرخطی یک المان تیر-ستون معمولی در نظر گرفته می‌شود که قادر به لحاظ کردن پاسخ برشی غیرخطی نیست [vi]. ثوربورن و همکاران<sup>۱۹</sup> [xxxiii] دو مدل تحلیلی برای تعیین سختی ایجادشده توسط پانل‌های فولادی لاغر تحت شرایط مختلف بارگذاری را معرفی نموده‌اند. پس از آنها، تیملر و کولاک<sup>۲۰</sup> [xxxiv] استفاده از مدل نواری را به عنوان یک ابزار تحلیلی دقیق با مقایسه پیش‌بینی‌های مدل با نتایج تجربی تأیید کردند. در هر دو مدل تحلیلی ارائه شده، سهم پانل‌ها در حالت فشاری نادیده گرفته می‌شود. به علاوه، در هر دو مدل، فرض بر این است که ستون‌ها در راستای ارتفاع دیوارهای برشی فولادی پیوسته بوده و همچنین اتصالات تیر به ستون از نوع مفصلی می‌باشند. مدل تحلیلی اول که به "روش قطر معادل" (شکل ۳ الف)) مشهور است، صفحه فولادی لاغر را به عنوان یک قطر تک در هر قاب در نظر می‌گیرد. برای اعضای صلب نامتناهی، ضخامت صفحه فولادی ( $t$ ) از سطح قطر معادل تک از طریق معادله ۵ به دست می‌آید [xxxiii]:

$$t = \frac{2A \cdot \sin \theta \cdot \sin(2 - \theta)}{L \cdot \sin(2 - \alpha)^2} \quad (5)$$

از سوی دیگر برای ستون‌های انعطاف‌پذیر که  $I_c = 0$  (لنگر دوم سطح) است، معادله ۶ برای محاسبه  $t$  قابل استفاده است [xxxiii]:

$$t = \frac{2A \cdot \sin(4 - \beta)}{L \cdot \tan \beta} \quad (6)$$

<sup>19</sup> Thorburn et al.

<sup>20</sup> Timler and Kulak

در معادلات اخیر،  $A$  مساحت عضو قطری معادل،  $L$  طول تیر و  $\alpha$  زاویه انحراف حوزه تنش بوجود آمده می‌باشد. زاویه  $\alpha$  که برای ستون‌های انعطاف‌پذیر معادل با  $\beta$  در نظر گرفته می‌شود، در مورد ستون‌های با صلبیت زیاد با استفاده از معادله ۷ به دست می‌آید [xxxiii]:

$$\tan^4 \alpha = \frac{1 + (L.t / 2A_c)}{1 + (h_s.t / A_b)} \quad (7)$$

که در این معادله،  $A_c$  و  $A_b$  به ترتیب سطح مقطع عرضی تیر و ستون و  $h_s$  نیز ارتفاع قاب مربوطه است.

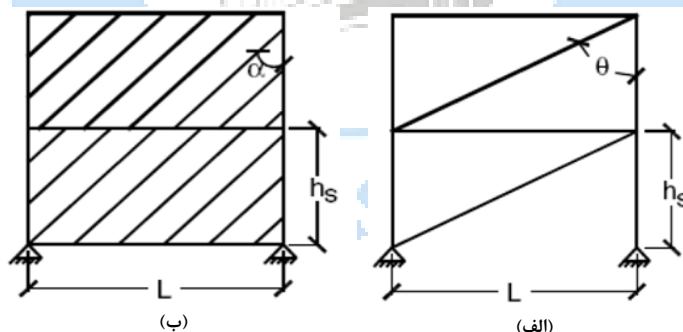
در معادلات بالا تیرها صلب فرض می‌شوند، زیرا حوزه کشش قطری در هر دو سمت توسعه یافته و منجر به تعادل نیروهای داخلی می‌گردد. تنها برای تیر بالایی از آخرین طبقه بارهای کششی متعادل نمی‌شوند که در این حالت نیاز به مدل‌سازی تیر با سختی واقعی می‌باشد. دو حالت به عنوان شرایط حدی رفتار سیستم واقعی در نظر گرفته شدند و ضخامت صفحه فولادی به دست آمده در میان نتایج حاصل از این موارد مورد قبول واقع می‌گردد. همچنین توصیه شده است که مدل قطری تک معادل، به علت سادگی آن، تنها برای ارزیابی ابعاد اعضا (تیرها و ستون‌ها) و ضخامت صفحه فولادی مورد استفاده قرار بگیرد [xxxiii].

در روش دوم که به "روش مدل نواری" (شکل ۳ (ب)) مشهور است، صفحه فولادی به صورت یک‌سری از نوارهای مایل جایگزین می‌شود و به انتهای اعضای قاب خارجی به صورت مفصلی متصل می‌گردد و دارای یک مقطع عرضی  $A_s$  معادل با عرض نوارها ضربدر ضخامت صفحه فولادی مطابق با معادله ۸ است [xxxiii]:

$$A_s = \frac{L \cdot \cos \alpha + h_s \cdot \sin \alpha}{n} \cdot t \quad (8)$$

زاویه انحراف  $\alpha$  از نوارها که هم‌راستا با تنش‌های کششی اصلی است، با استفاده از معادله ۹ قابل محاسبه است [xxxiii]:

$$\tan^4 \alpha = \frac{1 + (L.t / 2A_c)}{1 + (h_s.t / A_b) + (h_s^4.t / 360I_c.L)} \quad (9)$$



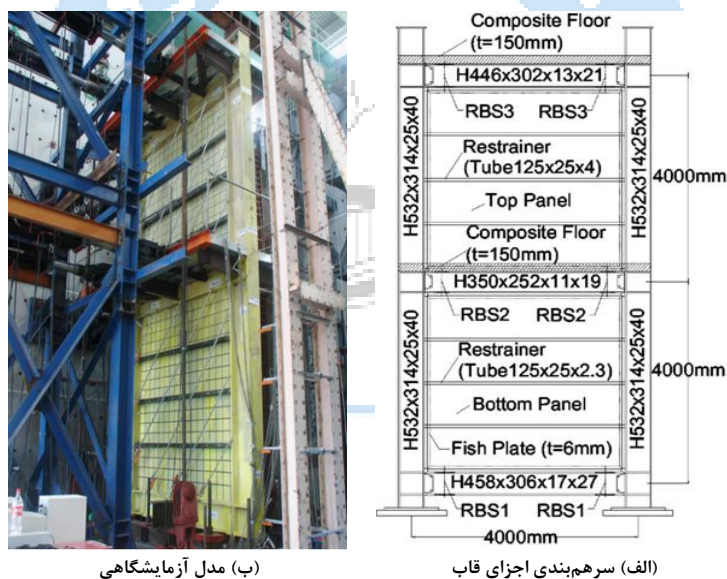
شکل ۳: مدل‌سازی پانل‌های برشی؛ (الف) روش قطر معادل، (ب) روش مدل نواری [xxxiii]

در پژوهش حاضر، برای مدل‌سازی سیستم SSW در برنامه‌های کامپیوتری، از مدل تحلیلی دوم یعنی "روش مدل نواری" استفاده شد. این روش از مزیت‌های زیادی همچون استفاده از پانل‌های برشی بدون سخت‌کننده، افزایش مقاومت، سختی و شکل‌پذیری، مشخصات هیسترتیک پایدار و ظرفیت بالای جذب انرژی پلاستیک برخوردار است [xxxiii].

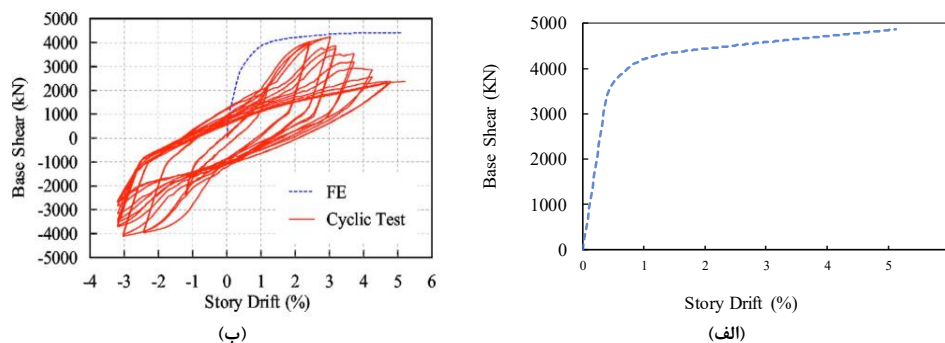
### ۳-۲- صحت‌سنجی مدل عددی جهت شبیه‌سازی دیوار برشی فولادی

برای صحت‌سنجی نرم‌افزار Opensees، اقدام به مدل‌سازی و تحلیل یک نمونه معتبر آزمایشگاهی [xxxv] با استفاده از این نرم‌افزار شده است. نمونه مورد مطالعه یک قاب دو طبقه به‌سازی شده با سیستم دیوار برشی فولادی مطابق شکل ۴ می‌باشد. در مدل ساخته شده با Opensees، از یک‌سری نوار کششی (جمعاً ۴۰ عدد)، در دو جهت برای نشان دادن رفتار پس از کمانش ورق‌های فولادی استفاده شد.

همانطور که در بخش‌های قبل اشاره شد، مدل‌سازی ورق‌های فولادی با استفاده از این نوارها منجر به نتایجی می‌شود که مطابقت خوبی با داده‌های آزمایشگاهی دارد. برای مدل‌سازی هر نوار از یک المان خرپایی Truss و همچنین برای مدل‌سازی مصالح فولادی از مصالح تک‌محوری هسترتیک<sup>21</sup> استفاده شد. این مدل مصالح، منجر به توسعه کشش المان‌های با رفتار Pinched که مشخصه اصلی ورق‌های جان در میدان کشش می‌باشند، می‌گردد. تیرها و ستون‌ها با استفاده از المان‌های تیر-ستون غیرخطی پلاستیسیته گسترده با مقطع فایبر مدل‌سازی شده‌اند. این المان‌ها به‌جای مفاصل پلاستیک مجزا برای محاسبه امکان تسلیم در مکان‌های دیگری از انتهای تیرها و ستون‌ها استفاده شده‌اند. نتایج تحلیل نشان داد که تسلیم به انتهای اعضاء محدود می‌باشد. تیرها و ستون‌ها از مقاطع فولادی با مشخصات فولاد از رده A572 Grade50 تشکیل شده‌اند که دارای  $F_U = 450 \text{ MPa}$  و  $F_y = 345 \text{ MPa}$  و افزایش طول ۱۸٪ برای ورق‌های تا ۲ اینچ می‌باشند. همچنین صفحات فولادی میان‌قابی از فولاد با رده SS400 که مشابه فولاد با رده ASTM A36 است و دارای  $F_U = 450 \text{ MPa}$  و  $F_y = 225 \text{ MPa}$  و افزایش طول ۱۷٪ برای ورق‌های تا ۱۶ میلیمتر می‌باشد، در نظر گرفته شده‌اند. از آنجایی‌که از فولاد A36 برای ورق‌های فولادی میان‌قابی استفاده شده، یک ضریب اضافه مقاومت  $R_p = 1.3$  در مدل‌سازی نوارهای کششی در نظر گرفته شد. اتصالات گیردار بین تیرها و ستون‌ها مطابق با فرضیات طراحی و همچنین پایه‌های ستون‌ها به‌صورت تکیه‌گاه مفصلی مدل‌سازی شدند. شکل ۵ نمودارهای بار-جابجایی به‌دست آمده برای طبقه اول از مدل عددی مبتنی بر روش اجزای محدود و آزمایشگاهی را نشان می‌دهد. با مقایسه نتایج ملاحظه می‌شود که سختی اولیه مدل اجزای محدود به میزان بسیار کمی از سختی اولیه مدل آزمایشگاهی بیشتر بوده و از لحاظ مقاومت نهایی نیز اختلاف بسیار اندک است. همچنین با مقایسه منحنی‌های هیسترتیک به‌دست آمده از مدل‌های عددی و آزمایشگاهی، سازگاری قابل توجهی بین دو منحنی هیسترتیک مشاهده می‌شود که دلیلی بر صحت مدل‌سازی دیوار برشی فولادی در نرم‌افزار Opensees می‌باشد.



شکل ۴: جزئیات سازه‌ای سیستم دیوار برشی فولادی مورد مطالعه در آزمایشگاه برای صحت‌سنجی مدل عددی



<sup>21</sup> Uniaxial Material Hysteretic

شکل ۵: (الف) نمودار بار - جابجایی و (ب) منحنی هیستریک حاصل از مدل آزمایشگاهی در مقایسه با مدل سازی عددی در نرم افزار Opensees

#### ۴-۲- سیستم پیشنهادی برای بهسازی لرزه ای قاب های بتنی

همانگونه که پیش از این بیان شد، هدف پژوهش حاضر ارائه یک روش کاربردی مبتنی بر سطح عملکرد برای بهسازی لرزه ای سازه های بتنی مجهز به SSW با توانایی مستهلک نمودن انرژی ورودی زلزله است. در سیستم پیشنهادی، عضو برشی یا همان صفحه فولادی به منظور تسلیم در برش قبل از کمناش فشاری جهت جلوگیری از هم پاشیدگی سختی و مقاومت جانبی همراه با کمناش صفحه فولادی طراحی می گردد. در عضو برشی، نیروی برشی ایجاد شده در راستای طول عضو ثابت است. این امر امکان گسترش تغییر شکل های بزرگ پلاستیک بدون کرنش های موضعی بیش از اندازه که معمولاً در تسلیم خمشی اتفاق می افتد را موجب می شود. تسلیم برشی تأثیر بیشتری در استهلاک انرژی نسبت به تسلیم خمشی فراهم می آورد و از این رو برای طراحی عضو صفحه فولادی در روش بهسازی لرزه ای پیشنهادی مناسب تر است. اگرچه ساختار سیستم پیشنهادی، به صورت اجرایی برای قاب های بتن مسلح مورد مطالعه قرار نگرفته است، اما سیستم SSW به طور مستقیم به عنوان یک روش بهسازی اجرا گردیده است. از همین رو، مطالعات انجام شده در این تحقیق تنها شامل موارد فرضی ساختار سیستم بهسازی دلخواه که مبتنی بر طراحی های واقعی نیست و به منظور توسعه این مدل در آینده صورت پذیرفته است.

#### ۴-۲-۱- طراحی سیستم بهسازی لرزه ای پیشنهادی

به منظور بهسازی لرزه ای قاب های مورد مطالعه در این پژوهش از روش طراحی مبتنی بر سطح عملکرد استفاده شده است [xxxvi] و [xxxvii]. این روش طراحی مبتنی بر رویارویی سازه با زمین لرزه های احتمالی مختلف با سطح عملکرد هدف است. سطوح عملکرد<sup>۲۲</sup> (PLs) هدف استفاده شده برای طراحی بهسازی لرزه ای ساختمان ها عبارتند از:

الف) سطح عملکرد ایمنی جانی، که آسیب های سازه ای و غیرسازه ای قابل تعمیر یا کوچک برای تحریکات زمین لرزه ای متوسط (سطح خطر<sup>۲۳</sup> BSE-1) انتظار می رود.

ب) سطح عملکرد آستانه فروریزش، که آسیب های سازه ای و غیرسازه ای جبران ناپذیر یا به سختی قابل تعمیر ولی بدون هیچ فروریزی برای تحریکات زمین لرزه ای اصلی (سطح خطر<sup>۲۴</sup> BSE-2) انتظار می رود.

در دستورالعمل FEMA356 [xxxix] این سطوح عملکرد هدف اساساً به وسیله میزان دوران پلاستیک اعضای بتن مسلح تعریف می شوند. این حدود دوران پلاستیک در طراحی بهسازی ساختمان ها برای هر یک از سطوح عملکرد تعریف شده، مورد استفاده قرار می گیرند. سطوح حرکت زمین که با زمین لرزه های متوسط و اصلی نشان داده می شوند به صورت زیر قابل تعریف هستند:

الف) زمین لرزه متوسط که دارای احتمال رویداد متوسط در دوره اقتصادی سازه است و همچنین رخداد آن در دوره ۵۰ ساله ۱۰٪ می باشد (دوره بازگشت ۴۷۴ سال است).

ب) زمین لرزه اصلی که به عنوان زمین لرزه های با تکرار کم تعریف می گردد، دارای احتمال ۲٪ رخداد در دوره ۵۰ ساله می باشد (دوره بازگشت ۲۴۷۵ سال است).

در این پژوهش جهت بهسازی لرزه ای ساختمان ها از روش تکرار شونده برگرفته از مرجع [xxxviii] استفاده شد. این روش شامل تحلیل های طیف پاسخ<sup>۲۴</sup> (RS) و استاتیکی غیرخطی پوش اور<sup>۲۵</sup> (NLSP) می باشد. به نحوی که اثرات زمین لرزه ها بر روی ساختمان ها توسط طیف پاسخ ویژه ساختگاه<sup>۲۶</sup> (SSRS) تعیین شده برای هر یک از سطوح عملکرد در طراحی بهسازی نشان داده می شود. ساختمان ها

<sup>22</sup> Performance Levels

<sup>23</sup> Basic Safety Earthquake

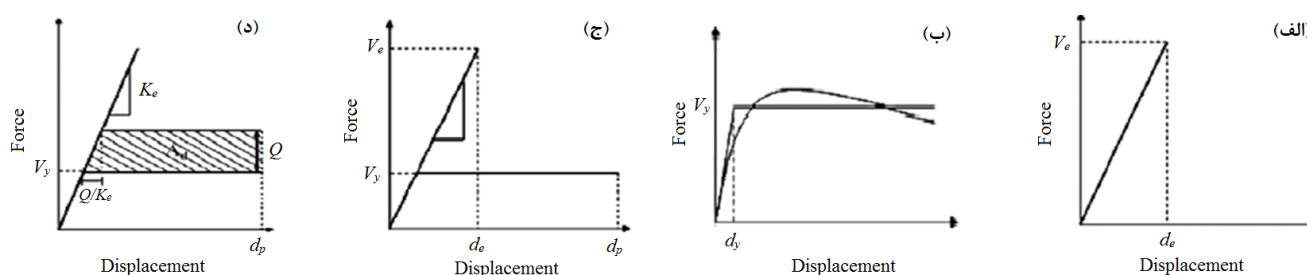
<sup>24</sup> Response Spectrum

<sup>25</sup> NonLinear Static Pushover

<sup>26</sup> Site Specific Response Spectra

می‌بایست به سطح عملکرد بحرانی که قبلاً به وسیله محدودیت دوران اعضای بتن مسلح توسط قیود دورانی موجود در دستورالعمل FEMA356 [xxxix] تعریف شده تحت سطوح لرزه‌ای اظهار شده برسند. در روش بهسازی ساختمان‌ها، محدودیت‌های جابجایی نسبی (محدودیت جابجایی بام) در طراحی ساختمان برای هر سطح عملکرد حاصل از تحلیل NLSP به کار گرفته می‌شود. پریودهای اساسی اکثر ساختمان‌های معمولی موجود در محدوده متوسط قرار می‌گیرند که در این محدوده، اتلاف انرژی توسط یک سیستم عمدتاً به صورت الاستیک فرض شده و معادل با یک سیستم (غیرخطی) مشابه در یک سطح نیروی جانبی مشخص تسلیم می‌باشد.

روش طراحی بهسازی لرزه‌ای استفاده شده در این پژوهش اساساً بر اصل اتلاف انرژی معادل استوار است. در این روش، ظرفیت اتلاف انرژی یکنواخت ساختمان در محدوده الاستیک خطی مبتنی بر تغییر مکان بام به دست آمده از تحلیل RS (شکل ۶ الف)) و حالت غیرالاستیک غیرخطی به دست آمده از تحلیل NLSP (شکل ۶ ب)) محاسبه و مقایسه می‌شود (شکل ۶ ج)). اختلاف نواحی زیر نمودارهای نیروی برشی در مقابل تغییر مکان بام در حالت‌های الاستیک و غیرالاستیک برابر است با انرژی اضافی که نیاز به جذب شدن توسط سیستم بهسازی (همانند سیستم بهسازی لرزه‌ای پیشنهادی) را دارد می‌باشد (شکل ۶ د)) [xxxviii].



شکل ۶: الف) رابطه نیروی برشی پایه در مقابل تغییر مکان جانبی بام در حالت الاستیک خطی، ب) رابطه نیروی برشی پایه در مقابل تغییر مکان جانبی بام در حالت الاستوپلاستیک ج) روابط نیروی برشی پایه در مقابل تغییر مکان جانبی بام در حالت‌های الاستیک خطی و الاستوپلاستیک د) محاسبه مقاومت مورد نیاز (Q)

[xxxviii]

روش بهسازی لرزه‌ای پیشنهادی در پژوهش حاضر مبتنی بر یک فرآیند هفت مرحله‌ای به شرح ذیل است که نیاز به تکرار برای هر سطح عملکرد دارد. سطح عملکردی که یک طرح با بزرگترین مقاومت جانبی را نتیجه دهد برای طراحی حاکم می‌شود.

۱- در گام نخست، تحلیل RS ساختمان در مرحله بهسازی شده صورت می‌گیرد تا رابطه بین نیروی برشی پایه در برابر تغییر مکان بام به دست آید. با توجه به اینکه روش بهسازی در مرحله اول طراحی مشخص نیست، لذا ساختمان بهسازی نشده مورد تحلیل قرار می‌گیرد. از آنجایی که بهسازی لرزه‌ای منجر به افزایش مقاومت جانبی ساختمان می‌گردد، این مقاومت نیاز به افزایش به میزان معینی (مثلاً به طور آغازین ۲۰٪) دارد که در تحلیل RS از طریق تغییر در مدول الاستیسیته اعضای بتن مسلح ساختمان لحاظ می‌گردد.

۲- در گام دوم، تحلیل NLSP ساختمان اصلی به منظور دستیابی به رابطه نیروی برشی پایه در مقابل تغییر مکان بام انجام می‌گیرد. این رابطه برای سطح جابجایی وابسته به ظرفیت جابجایی ساختمان برای هر سطح عملکرد ترسیم می‌شود. منحنی رسم شده برای دستیابی به حد الاستوپلاستیک مطابق با دستورالعمل FEMA356 [xxxix]، ایده‌آل‌سازی می‌گردد. نیروی برشی پایه تسلیم ( $V_y$ ) به همراه سختی الاستیک سازه ( $K_e$ ) به دست آمده از منحنی الاستوپلاستیک در مرحله بهسازی به منظور دستیابی به یک رابطه جدید نیروی برشی پایه در مقابل تغییر مکان بام برای محاسبات بعدی استفاده می‌شود.

۳- در گام سوم، ابتدا سطح زیر منحنی برش پایه در مقابل تغییر مکان بام در حالت الاستیک خطی ( $A_e$ ) محاسبه می‌شود. سپس سطح زیر منحنی برش پایه در مقابل تغییر مکان بام در حالت الاستوپلاستیک ( $A_p$ ) تعیین می‌گردد. انرژی یکنواخت ( $A_d$ ) که می‌بایست توسط سیستم بهسازی جذب شود طبق معادله ۱۰ به دست می‌آید:

$$A_d = A_e - A_p \quad (10)$$

۴- در گام چهارم، کل مقاومت مورد نیاز سیستم بهسازی در پایه ساختمان ( $Q_i$ ) با رجوع به شکل ۷ (د) به صورت معادله ۱۱ محاسبه می شود:

$$(Q_i)_{1,2} = K_e d_p - V_y \mp \sqrt{(V_y - K_e d_p)^2 - 2K_e A_d} \quad (11)$$

یکی از ریشه های معادله بالا مقاومت مورد نیاز سیستم بهسازی در پایه ساختمان را تعیین می نماید.

۵- در گام پنجم، ظرفیت نیروی برشی لرزه ای هر طبقه ( $R_{Fi}$ ) از ساختمان بهسازی نشده مطابق محدودیت دوران اعضاء در دستورالعمل FEMA356 [xxxxix] به دست می آید.

۶- در گام ششم، سیستم بهسازی برای کل ساختمان بر مبنای اصل اتلاف انرژی یکنواخت در ارتفاع ساختمان طراحی می شود. برای این منظور، برش الاستیک ( $V_i$ ) در سطح هر طبقه (i) از روی نتایج تحلیل RS در گام ۱ به دست آمده و سپس، مقاومت کل ( $R_i$ ) در پایه ساختمان بهسازی شده از جمع ظرفیت برشی پایه ( $R_{Fi}$ ) و مقاومت مورد نیاز برای بهسازی ( $Q_i$ ) طبق معادله ۱۲ تعیین می گردد:

$$R_i = R_{Fi} + Q_i \quad (12)$$

جهت اطمینان از اتلاف یکنواخت انرژی در ارتفاع ساختمان، نسبت مقاومت کل ساختمان بهسازی شده در سطح هر طبقه ( $R_i = R_{Fi} + Q_i$ ) به برش الاستیک ( $V_i$ ) در سطح طبقه مربوطه باید برابر شود، یعنی:

$$\frac{R_1}{V_1} = \frac{R_2}{V_2} = \dots = \frac{R_i}{V_i} = \dots = \frac{R_n}{V_n} \quad (13)$$

که در این معادله، اندیس  $n$  بیانگر تعداد طبقات است.

معادله اخیر تضمین می نماید که تسلیم در تمامی سطوح طبقات به احتمال بسیار زیادی رخ خواهد داد. نسبت مقاومت کل ( $R_i$ ) ساختمان بهسازی شده به برش الاستیک ( $V_i$ ) در پایه ساختمان قبلاً به دست آمده است. برای محاسبه مقاومت سیستم بهسازی مورد نیاز در هر سطح طبقه (i) از معادله ۱۴ استفاده می شود:

$$\frac{R_i}{V_i} = \frac{R_{Fi} + Q_i}{V_i} \quad (14)$$

حل معادله فوق بر حسب  $Q_i$ ، معادله ۱۵ را نتیجه می دهد:

$$Q_i = \frac{R_i}{V_i} V_i - R_{Fi} \quad (15)$$

۷- در گام هفتم، مقاومت الاستیک ساختمان طراحی شده مجدداً محاسبه و با سختی فرض شده در گام ۱ مقایسه می گردد. اگر اختلاف قابل چشم پوشی باشد، طراحی کامل بوده و در غیر این صورت سختی عوض شده و مراحل ۱، ۳، ۴ و ۶ مجدداً تکرار می شود.

## ۲-۴-۲- اندازه ضخامت صفحه فولادی برای سیستم بهسازی لرزه ای

در این بخش چگونگی تعیین اندازه ضخامت صفحه فولادی سیستم بهسازی لرزه ای پیشنهادی ارائه شده است. مطابق روش فوق، تعداد سیستم بهسازی لرزه ای پیشنهادی و مقاومت برشی مورد نیاز آن ( $Q_{Li}$ ) در هر سطح طبقه قبلاً محاسبه شده است. از آنجا که در این پژوهش جهت مدل سازی سیستم دیوار برشی فولادی از مدل نواری استفاده گردید، مقاومت برشی تسلیم ( $V_y$ ) یک صفحه فولادی به صورت معادله ۱۶ به دست می آید [xxxiii]:

$$V_y = F_y \times [A_s (= L \cdot \cos \alpha + h_s \cdot \sin \alpha) \cdot t] \quad (16)$$

که در این معادله،  $F_y$  مقاومت تسلیم فولاد،  $L$  طول تیر،  $h_s$  ارتفاع قاب مربوطه و  $A_s$  سطح مقطع کل نوارهای مورد استفاده جهت مدل سازی سیستم دیوار برشی فولادی با مدل نواری است. زاویه انحراف  $\alpha$  از نوارها که هم راستا با تنش های کششی اصلی است، با استفاده از معادله ۹ تعیین می شود.

با برقراری  $V_y = Q_{Li}$  ضخامت صفحه فولادی سیستم پیشنهادی ( $t_i$ ) در تراز طبقه (i) طبق معادله ۱۷ قابل محاسبه است [xxxiii]:

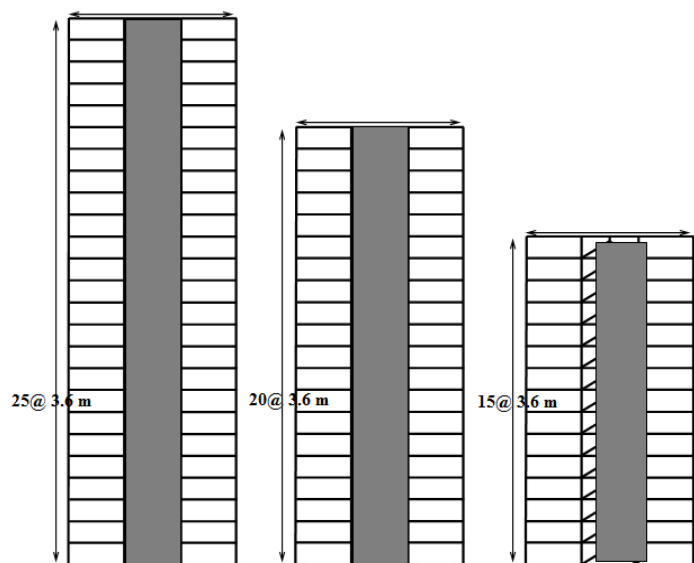
$$t_i = \frac{\varphi_s Q_{Li}}{F_y \times (L \cdot \cos \alpha + h_s \cdot \sin \alpha)} \quad (17)$$

که در این معادله،  $\varphi_s$  ضریب مقاومت بیش از حد می باشد. از فولاد با مقاومت تسلیم  $F_y = 420 \text{ MPa}$  و ضریب مقاومت بیش از حد  $\varphi_s = 1.1$  به منظور طراحی سیستم بهسازی لرزه ای پیشنهادی استفاده گردید.

جزئیات صفحه برشی فولادی و همچنین نتایج محاسبات مربوط به تعیین ضخامت صفحه برشی فولادی برای بهسازی لرزه ای قاب های بتنی ۱۵، ۲۰ و ۲۵ طبقه در جدول ۴ ارائه شده است. علاوه بر این، شکل ۷ نحوه قرارگیری سیستم بهسازی لرزه ای در ارتفاع قاب های مورد مطالعه با تعداد طبقات مختلف را نشان می دهد. همانطور که از شکل پیداست، به دلیل ظرفیت بالای اتلاف انرژی سیستم پیشنهادی، نیاز به تعداد دهانه های کمی از ساختمان جهت بهسازی لرزه ای می باشد که خود موجب سازگاری مناسب با معماری ساختمان و همچنین حداقل نمودن قطع عملکردی ساختمان می شود.

جدول ۴: جزئیات سیستم بهسازی لرزه ای پیشنهادی در نظر گرفته شده برای قاب های بتنی ۱۵، ۲۰ و ۲۵ طبقه در تحلیل های غیرخطی

| قاب بتنی | از طبقه - تا طبقه | جزئیات صفحه برشی فولادی |               | نتایج محاسبات مربوط به تعیین ضخامت صفحه برشی فولادی                 |                               |                              |
|----------|-------------------|-------------------------|---------------|---|-------------------------------|------------------------------|
|          |                   | $\varphi_s Q_{Li}$ (kN) | $V_{yi}$ (kN) | در صورت استفاده از ۱۰ نوار معادل به ضخامت $t$ (میلی متر) در هر چشمه | مساحت هر نوار (میلی متر مربع) | ضخامت صفحه فولادی (میلی متر) |
| ۱۵ طبقه  | ۵-۱               | ۴۱۲/۲۹                  | ۴۰۵/۸۳        | $10 \times 91/29$   | ۶۵۴/۲                         | ۱۰/۸۳                        |
|          | ۱۰-۶              | ۳۵۱/۴۶                  | ۳۵۳/۱۳        | $10 \times 92/46$   | ۶۸۵/۷                         | ۱۱/۴                         |
|          | ۱۵-۱۱             | ۲۹۰/۸۸                  | ۲۸۳/۰۸        | $10 \times 92/59$   | ۶۷۳                           | ۱۱/۱۸                        |
| ۲۰ طبقه  | ۵-۱               | ۴۹۴/۷۵                  | ۴۸۷           | $10 \times 92/44$   | ۶۷۰/۹                         | ۱۱/۱۴                        |
|          | ۱۰-۶              | ۴۲۱/۷۵                  | ۴۲۳/۷۶        | $10 \times 92/10$   | ۶۶۴/۵                         | ۱۱/۰۲                        |
|          | ۱۵-۱۱             | ۳۴۹/۰۶                  | ۳۳۹/۰۲        | $10 \times 91/58$   | ۶۵۸/۳                         | ۱۰/۹۱                        |
|          | ۲۰-۱۶             | ۲۶۳/۰۵                  | ۲۶۱/۴۴        | $10 \times 89/72$   | ۶۳۱/۹                         | ۱۰/۴۲                        |
| ۲۵ طبقه  | ۵-۱               | ۵۹۶/۴۵                  | ۵۸۶/۱۷        | $10 \times 92/88$   | ۶۷۷/۲                         | ۱۱/۲۶                        |
|          | ۱۰-۶              | ۵۰۸/۹۴                  | ۵۰۳/۳۸        | $10 \times 92/44$   | ۶۷۰/۹                         | ۱۱/۱۴                        |
|          | ۱۵-۱۱             | ۴۱۴/۹۴                  | ۴۰۸/۹۹        | $10 \times 91/29$   | ۶۵۴/۲                         | ۱۰/۸۳                        |
|          | ۲۰-۱۶             | ۳۵۹/۲۶                  | ۳۴۶/۹۶        | $10 \times 91/15$   | ۶۵۲/۱                         | ۱۰/۷۹                        |
|          | ۲۵-۲۱             | ۲۴۷/۱۵                  | ۲۴۴/۲۲        | $10 \times 89/72$   | ۶۳۱/۹                         | ۱۰/۴۲                        |



شکل ۷: نمای قاب‌های بتنی بهسازی شده با سیستم بهسازی پیشنهادی

## ۵-۲- تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی

پس از آنالیز اولیه قاب‌های مدل‌سازی شده در بخش قبلی، در ادامه رفتار لرزه‌ای قاب‌های مدل‌سازی شده با استفاده از تحلیل‌های غیرخطی تاریخیچه زمانی<sup>۲۷</sup> (NLTH) در سطوح عملکرد ایمنی جانی<sup>۲۸</sup> (LS) و آستانه فروریزش<sup>۲۹</sup> (CP) مطابق با آئین‌نامه‌های ۲۸۰۰ [xxvii] و FEMA356 [xxxix] مورد بررسی قرار گرفت. بدین منظور با انتخاب هفت زوج شتابنگاشت زلزله با ویژگی‌های لرزه‌خیزی یکسان و مقیاس‌سازی آن‌ها، به ارزیابی بیشینه جابجایی نسبی (دریفت) و نیروی برشی میان‌طبقه‌ای قاب‌ها در دو حالت مبنا و بهسازی شده با سیستم دیوار برشی فولادی در سطوح عملکرد مختلف با محدودیت‌های دستورالعمل FEMA356 [xxxix] پرداخته شد.

### ۱-۵-۲- شتابنگاشت زلزله‌ها و مقیاس‌سازی آن‌ها

جدول ۶ مشخصات هفت زوج شتابنگاشت زلزله‌های انتخابی جهت انجام آنالیزهای تاریخیچه زمانی غیرخطی در این پژوهش را نشان می‌دهد. برای انتخاب زلزله‌ها، یکسان بودن برخی از ویژگی‌های آن‌ها همچون بزرگای بین ۵/۴ تا ۸ ریشتر، محدوده فاصله تصویر صفحه گسل تا صفحه مذکور ۲۰ تا ۶۰ کیلومتر، سرعت موج برشی با توجه به زمین محل ساخت (نوع خاک) قاب‌ها برابر ۶۰۰ تا ۱۲۰۰ فوت بر ثانیه و محدوده بیشینه شتابنگاشت‌های انتخابی بین ۰.۲g تا ۲.۰g مد نظر قرار گرفت. شکل ۸، نمودارهای شتاب-زمان هفت زوج زلزله انتخابی را نشان می‌دهد. از آنجایی که مدل‌های مورد استفاده در این مقاله در فضای دوبعدی مدل‌سازی شده‌اند، تنها از رکوردهای راستای X زلزله‌های انتخابی در جدول ۶ استفاده می‌شود.

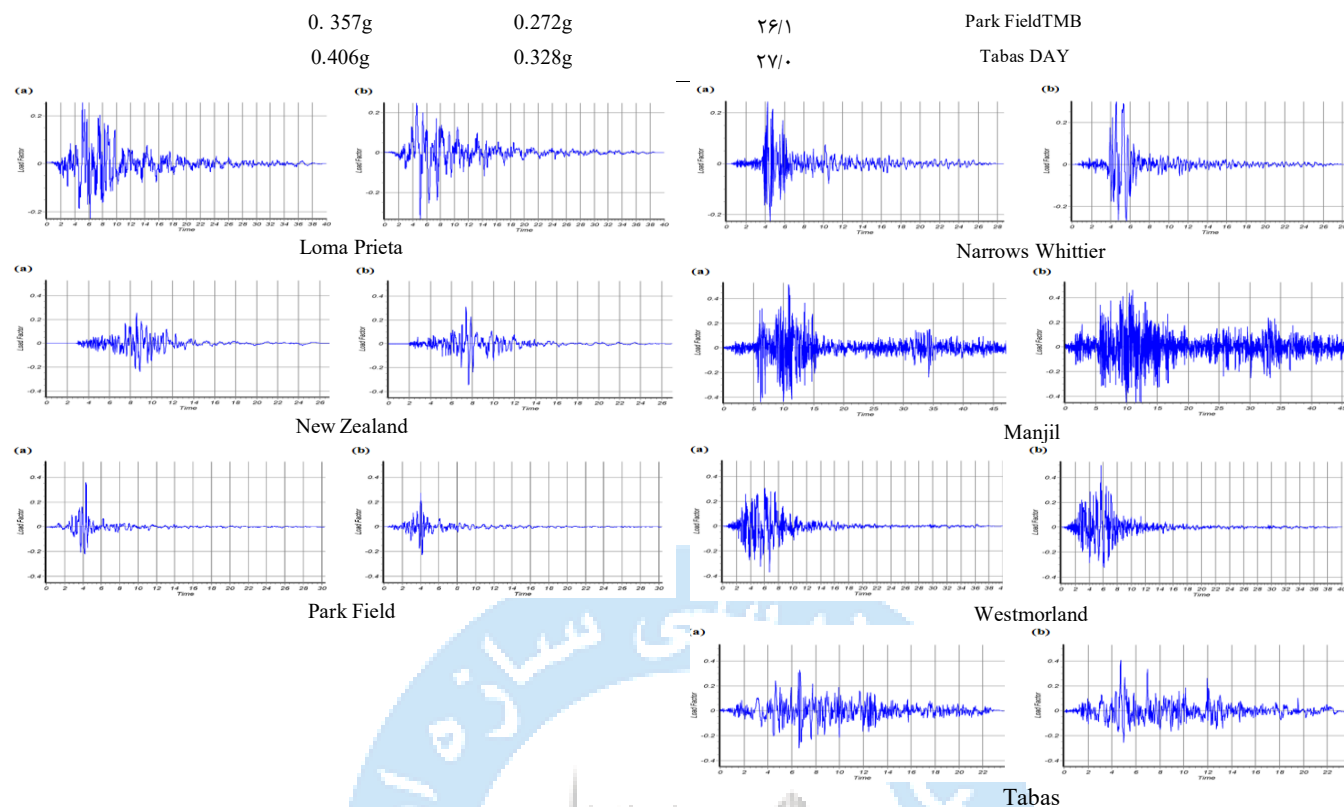
جدول ۶: مشخصات شتابنگاشت‌های مورد استفاده

| PGA (m/s <sup>2</sup> ) |             | فاصله از گسل (کیلومتر) | شتابنگاشت         |
|-------------------------|-------------|------------------------|-------------------|
| در جهت قائم             | در جهت افقی |                        |                   |
| 0.299g                  | 0.243g      | ۵۶/۸                   | Whittier Narrows  |
| 0.332g                  | 0.255g      | ۲۳/۷                   | Loma Prieta WVC   |
| 0.496g                  | 0.515g      | ۴۰/۴۳                  | Manjil, Iran      |
| 0.344g                  | 0.256g      | ۲۴/۲۳                  | New Zealand A-MAT |
| 0.496g                  | 0.368g      | ۳۵/۶                   | Westmorland       |

<sup>27</sup> NonLinear Time History

<sup>28</sup> Life Safety

<sup>29</sup> Collapse Prevention



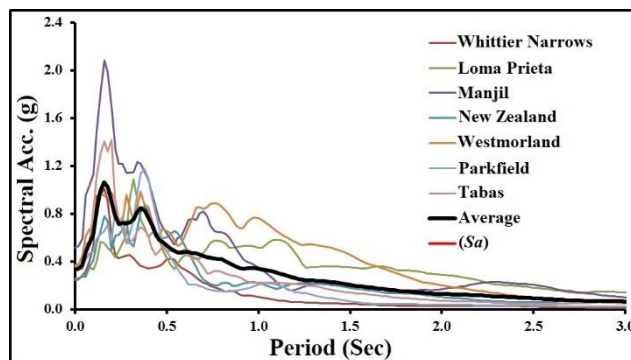
شکل ۸: نمودار شتاب‌نگاشت زلزله‌های انتخابی در حالت مقیاس نشده؛ (الف) در راستای افقی، (ب) در راستای قائم

مقیاس‌سازی شتاب‌نگاشت‌ها با طیف طرح استاندارد و یا طیف حداکثر براساس تعیین طیف پاسخ شتاب‌نگاشت‌ها با ۵٪ میرایی انجام می‌شود. پس از دستیابی به این طیف‌ها، نوبت به هم‌پایه‌سازی شتاب‌نگاشت‌ها می‌رسد. برای این منظور زوج شتاب‌نگاشت‌های انتخاب شده جهت تحلیل تاریخچه زمانی با روش پیشنهادی آیین‌نامه ۲۸۰۰- ویرایش چهارم [xxvii] مقیاس‌سازی شدند. برای این کار ابتدا تمامی شتاب‌نگاشت‌ها به مقدار حداکثر خود مقیاس شدند. سپس طیف پاسخ شتاب هر یک از زوج شتاب‌نگاشت‌های مقیاس‌شده با منظور کردن نسبت میرایی ۵٪ تعیین شده و با ترکیب طیف‌های پاسخ هر زوج شتاب‌نگاشت با استفاده از روش جذر مجموع مربعات، یک طیف ترکیبی واحد برای هر زوج ساخته شد. مقیاس‌سازی هر زوج شتاب‌نگاشت به نحوی انجام شد که برای هر پریود در محدوده  $0.2T$  و  $1.5T$  زمان تناوب، مقادیر متوسط طیف جذر مجموع مربعات مربوط به تمام زوج مؤلفه‌ها، بیش از ۱۰٪ از  $1/3$  برابر مقدار متناظر طیف طرح استاندارد نباشد. در ادامه با ضرب کردن ضریب مقیاس تعیین شده در شتاب‌نگاشت‌های مقیاس‌شده جهت انجام تحلیل‌ها استفاده شد.

مطابق با اولین بند موجود در آیین‌نامه ASCE2010 [xl] برای آنالیز تاریخچه زمانی، تهیه طیف پاسخ شتاب‌نگاشت‌ها با ۵٪ میرایی است. در این پژوهش برای تهیه طیف‌های پاسخ شتاب‌نگاشت‌های انتخاب شده از برنامه SeismoSignal [xli] استفاده شده است. بدین منظور با وارد کردن شتاب‌نگاشت‌های انتخابی به برنامه مذکور، نمودار طیف پاسخ شتاب‌نگاشت‌ها با میرایی ۵٪ مطابق شکل ۹ به دست آمده است. محور افقی این دیاگرام دوره تناوب و مؤلفه قائم آن شتاب می‌باشد. در ادامه مقدار زمان تناوب اصلی قاب‌های بتنی با تعداد طبقات مختلف ( $T_e$ ) براساس آیین‌نامه FEMA356 [xxxix] و مطابق با جدول ۷ تعیین شده است.

جدول ۷: مقدار  $T_e$  قاب‌ها

| قاب     | حالت       | $T_e$ (Sec) |
|---------|------------|-------------|
| ۱۵ طبقه | مینا       | ۱/۹۰        |
|         | بهسازی شده | ۰/۹۷۱       |
| ۲۰ طبقه | مینا       | ۲/۴۶۲       |
|         | بهسازی شده | ۱/۲۰۵       |
| ۲۵ طبقه | مینا       | ۳/۰۰۹       |
|         | بهسازی شده | ۱/۴۲۵       |



شکل ۹: متوسط طیف‌های پاسخ شتاب به‌دست آمده از زلزله‌های انتخابی

## ۳-۵-۲- تعیین طیف طرح استاندارد برای سطوح خطرپذیری مختلف

(الف) سطح خطر BSE-1 (سطح عملکرد ایمنی جانی یا LS)

مقادیر طیف طرح استاندارد ( $S_a$ ) که از حاصلضرب ضریب بازتاب ساختمان ( $B$ ) در شتاب مبنای طرح ( $A$ ) به‌دست می‌آید، طبق محاسبات ارائه شده در آئین‌نامه ۲۸۰۰- ویرایش چهارم برای زمین نوع III به شرح زیر قابل تعیین است:

متغیر ضریب بازتاب ساختمان ( $B$ ) بیانگر نوع پاسخ سازه به حرکات زمین است و از حاصلضرب ضریب شکل طیف ( $B_I$ ) (معادله

۱۸) در ضریب اصلاح طیف ( $N$ ) (معادله ۱۹) به‌دست می‌آید:

$$B_I = \begin{cases} S_0 + (S - S_0 + 1)(T/T_0) & 0 < T < T_0 \\ S + 1 & T_0 < T < T_s \\ (S + 1)(T_s/T) & T > T_s \end{cases} \quad (18)$$

$$N = \begin{cases} 1 & T < T_s \\ \left[ (0.7 / (4 - T_s)) (T - T_s) \right] + 1 & T_s < T < 4 \text{ sec} \\ 1.7 & T > 4 \text{ sec} \end{cases} \quad (19)$$

به طوری که در معادلات فوق،  $T$  دوره تناوب اصلی سازه است. با فرض خاک نوع III به‌عنوان زمین محل احداث ساختمان‌های مورد مطالعه در این پژوهش، پارامترهای لرزه‌ای که  $S_0$ ،  $T_0$  و  $T_s$  به ترتیب برابر با ۱/۱۵، ۱/۱، ۱/۷۵ و ۰/۷ تعیین می‌گردد. به این ترتیب نمودار  $S_a$  برای شدت شتاب مبنای طرح ( $A = 0.35$ ) برای سطح خطر BSE-1 در شهر تهران مطابق شکل ۱۰ (الف) تشکیل می‌شود.

(ب) سطح خطر BSE-2 (سطح عملکرد آستانه فروریزش یا CP)

سطح خطر BSE-2 به‌عنوان حداکثر زلزله لحاظ شده برای یک رخداد زلزله با احتمال فراگذشت ۲٪ در ۵۰ سال را معرفی می‌نماید. برای تعیین سطح خطر BSE-2 می‌بایست از یک طیف متناسب و پهنه‌بندی شتاب معتبر بهره گرفت. از آنجا که برای این سطح خطر نقشه پهنه‌بندی شتاب معتبری ارائه نشده و همچنین طیف استاندارد در آئین‌نامه‌های لرزه‌ای ایران معرفی نشده است و مبنای این تحقیق تعیین رفتار سازه‌های مدل تحت این سطح از خطر زمین‌لرزه است، لذا می‌بایست طیف معتبری برای سطح BSE-2 تهیه نمود. در زیر مراحل تعیین طیف طرح استاندارد برای سطح خطر BSE-2 براساس آئین‌نامه FEMA356 [xxxix] ارائه شده است.

برای تعیین  $S_a$ ، ابتدا شتاب پاسخ پریود کوتاه ( $S_S$ ) و شتاب پاسخ طراحی در ۱ ثانیه ( $S_I$ ) برای منطقه احداث ساختمان‌ها با فرض میرایی ۵٪ معادل ۱/۷۵ و ۱/۶۵ در نظر گرفته می‌شود [xlii]. نوع خاک با استفاده از سرعت موج برشی در عمق ۳۰ متر مطابق با آئین‌نامه

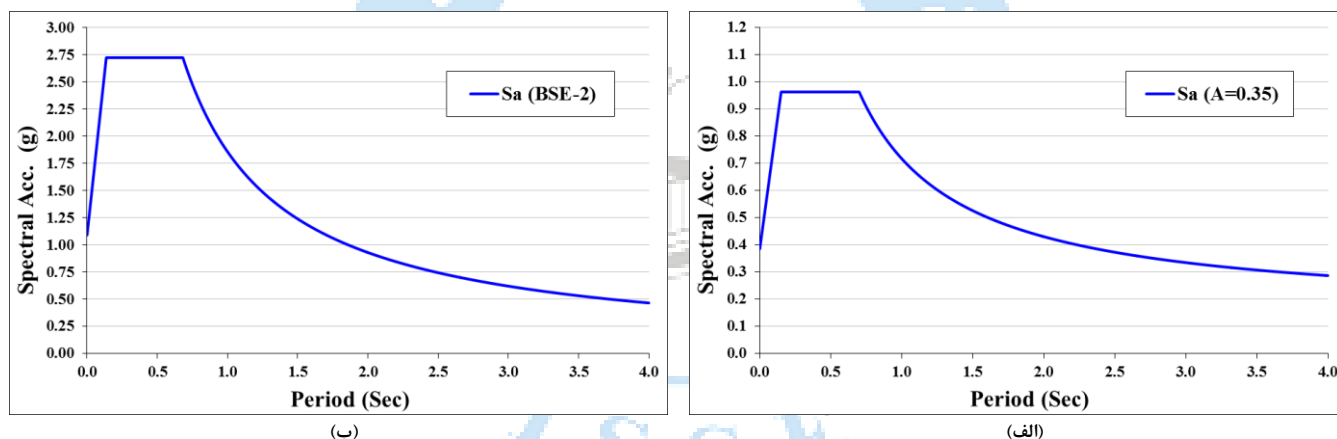
ASCE 2010 [x1] با کلاس D (خاک سخت<sup>۳۰</sup>) تعیین می‌شود. همچنین ضرایب سایت مورد مطالعه با توجه به نوع زمین انتخابی ( $F_a$ ) و ( $F_v$ )، به ترتیب براساس جداول موجود در استاندارد [xxxix] FEMA356 به ترتیب برابر با ۱/۵ و ۱/۰ تعیین شده است. سپس طیف پاسخ شتاب در پریود کوتاه برای خاک مورد نظر ( $S_{XS}$ ) و طیف پاسخ شتاب در پریود ۱ ثانیه‌ای برای خاک مورد نظر ( $S_{X1}$ ) طبق معادله ۲۰ برگرفته از [xxxix] FEMA356 محاسبه می‌شود:

$$BSE-2: \begin{cases} S_{XS} = F_a \cdot S_g = 1.0 \times 1.65 = 1.65 \\ S_{X1} = F_v \cdot S_1 = 1.5 \times 0.75 = 1.125 \end{cases} \quad (20)$$

ضرایب میرایی سازه ( $B_I$  و  $B_S$ ) به‌ازای میرایی ۵٪ از جدول موجود در [xxxix] FEMA356 به ترتیب برابر با ۱/۰ و ۱/۰ به‌دست می‌آید. سپس طیف طراحی ( $S_a$ ) از روابط موجود در این آئین‌نامه مطابق معادله ۲۱ تعیین می‌گردد:

$$S_a = \begin{cases} S_{XS} \left[ 0.4 + \left[ \left( \frac{5}{B_S} \right) - 2 \right] \left( \frac{T}{T_s} \right) \right] & T \leq T_0 \\ S_{XS} / B_S & T_0 < T \leq T_s; \quad T_s = \frac{S_{X1} \cdot B_S}{S_{X1} \cdot B_1}; \quad T_0 = 0.2T_s \\ S_{X1} / (B_1 \times T) & T > T_s \end{cases} \quad (21)$$

به این ترتیب نمودار طیف طرح استاندارد ( $S_a$ ) برای شدت شتاب مبنای طرح برای سطح خطر BSE-2 برای شهر تهران مطابق شکل ۱۰ (ب) تشکیل می‌شود.



شکل ۱۰: نمودار طیف طرح استاندارد برای زلزله‌های مختلف در سطوح خطر مختلف: (الف) سطح خطر BSE-1، (ب) سطح خطر BSE-2

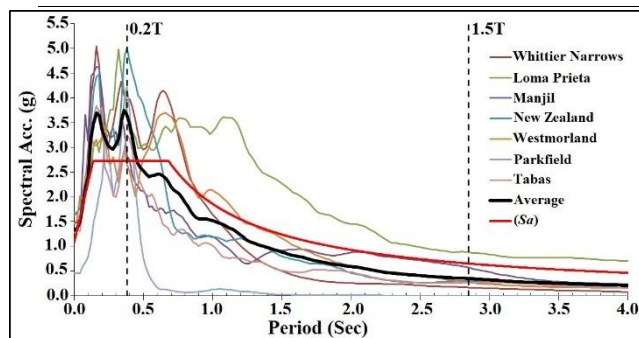
در این مرحله جهت بهبود وضعیت نمودارها، ضرایب مقیاس به روش سعی و خطا تغییر یافته و درنهایت ضرایب مقیاس نهایی تعیین می‌گردد. جدول ۸ ضرایب مقیاس زلزله‌های فوق برای طیف طرح استاندارد قاب‌ها با تعداد طبقات مختلف را نشان می‌دهد. با توجه به دوبردی بودن مدل‌های سازه‌ای، طبق بند 1.6.2.2 آئین‌نامه [xxxix] FEMA356، نمودار طیف پاسخ شتاب‌نگاشت‌ها با میرایی ۵٪ نباید کمتر از طیف طرح استاندارد ( $S_a$ ) در محدوده 0.2T تا 1.5T (زمان تناوب اصلی ساختمان) باشد. براساس این فرضیات، طیف پاسخ زلزله‌های مقیاس‌شده به طیف طرح استاندارد برای قاب‌های ۱۵، ۲۰ و ۲۵ طبقه در دو حالت مبنا و بهسازی‌شده به ترتیب مطابق شکل‌های ۱۱، ۱۲ و ۱۳ به‌دست آمده است.

جدول ۸: ضرایب مقیاس شتاب‌نگاشت‌ها نسبت به طیف طرح استاندارد برای زلزله سطح عملکرد LS و CP

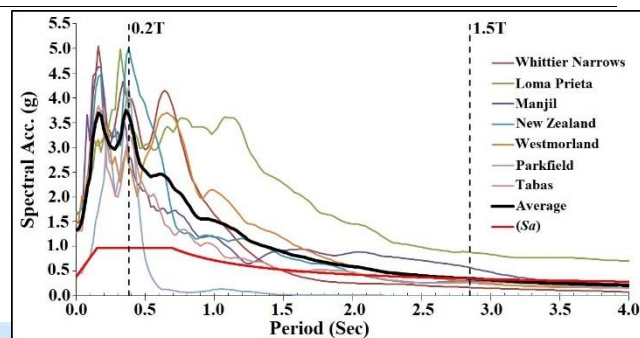
| شتاب‌نگاشت زلزله |    |            |    |              |    |             |    |        |    |             |    | قاب              | حالت |            |  |
|------------------|----|------------|----|--------------|----|-------------|----|--------|----|-------------|----|------------------|------|------------|--|
| Tabas            |    | Park Field |    | West morland |    | New Zealand |    | Manjil |    | Loma Prieta |    | Whittier Narrows |      |            |  |
| CP               | LS | CP         | LS | CP           | LS | CP          | LS | CP     | LS | CP          | LS | CP               | LS   | سطح عملکرد |  |

<sup>30</sup> Stiff Soil

|      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |         |            |
|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|---------|------------|
| ۶/۰۲ | ۲/۴۶ | ۵/۵۵ | ۲/۲۶ | ۶/۴۳ | ۲/۳۶ | ۷/۹۲ | ۳/۲۹ | ۴/۳۳ | ۱/۸۵ | ۷/۴۷ | ۴/۰۰ | ۵/۷۶ | ۳/۷۹ | ۱۵ طبقه | مبنا       |
| ۴/۹۸ | ۲/۹۸ | ۴/۵۷ | ۲/۷۳ | ۴/۷۷ | ۲/۸۵ | ۷/۷۱ | ۴/۱۲ | ۳/۷۴ | ۲/۲۳ | ۸/۰۹ | ۴/۸۴ | ۷/۶۸ | ۴/۵۹ | ۲۰ طبقه |            |
| ۴/۸۶ | ۳/۱۰ | ۴/۴۶ | ۲/۸۴ | ۴/۶۶ | ۲/۹۷ | ۷/۲۱ | ۴/۴۳ | ۳/۶۵ | ۲/۳۲ | ۷/۹۰ | ۵/۰۳ | ۷/۴۹ | ۴/۷۷ | ۲۵ طبقه |            |
| ۳/۴۲ | ۱/۴۸ | ۳/۱۴ | ۱/۳۵ | ۳/۲۸ | ۱/۴۱ | ۵/۰۱ | ۲/۱۵ | ۲/۵۷ | ۱/۱۱ | ۵/۵۶ | ۲/۴۰ | ۵/۲۷ | ۲/۲۸ | ۱۵ طبقه | بهسازی شده |
| ۳/۷۲ | ۱/۷۸ | ۳/۴۱ | ۱/۶۳ | ۳/۵۷ | ۱/۷۰ | ۵/۵۲ | ۲/۱۱ | ۲/۷۹ | ۱/۳۳ | ۶/۰۵ | ۲/۸۹ | ۵/۷۴ | ۲/۷۴ | ۲۰ طبقه |            |
| ۴/۱۴ | ۱/۹۴ | ۳/۸۰ | ۱/۷۸ | ۳/۹۷ | ۱/۸۶ | ۵/۹۴ | ۲/۲۵ | ۳/۱۱ | ۱/۴۶ | ۶/۷۳ | ۳/۱۶ | ۶/۳۸ | ۳/۰۰ | ۲۵ طبقه |            |

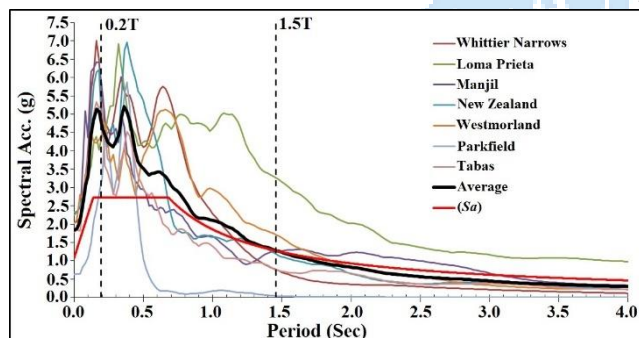


(ب)

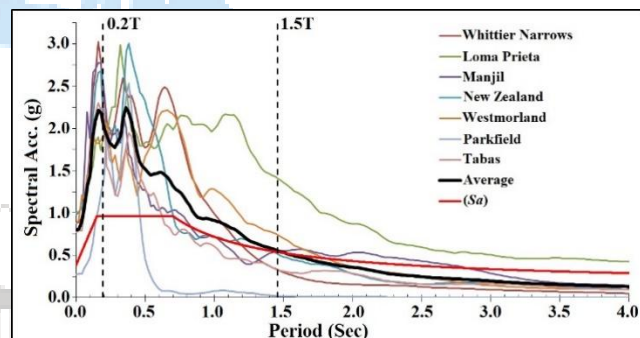


(الف)

حالت مبنا



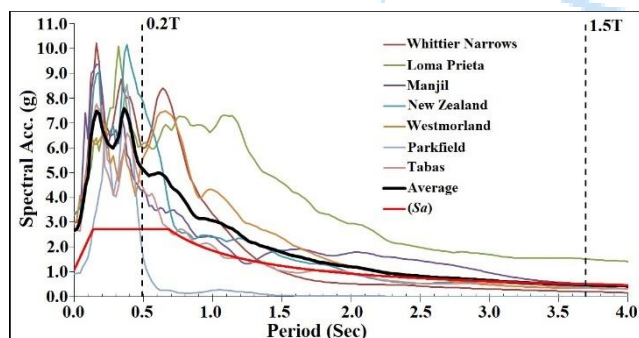
(ب)



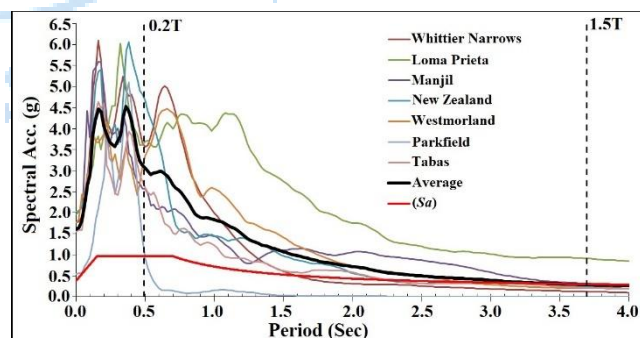
(الف)

حالت بهسازی شده

شکل ۱۱: مقایسه متوسط طیف‌های شتاب‌نگاشت‌های مقیاس‌شده برای قاب ۱۵ طبقه برای دو حالت مبنا و بهسازی شده نسبت به طیف طرح برای: (الف) سطح زلزله BSE-1، (ب) سطح زلزله BSE-2

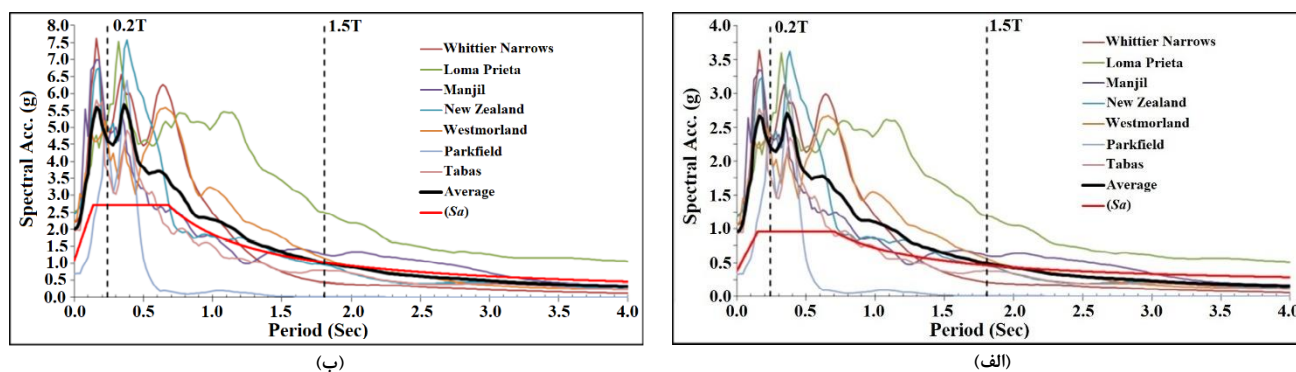


(ب)



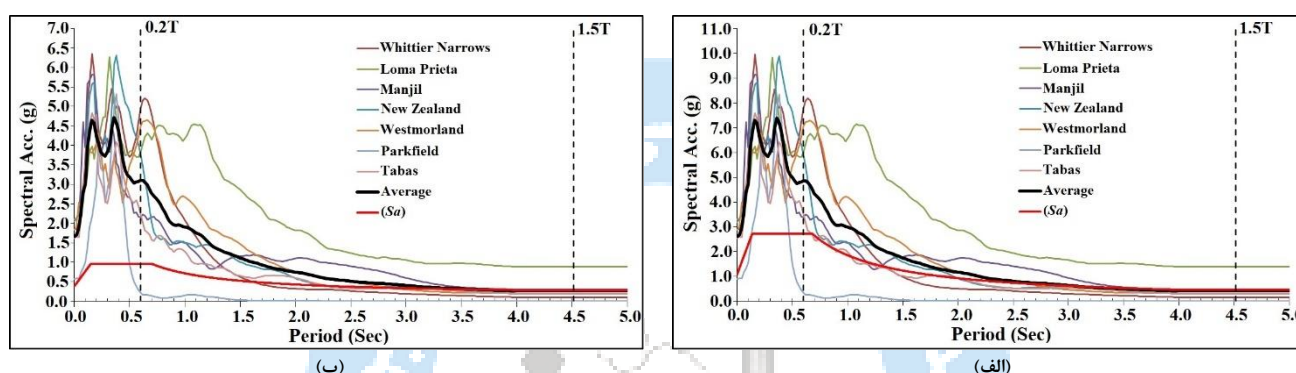
(الف)

حالت مبنا

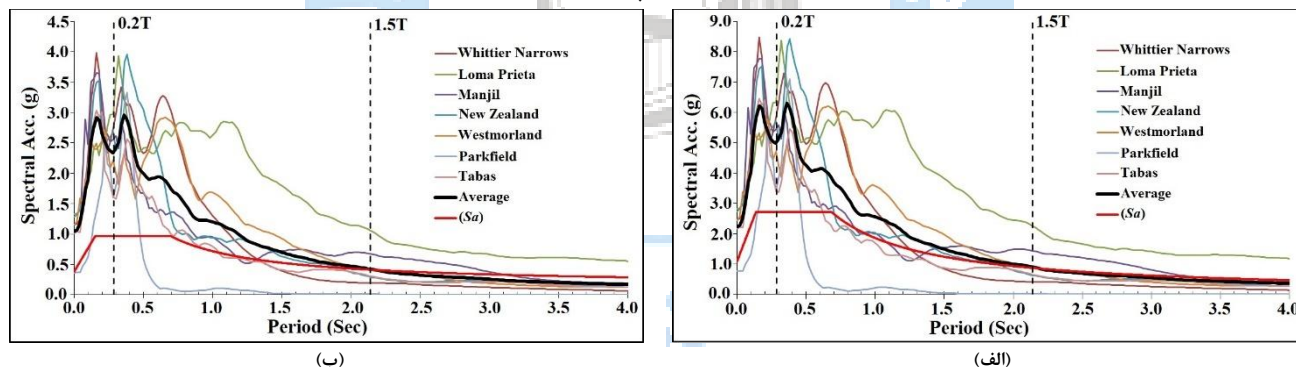


حالت بهسازی شده

شکل ۱۲: مقایسه متوسط طیف‌های شتاب‌نگاشت‌های مقیاس شده برای قاب ۲۰ طبقه برای دو حالت مینا و بهسازی شده نسبت به طیف طرح برای: (الف) سطح زلزله BSE-1، (ب) سطح زلزله BSE-2.



حالت مینا



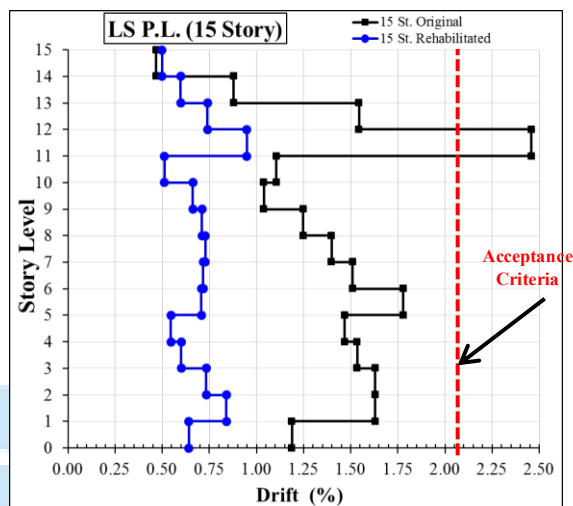
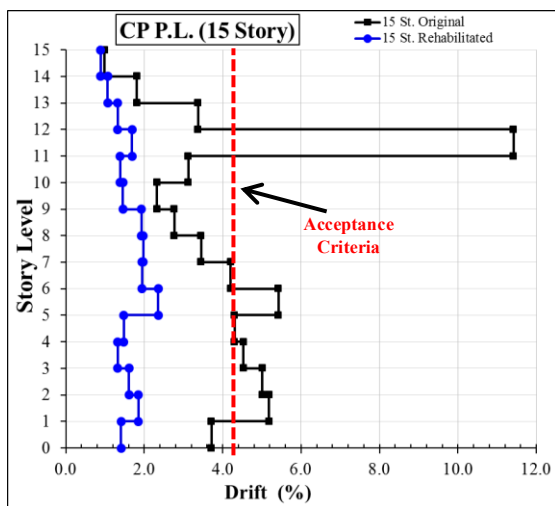
حالت بهسازی شده

شکل ۱۳: مقایسه متوسط طیف‌های شتاب‌نگاشت‌های مقیاس شده برای قاب ۲۵ طبقه برای دو حالت مینا و بهسازی شده نسبت به طیف طرح برای: (الف) سطح زلزله BSE-1، (ب) سطح زلزله BSE-2.

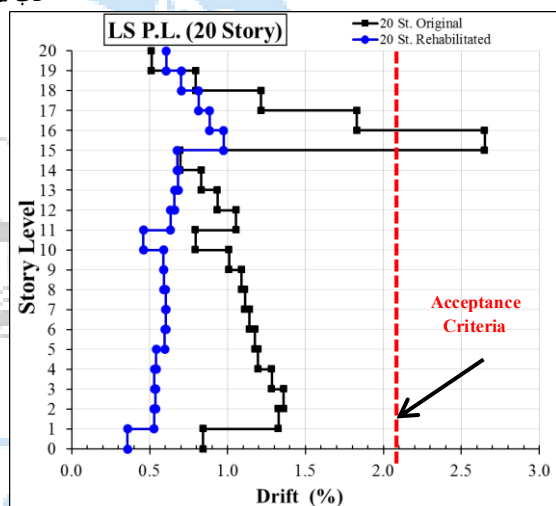
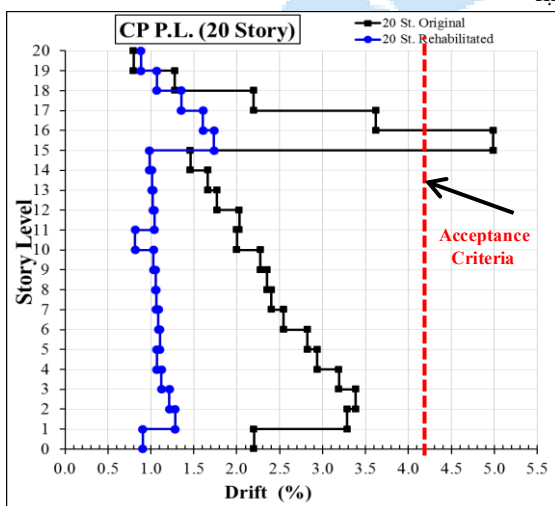
### ۳- تفسیر نتایج

به منظور تفسیر نتایج، ابتدا ظرفیت تغییر شکل قاب‌ها در لحظه وقوع بیشینه و کمینه جابجایی نسبی (دریفت) میان طبقه‌ای در سطوح عملکرد مختلف تعیین شد. سپس بیشینه جابجایی نسبی طبقات قاب‌ها با محدودیت‌های دستورالعمل FEMA356 [xxxix] مقایسه گردید. در نهایت با مقایسه نتایج به ارزیابی سیستم پیشنهادی جهت بهسازی لرزه‌ای قاب‌های بتنی بلندمرتبه پرداخته شد. شکل ۱۴ دریفت میان طبقه‌ای برای قاب‌های مورد مطالعه با تعداد طبقات مختلف در حالت مینا و بهسازی شده با روش پیشنهادی برای میانگین هفت زلزله در دو سطح خطر BSE-1 (سطح عملکرد LS) و BSE-2 (سطح عملکرد CP) را مقایسه می‌کند. در این شکل، بیشینه جابجایی نسبی مجاز آیین‌نامه FEMA356 [xxxix] برای سطوح عملکرد CP و LS به ترتیب برابر با ۲٪ و ۴٪ در نظر گرفته شده است. نتایج نشان می‌دهد

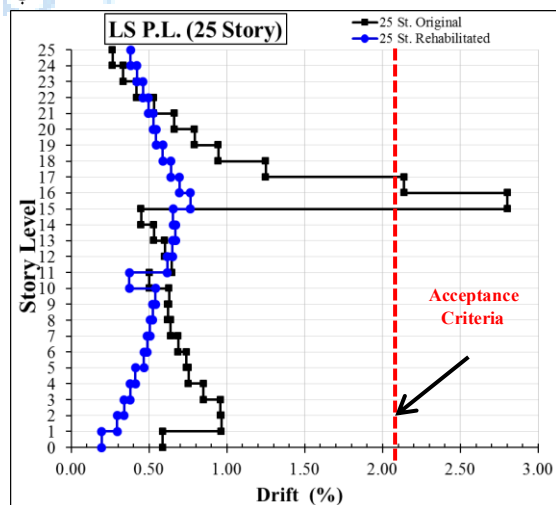
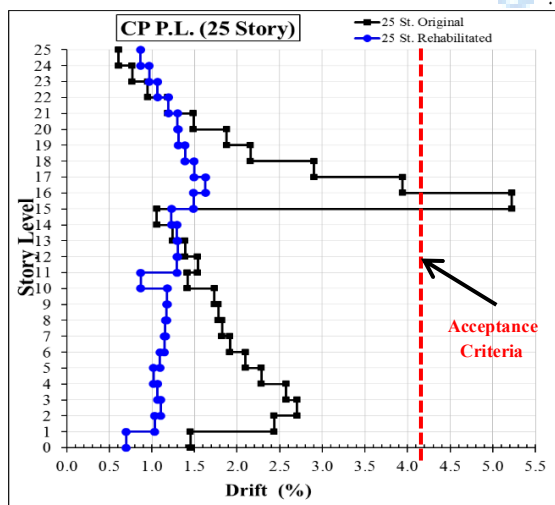
که دررفت طبقات قاب‌های بتنی در راستای ارتفاع سازه در حالت مینا در هر دو سطح عملکرد دارای توزیع کاملاً غیریکنواخت می‌باشد. به‌گونه‌ای که ۵ طبقه آخر برای قاب‌های ۱۵ و ۲۰ طبقه و حدوداً طبقات ۲۰ تا ۲۵ برای قاب ۲۵ طبقه، دارای بیشینه دررفت قابل توجهی نسبت به سایر طبقات می‌باشند.



قاب ۱۵ طبقه



قاب ۲۰ طبقه



قاب ۲۵ طبقه

شکل ۱۴: مقایسه متوسط دررفت میان طبقه‌ای برای قاب‌ها با تعداد طبقات مختلف در دو حالت مبنا و بهسازی شده در سطوح عملکرد LS و CP

جدول ۹ بیشینه و کمینه جابجایی نسبی (دررفت) طبقات برای قاب‌ها با تعداد طبقات مختلف در دو حالت مبنا و بهسازی شده در سطوح عملکرد LS و CP و همچنین نسبت دررفت بیشینه به دررفت کمینه برای هر حالت را مقایسه می‌کند. نتایج نشان می‌دهد که دررفت بیشینه طبقات برای قاب‌های مختلف در حالت مبنا در هر دو سطح عملکرد LS و CP دارای نسبت بزرگی نسبت به دررفت کمینه می‌باشد. از این رو می‌توان انتظار داشت که ویژگی رفتار پلاستیک قاب‌های بتنی بلندمرتبه که تعیین کننده رفتار هیستریتیک آن در برابر نیروهای لرزه‌ای وارده است، به صورت غیرکینواخت در راستای ارتفاع قاب‌ها توزیع گشته است. به طوری که طبقات انتهایی با دارا بودن بیشترین تغییر شکل‌ها نقش بسزایی در رفتار پلاستیک قاب‌ها ایفا می‌کنند، این در حالی است که نقش طبقات ابتدایی و میانی در مستهلک نمودن انرژی ورودی به سازه به مراتب کمتر از طبقات انتهایی قاب‌های بتنی بلندمرتبه می‌باشد.

جدول ۹: بیشینه و کمینه دررفت میان طبقه‌ای برای قاب‌ها با تعداد طبقات مختلف در دو حالت مبنا و بهسازی شده در سطوح عملکرد LS و CP

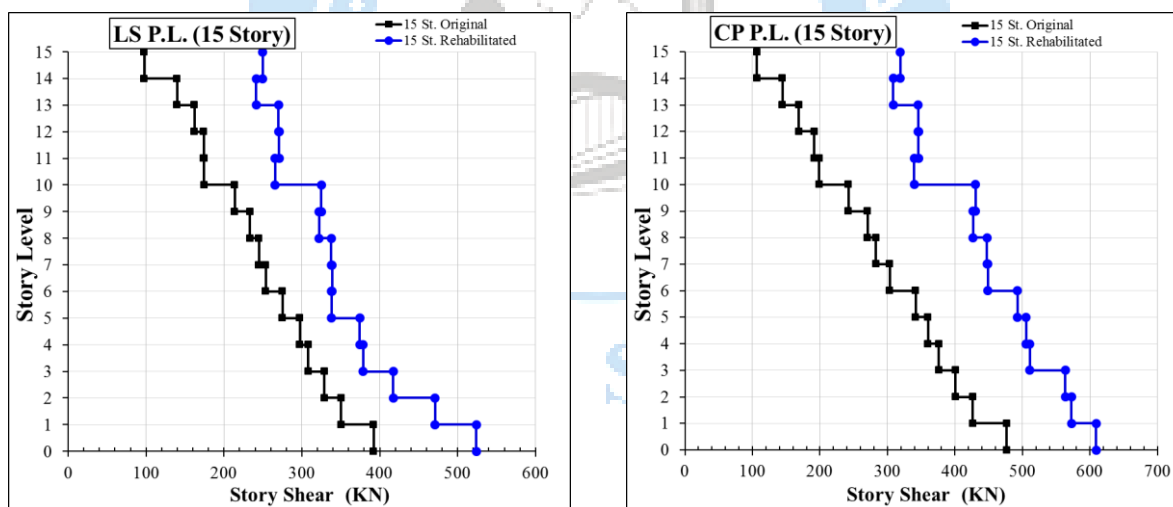
| حالت       | قاب        | جابجایی نسبی یا دررفت (%) |       |       |       | نسبت دررفت بیشینه به دررفت کمینه |
|------------|------------|---------------------------|-------|-------|-------|----------------------------------|
|            |            | بیشینه                    |       | کمینه |       |                                  |
|            | سطح عملکرد | CP                        | LS    | CP    | LS    |                                  |
| مبنا       | ۱۵ طبقه    | ۱۱/۴۲                     | ۰/۴۹۹ | ۱/۰۶۵ | ۴/۹۳  | ۱۰/۱۷۲                           |
|            | ۲۰ طبقه    | ۴/۹۸                      | ۰/۵۱  | ۰/۷۹  | ۵/۲۰  | ۶/۳۰                             |
|            | ۲۵ طبقه    | ۵/۲۲                      | ۰/۲۷  | ۰/۶۱  | ۱۰/۳۷ | ۵/۵۶                             |
| بهسازی شده | ۱۵ طبقه    | ۲/۳۶                      | ۰/۵۱  | ۰/۸۹  | ۱/۸۶  | ۲/۶۵                             |
|            | ۲۰ طبقه    | ۱/۷۳                      | ۰/۳۶  | ۰/۸۲  | ۲/۶۹  | ۲/۱۱                             |
|            | ۲۵ طبقه    | ۱/۶۳                      | ۰/۱۹  | ۰/۷۰  | ۴/۰۵  | ۲/۳۳                             |

همانطور از شکل ۱۴ و جدول ۹ مشخص است در صورت استفاده از سیستم بهسازی لرزه‌ای پیشنهادی، توزیع غیریکنواخت دررفت میانی طبقات برای تمامی قاب‌های بتنی در راستای ارتفاع به طور موثری در هر دو سطح عملکرد تغییر می‌کند. از سوی دیگر مشاهده می‌شود که نسبت دررفت بیشینه به کمینه برای تمامی قاب‌ها با تعداد طبقات مختلف در حالت بهسازی شده، دارای کاهش اختلاف چشم‌گیری نسبت به حالت مبنا می‌باشد. نکته قابل توجه دیگر، کاهش تاثیرگذار میزان بیشینه دررفت میان طبقه‌ای در صورت استفاده از سیستم بهسازی لرزه‌ای SSW نسبت به حالت مبنا می‌باشد. به طوری که بیشینه دررفت میان طبقه‌ای برای قاب ۱۵ طبقه در دو حالت مبنا و بهسازی شده در سطح عملکرد LS به ترتیب برابر ۲/۴۶٪ و ۱/۹۵٪، همینطور در سطح عملکرد CP به ترتیب برابر ۱۱/۴۲٪ و ۲/۳۶٪ می‌باشد. نتایج حاکی از کاهش ۶۱/۴٪ و ۷۹/۳٪ بیشینه دررفت میان طبقه‌ای قاب ۱۵ طبقه در حالت بهسازی شده نسبت به حالت مبنا به ترتیب در سطوح عملکرد LS و CP می‌باشد. همچنین بیشینه دررفت میان طبقه‌ای برای قاب ۲۰ طبقه در دو حالت مبنا و بهسازی شده در سطح عملکرد LS به ترتیب برابر ۲/۶۵٪ و ۱/۴۷٪، در سطح عملکرد CP به ترتیب برابر ۴/۹۹٪ و ۱/۷۳٪ می‌باشد که نتایج بیانگر کاهش بیشینه دررفت میان طبقه‌ای قاب ۲۰ طبقه در حالت بهسازی شده نسبت به حالت مبنا به اندازه ۶۳/۴٪ و ۶۵/۳٪ به ترتیب در سطوح عملکرد LS و CP می‌باشد. در نهایت، بیشینه دررفت میان طبقه‌ای برای قاب ۲۵ طبقه در دو حالت مبنا و بهسازی شده در سطح عملکرد LS به ترتیب برابر ۲/۱۸٪ و ۱/۲۷٪، در سطح عملکرد CP به ترتیب برابر ۵/۲۲٪ و ۱/۳۶٪ می‌باشد. نتایج بیانگر کاهش ۷۲/۵٪ و ۶۸/۸٪ بیشینه دررفت میان طبقه‌ای قاب ۲۰ طبقه در حالت بهسازی شده نسبت به حالت مبنا به ترتیب در سطوح عملکرد LS و CP می‌باشد.

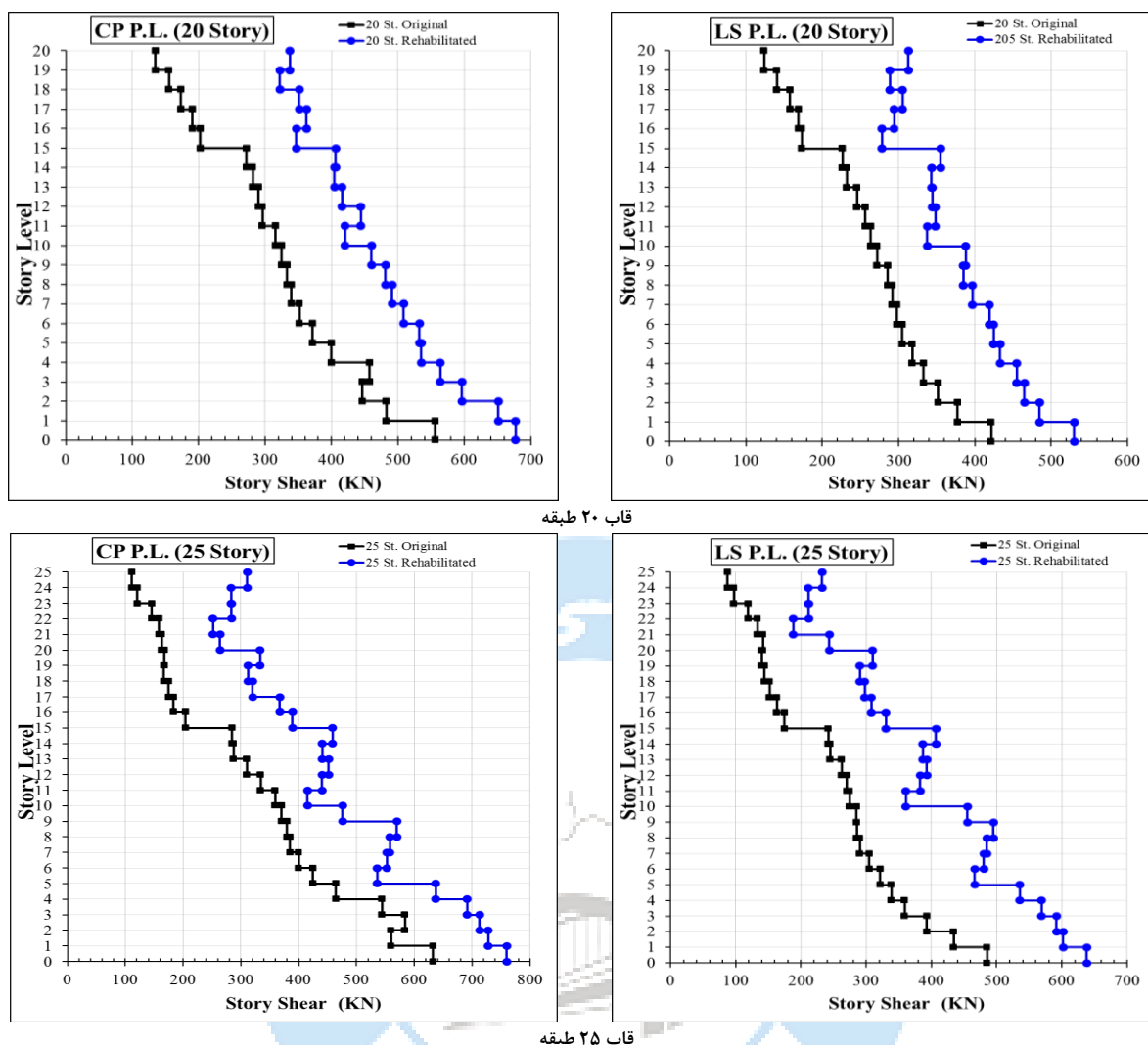
نتیجه کلی از مشاهده تغییرات دررفت طبقات این است که قاب‌های بتنی بلندمرتبه در حالت مبنا به دلیل نداشتن یک سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی، قادر به ارائه رفتار هیستریتیک انرژی ورودی به سازه که دربرگیرنده تغییر شکل‌های یکنواخت ایجاد شده در کل قاب باشد، نیستند. از همین رو قاب‌ها قادر به استفاده از تمام ظرفیت پلاستیک خود برای مستهلک نمودن انرژی ورودی نمی‌باشند که این موضوع در قاب‌های بهسازی شده وجود ندارد. چراکه قاب‌های بتنی بلندمرتبه ۱۵، ۲۰ و ۲۵ طبقه مجهز به سیستم بهسازی لرزه‌ای SSW همانند یک سیستم هوشمند با افزایش مقاومت و سختی جانبی قاب‌های حالت مبنا، علاوه بر یکنواخت‌تر نمودن توزیع جابجایی‌ها در راستای ارتفاع قاب‌ها نسبت به حالت مبنا، قادر به کاهش قابل توجه (حدود ۶۰٪) بیشینه دررفت میان طبقه‌ای می‌باشند. لازم به توضیح

است که منظور از یکنواخت تر نمودن توزیع در اینجا، اثرات کاهش تغییرات زیاد دررفت میان طبقه‌ای ناشی از بهسازی لرزه‌ای در مقایسه با حالت مبنا می‌باشد. بر این اساس می‌توان دریافت که سیستم بهسازی لرزه‌ای SSW توانایی سازگاری بالایی از لحاظ عملکرد سازه‌ای در سطوح عملکرد لرزه‌ای مختلف همچون سطح لرزه‌ای BSE-1 (سطح عملکرد LS) و یا BSE-2 (سطح عملکرد CP) را دارد.

شکل ۱۵ توزیع نیروی برشی در ارتفاع قاب‌های حالت مبنا و بهسازی شده با روش بهسازی لرزه‌ای پیشنهادی برای میانگین هفت زلزله در سطوح LS و CP را مقایسه می‌کند. علاوه بر این، جدول ۱۰ نتایج بیشینه نیروی برشی میان طبقه‌ای برای قاب‌ها با تعداد طبقات مختلف در دو حالت مبنا و بهسازی شده در سطوح عملکرد LS و CP را نشان می‌دهد. نتایج حاکی از افزایش بیشینه نیروی برشی میان طبقه‌ای قاب ۱۵ طبقه در حالت بهسازی شده نسبت به حالت مبنا به مقدار  $۳۶/۲\%$  و  $۲۷/۷\%$  به ترتیب در سطوح عملکرد LS و CP می‌باشد. همچنین نتایج بیانگر افزایش بیشینه نیروی برشی میان طبقه‌ای قاب ۲۰ طبقه در حالت بهسازی شده نسبت به حالت مبنا به اندازه  $۲۵/۸\%$  و  $۲۱/۸\%$  به ترتیب در سطوح عملکرد LS و CP می‌باشد. همچنین نتایج حاکی از افزایش  $۳۱/۵\%$  و  $۲۰/۲\%$  بیشینه نیروی برشی میان طبقه‌ای قاب ۲۵ طبقه در حالت بهسازی شده نسبت به حالت مبنا به ترتیب در سطوح عملکرد LS و CP می‌باشد. همانطور که از نتایج مشخص است، قاب‌های بتنی در حالت مبنا در هر دو سطح عملکرد دارای توزیع نیروی برشی کاملاً غیریکنواخت در راستای ارتفاع سازه می‌باشند. این در حالی است که در تمامی قاب‌های ۱۵، ۲۰ و ۲۵ طبقه در حالت بهسازی شده، بیشینه نیروهای برشی طبقات ناشی از میانگین هفت زلزله انتخابی در سطوح عملکرد مختلف از مقدار متناظر آن در حالت مبنا بیشتر است. همچنین تمامی قاب‌های بتنی بلندمرتبه مجهز به سیستم بهسازی لرزه‌ای SSW برخلاف قاب‌های بتنی حالت مبنا بدون تجاوز بیشینه دررفت میانی طبقات از مقدار مجاز آئین‌نامه‌ای که در قسمت قبل توضیح داده شد به طور مناسبی به سطوح عملکرد مختلف می‌رسند. از این رو می‌توان انتظار داشت که در صورت استفاده از SSW به عنوان سیستم بهسازی برای قاب‌های بتنی، ظرفیت برشی میان طبقه‌ای حدود  $۲۰\%$  تا  $۳۰\%$  در سطوح عملکرد مختلف با رعایت مقدار مجاز بیشینه دررفت میانی طبقات افزایش یابد.



قاب ۱۵ طبقه



شکل ۱۵: مقایسه متوسط نیروی برشی میان طبقه‌ای برای قاب‌ها با تعداد طبقات مختلف در دو حالت مینا و بهسازی‌شده در سطوح عملکرد CP و LS

جدول ۱۰: بیشینه نیروی برشی میان طبقه‌ای برای قاب‌ها با تعداد طبقات مختلف در دو حالت مینا و بهسازی‌شده در سطوح عملکرد CP و LS

| بیشینه نیروی برشی میان طبقه‌ای (kN) |        | قاب        | حالت تحلیل |
|-------------------------------------|--------|------------|------------|
| CP                                  | LS     |            |            |
| ۶۰۸/۹۰                              | ۵۳۴/۰۸ | سطح عملکرد | مینا       |
| ۶۷۷/۳۲                              | ۵۳۰/۲۰ | ۱۵ طبقه    |            |
| ۷۵۹/۷۷                              | ۶۳۸/۳۳ | ۲۰ طبقه    |            |
| ۴۷۶/۷۷                              | ۳۹۲/۰۲ | ۲۵ طبقه    | بهسازی شده |
| ۵۵۶/۰۲                              | ۴۲۱/۵۸ | ۱۵ طبقه    |            |
| ۶۳۲/۳۲                              | ۴۸۵/۳۲ | ۲۰ طبقه    |            |

نتیجه کلی از تغییرات بیشینه نیروی برشی طبقات مطابق با شکل ۱۵ و جدول ۱۰ این است که قاب‌های بتنی بلندمرتبه در حالت مینا به دلیل نداشتن یک سیستم مقاوم باربر جانبی، قادر به جذب نیروهای افقی ناشی از زلزله نبوده و از همین رو قاب‌ها قادر به بسیج تمام ظرفیت پلاستیک خود جهت مستهلک نمودن انرژی ورودی نمی‌باشند. این در حالی است که در صورت استفاده از سیستم بهسازی SSW، توزیع غیریکنواخت نیروی برشی میان طبقه‌ای در راستای ارتفاع به طور مؤثری تغییر یافته و عملکرد لرزه‌ای قاب‌ها بهبود می‌یابد. به منظور سهولت مدل‌سازی دیوار برشی فولادی همانند ستون‌ها، به ازای هر ۵ طبقه یک مقطع مشخص برای دیوار در نظر گرفته شد (نحوه تیب‌بندی دیوار برشی فولادی در ارتفاع قاب‌ها). به همین دلیل در نمودارهای توزیع نیروی برشی در ارتفاع قاب‌های در محل

تغییر مقطع SSW مورد استفاده در سیستم بهسازی لرزه‌ای، به یک‌باره کاهش ظرفیت برشی اتفاق افتاده است. چراکه مطابق انتظار، بخش بزرگی از نیروهای جانبی وارده به قاب‌ها ناشی از زمین‌لرزه‌ها توسط ظرفیت برشی دیوار برشی فولادی مستهلک می‌شوند. در نتیجه با کاهش مقطع SSW انتظار می‌رود ظرفیت جذب نیروی برشی طبقه مربوطه نیز کاهش یابد.

## ۵- نتیجه‌گیری

در این پژوهش با انجام تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی به کمک هفت زلزله در نرم‌افزار Opensees، به ارزیابی جابجایی نسبی (دریافت) و نیروی برشی میان طبقه‌های قاب‌های بتنی بلندمرتبه ۱۵، ۲۰ و ۲۵ طبقه در دو حالت مبنا و بهسازی شده با سیستم دیوار برشی فولادی (SSW) در سطوح عملکرد ایمنی جانی (LS) و آستانه فروریزش (CP) با محدودیت‌های دستورالعمل FEMA356 پرداخته شد. نتایج استخراج شده از این پژوهش به شرح زیر قابل بیان است:

- ۱) قاب‌های بتنی در حالت مبنا در هر دو سطح عملکرد LS و CP دارای توزیع نسبتاً غیریکنواخت دریافت میان طبقه‌ای در راستای ارتفاع سازه می‌باشند. بنابراین می‌توان دریافت که ویژگی رفتار پلاستیک قاب‌های بتنی بلندمرتبه که تعیین‌کننده رفتار هیسترتیک آن‌ها در برابر نیروهای لرزه‌ای وارده است، به‌صورت غیریکنواخت در راستای ارتفاع قاب‌ها توزیع شده است. به‌طوری که طبقات انتهایی با دارا بودن بیشترین تغییرشکل‌ها نقش بسزایی در رفتار پلاستیک قاب‌ها ایفا نموده‌اند. این در حالی است که نقش طبقات ابتدایی و میانی در مستهلک نمودن انرژی ورودی به سازه به مراتب کمتر از طبقات انتهایی قاب‌هاست. از این‌رو قاب‌های بتنی بلندمرتبه در حالت مبنا به دلیل نداشتن یک سیستم مقاوم باربر جانبی هدفمند، قادر به ارائه رفتار هیسترتیک انرژی ورودی به سازه که دربرگیرنده تغییرشکل‌های یکنواخت ایجادشده در کل قاب باشد، نبوده و در اثر آن، قاب‌ها قادر به استفاده از تمام ظرفیت پلاستیک خود برای مستهلک نمودن انرژی ورودی نمی‌باشند.
- ۲) با بهسازی لرزه‌ای قاب‌های بتنی بلندمرتبه توسط سیستم SSW، توزیع غیریکنواخت دریافت میان طبقه‌ای در راستای ارتفاع به‌طور موثری تغییر می‌کند. نتایج نشان داد که تجهیز قاب‌های بتنی بلندمرتبه به سیستم SSW مانند یک سیستم هوشمند عمل کرده و با افزایش مقاومت و سختی جانبی قاب‌های، علاوه بر یکنواخت‌تر نمودن توزیع جابجایی‌ها در راستای ارتفاع قاب‌ها نسبت به حالت مبنا، قادر به کاهش قابل توجه (حدوداً بیش از ۶۰٪) بیشینه دریافت میان طبقه‌ای می‌باشد.
- ۳) قاب‌های بتنی در حالت مبنا در هر دو سطح عملکرد LS و CP دارای توزیع نیروی برشی نسبتاً غیریکنواخت در ارتفاع سازه می‌باشند. اما بیشینه نیروهای برشی طبقات قاب‌های بتنی در حالت بهسازی شده در سطوح عملکرد مختلف از مقدار متناظر آن در حالت مبنا بیشتر است. این در حالی است که تمامی قاب‌های مجهز به سیستم SSW برخلاف حالت مبنا بدون تجاوز بیشینه دریافت میانی طبقات از مقدار مجاز آئین‌نامه‌ای به‌طور مناسبی به سطوح عملکرد مختلف می‌رسند. از این‌رو می‌توان انتظار داشت که در صورت استفاده از SSW، ظرفیت برشی میان طبقه‌ای در حدود ۲۰٪ تا ۳۰٪ در سطوح عملکرد مختلف با رعایت مقدار مجاز بیشینه دریافت طبقات میانی، افزایش یابد.
- ۴) نتیجه‌گیری کلی قابل استخراج این است که قاب‌های بتنی بلندمرتبه در حالت مبنا به دلیل نداشتن یک سیستم مقاوم باربر جانبی هدفمند، قادر به جذب نیروهای افقی اعمال شده در اثر زلزله نمی‌باشند و در پی آن، قاب‌ها قادر به استفاده از تمام ظرفیت پلاستیک خود برای مستهلک نمودن انرژی ورودی نمی‌باشند. این در حالی است که در صورت بهسازی لرزه‌ای قاب با سیستم SSW، توزیع نسبتاً غیریکنواخت دریافت و نیروی برشی میان طبقه‌ای بطور مؤثری تغییر می‌کند. زیرا بخش بزرگی از نیروهای جانبی وارده به قاب‌ها ناشی از زمین‌لرزه‌ها توسط ظرفیت برشی SSW مستهلک می‌شوند. در نتیجه با کاهش مقطع SSW انتظار می‌رود ظرفیت جذب نیروی برشی طبقه مربوطه نیز کاهش یابد.

## مراجع

- [i] Wang, W., Ren, Y., Lu, Z., Song, J., Han, B., and Zhou, Y. (2019). Experimental study of the hysteretic behaviour of corrugated steel plate shear walls and steel plate reinforced concrete composite shear walls. *Journal of Constructional Steel Research*, 160, 136-152.
- [ii] Ma, Y., Yan, Z., Berman, J. W., Taoum, A., & Tian, W. (2022). Seismic performance of coupled steel plate shear walls with different degrees of coupling. *Journal of Structural Engineering*, 148(9), 04022111.
- [iii] Astaneh-Asl, A., and Zhao, Q. (2002). *Cyclic behaviour of traditional and an innovative composite shear wall*. Report No. UCB-Steel-01/2002, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Berkeley.
- [iv] Mahboubi Niazmandi, M., Mirassi, S., Momeni, M., Bakhshandeh, M., and Lotfi, H. (2023). The effects of pulse-like motions of near-fault earthquakes with forward-directivity characteristic on the response of concrete structures. *Journal of Structural and Construction Engineering*, 10(6), 34-58.
- [v] Jeffrey, W. Berman, O.C. and Celika, M.B. (2014). Comparing hysteretic behavior of light-gauge steel plate shear walls and braced frames. *Engineering Structures*, 27, 475-485.
- [vi] Neuenhofer, A. (2006). Lateral stiffness of shear walls with openings. *Journal of Structural Engineering*, 132(11), 1846-1851.
- [vii] Smith, B.S., and Girgis, A. (1984). Simple analogous frames for shear wall analysis. *Journal of Structural Engineering*, 110(11), 2655-2666.
- [viii] Timothy, P., and McCormick, P.E. (2010). *Shear walls guideline*, Seismic Retrofit Training, New-Jersey.
- [ix] Hao, J., Li, S., Tian, W., and Wu, X. (2023). Seismic performance of coupled steel plate shear wall with slits. *Journal of Constructional Steel Research*, 201, 107674.
- [x] Berman, J.W., and Bruneau, M. (2003). *Experimental investigation of light-gauge steel plate shear for the seismic retrofit of buildings*. Technical Report No. MCEER-03-0001, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, NY.
- [xi] Singh, D., Chatterjee, S., Ram, S., Agarwal, A., Ralli, R., and Kumar, R. (2024). Effectiveness of base-isolator on the seismic behaviour of high-rise buildings with shear wall. *Innovative Infrastructure Solutions*, 9(9), 1-12.
- [xii] Caccese, V., Elgaaly, M., and Chen, R. (1993). Experimental study of thin steel-plate shear walls under cyclic loads. *Journal of Structural Engineering*, 119(2), 573-587.
- [xiii] Sabouri-Ghomi, S., Ventura, C.E., and Kharrazi, M.H. (2005). Shear analysis and design of ductile steel plate walls. *Journal of Structural Engineering*, 131(6), 878-889.
- [xiv] Borello, D.J., and Fahnstock, L.A. (2012). Behavior and mechanisms of steel plate shear walls with coupling. *Journal of Construction Steel Research*, 74, 8-16.
- [xv] Li, C.H., Tsai, K.C., Chang, J.T., Lin, C.H., Chen, J.C., Lin, T.H., and Chen, P.C. (2012). Cyclic test of a coupled steel plate shear wall substructure. *Earthquake Engineering and Structure Dynamic*. 41(9), 1277-1299.
- [xvi] Sabouri-Ghomi, S., and Mamazizi, A. (2014). Experimental investigation on stiffened steel plate shear walls with two rectangular openings. *Thin-Walled Structures*. 86, 56-66.
- [xvii] Görgülü, T., Tama, Y.S., Yilmaz, S., Kaplan, H., and Ay, Z. (2012). Strengthening of reinforced concrete structures with external steel shear walls. *Journal of Constructional Steel Research*. 70, 226-235.
- [xviii] Zhao, Q., Qiu, J., Zhao, Y., & Yu, C. (2022). Performance-based seismic design of corrugated steel plate shear walls. *KSCCE Journal of Civil Engineering*, 26(8), 3486-3503.
- [xix] Mamazizi, A., Khani, S., Gharehbaghi, V.R., and Farsangi, E.N. (2022). Modified plate frame interaction method for evaluation of steel plate shear walls with beam-connected web plates. *Journal of Building Engineering*, 45, 103682.
- [xx] Azandariani, M.G., Gholhaki, M., Kafi, M.A., & Azandariani, A.G. (2022). Assessment of cyclic behavior and performance of hybrid linked-column steel plate shear wall system. *Journal of Building Engineering*, 58, 104963.
- [xxi] Wang, K., Su, M.N., Wang, Y.H., Tan, J.K., Zhang, H.B., and Guo, J. (2022). Behaviour of buckling-restrained steel plate shear wall with concrete-filled L-shaped built-up section tube composite frame. *Journal of Building Engineering*, 50, 104217.
- [xxii] Farrokhi, A. A., Rahimi, S., Beygi, M. H., & Hoseinzadeh, M. (2022). Numerical finite element study of a new perforated steel plate shear wall under cyclic loading. *Earthquakes and Structures*, 22(6), 539-548.
- [xxiii] Wang, C., Xu, L.Y., Song, L.H., and Fan, J.S. (2023). Numerical study of steel plate shear walls with diverse construction configurations. *Engineering Structures*, 274, 115141.
- [xxiv] ETABS (version 14.5). (2008). *Computers and Structures*, Inc. Berkeley. CA 94704.
- [xxv] American Concrete Institute (ACI), (2019). Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318 M-19) and Commentary.
- [xxvi] *Nine issue of iranian code for design and execution of concrete buildings*, Office of National Building Regulations. (2013). BHRC, Tehran, Iran.
- [xxvii] *Standard No. 2800*. (2016). Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings. BHRC Publication.

- Forth Edition.
- [xxviii] Opensees (Version 2.2.2.). (2010). *Open system for earthquake engineering simulation*. <http://www.opensees.berkeley.edu>.
- [xxix] Kent, D.C., and Park, R. (1971). Flexural members with confined concrete. *Journal of the Structural Division*, 97(7), 1969-1990.
- [xxx] Mander, J.B., Priestley, M.J.N., & Park, R. (1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of Structural Engineering*, 114(8), 1804-1826.
- [xxxi] Priestley, M.J.N., Seible, F., and Calvi, G.M. (1996). *Seismic design and retrofit of bridges*. John Wiley & Sons, New York.
- [xxxii] Zou, X.-K., and Chan, C.-M. (2005). Optimal seismic performance-based design of reinforced concrete buildings using nonlinear pushover analysis. *Journal of Engineering Structures*. 27, 1289-1302.
- [xxxiii] Thorburn, L.J. Kulak, G.L., and Montgomery, C.J. (1983). Analysis of steel plate shear walls, Structural Engineering, Report No. 107, Department of Civil Engineering, University of Alberta, Edmonton, Alta, Canada.
- [xxxiv] Timler, P.A., and Kulak, G.L. (1983). *Experimental study of steel plate shear walls*. Structural Engineering Rep. No. 114, Dept. of Civil Engineering, Univ. of Alberta, Edmonton, Alta.
- [xxxv] Qu, B., Bruneau, M., Lin, C.H., and Tsai, K.C. (2008). Testing of full-scale two-story steel plate shear wall with reduced beam section connections and composite floors. *Journal of Structural Engineering*, 134(3), 364-373.
- [xxxvi] Kalay, Y. E. (1999). Performance-based design. *Automation in construction*, 8(4), 395-409.
- [xxxvii] Bakhshandeh, M., Niazmandi, M. (2023). Seismic response of base-isolated irregular steel structures equipped with lead-rubber bearing isolators considering the effects of soil-structure interaction. *International Review of Civil Engineering (IRECE)*, 14 (6), 464-478. <https://doi.org/10.15866/irece.v14i6.22871>.
- [xxxviii] Durucan, C., and Dicleli, M. (2010). Analytical study on seismic retrofitting of reinforced concrete buildings using steel braces with shear link. *Engineering Structures*, 32(10), 2995-3010.
- [xxxix] FEMA356. (2000). *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*, Federal Emergency Management Agency. Edition November 2000.
- [xl] ASCE Standard (ASCE/SEI 7-10). (2010). *Minimum design loads for buildings and other structures*, Edition January 2000.
- [xli] SeismoSignal Help file (Version 5.1.0.). (2013). Accessed on July 2013. Available at <http://www.seismosoft.com/en/SeismoSignal.aspx>.
- [xlii] NEHRP, (2010). *National earthquake hazards reduction program*. <http://www.nehrp.gov/index.html>.