

Performance-Based Plastic Design of Steel Plate Shear Walls in Reinforced Concrete Frame

H.Valizadeh¹, M.Gholhaki^{2*}

1- Ph.D. Student of Structural Engineering, Semnan University, Semnan, Iran

2- Associated Prof, Faculty of Civil Engineering, Semnan University, Semnan, Iran

ABSTRACT

Nowadays, one of the newest studies in the field of structure engineering and earthquake is the acquisition of systems that will quickly return to pre-earthquake and service after an earthquake. Thin steel plate shear walls in reinforced concrete frame with replaceable as a sacrificial member or fuse will protect the sidewall system during an earthquake. In this paper, a method performance-based plastic design in a reinforced concrete frame with a thin steel plate shear wall on the dual behavior caused by the interaction between the frame and the wall is presented. This design method is a non-repetitive, simple, and programmable method by which the structure is designed with the proper levels of performance for different purposes. Target Performance Levels In this paper, the elastic behavior in an service earthquake for uninterrupted usability, non-elastic behavior of the plate and elastic behavior of the bending frame in an earthquake design for quick reconstruction and non-elastic behavior of the total structure in a maximum earthquake to prevent collapse. For this purpose, three structures, short, medium and high (6, 12 and 18 storey), were designed In the high seismic region with this method. Nonlinear dynamic analysis is performed on these structures using the strip model in OpenSees software. Results were compared with the values of ASCE7-10 and other proposed values of the researchers, and a suitable matching was observed. Based on the results of the analysis, it was determined that the structures designed at three levels of assumed hazard have reached the target performance levels.

ARTICLE INFO

Receive Date: 21 November 2018

Revise Date: 01 August 2021

Accept Date: 08 June 2019

Keywords:

Thin steel plate shear wall;
Reinforced concrete frame;
PBPD;
Seismic design;
Structural fuse system;

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: 10.22065/JSCE.2019.158173.1715

*Corresponding author: Majid Gholhaki
Email address: mgholhaki@semnan.ac.ir

طراحی بر اساس عملکرد پلاستیک دیوار برشی فولادی در قاب بتن آرمه

حامد ولی زاده^۱، مجید قلهکی^{۲*}

۱- دانشجوی دکتری سازه، دانشکده مهندسی عمران، پردیس فنی، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران

۲- دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، پردیس فنی، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران

چکیده

امروزه یکی از جدیدترین زمینه‌های مطالعات در حوزه مهندسی سازه و زلزله، دستیابی به سیستم‌های سازه‌ای است که پس از وقوع زلزله به سرعت به وضعیت پیش از زلزله و خدمت‌رسانی بازگردد. دیوار برشی فولادی نازک در قاب بتن آرمه با داشتن قابلیت تعویض به‌عنوان عضو فدا شونده و یا فیوز، هنگام زلزله از سیستم باربر جانبی محافظت می‌نماید. در این مقاله با در نظر گرفتن رفتار دوگانه ناشی از اندرکنش بین قاب و دیوار، یک روش طرح پلاستیک مبتنی بر عملکرد در قاب خمشی بتن آرمه ویژه با دیوار برشی فولادی نازک ارائه شده است. این روش طراحی، روشی غیرتکراری، ساده و قابل برنامه‌نویسی بوده که توسط آن سازه تحت سطوح عملکرد هدف‌های مختلف، با دقت مناسب طراحی می‌شود. سطوح عملکرد هدف در این مقاله رفتار الاستیک در زلزله بهره‌بردار برای قابلیت استفاده بی‌وقفه، رفتار غیر الاستیک ورق و الاستیک قاب خمشی در زلزله سطح طراحی برای بازسازی سریع و رفتار غیر الاستیک کل سازه در زلزله حداکثر برای جلوگیری از فروریختگی است. برای این منظور، سه سازه کوتاه، متوسط و بلندمرتبه (۶، ۱۲ و ۱۸ طبقه)، در ناحیه با لرزه خیزی بالا با این روش طرح‌شده و آنالیز دینامیکی غیرخطی، روی این سازه‌ها با استفاده از مدل نواری در نرم‌افزار *OpenSees* انجام شده است. نتایج با مقادیر آیین نامه *ASCE7-10* و مقادیر پیشنهادی دیگر محققان مقایسه و تطبیق مناسبی مشاهده شد. بر اساس نتایج تحلیل مشخص شد، سازه‌های طرح‌شده در سه سطح خطر فرض شده، به سطوح عملکرد هدف رسیده‌اند.

کلمات کلیدی: دیوار برشی فولادی نازک، قاب بتن آرمه، طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد، طرح لرزه‌ای، سیستم فیوز سازه‌ای.

| شناسه دیجیتال: | | سابقه مقاله: | | | |
|--|------------|---------------|------------------------------------|------------|------------|
| 10.22065/JSCE.2019.158173.1715 | چاپ | انتشار آنلاین | پذیرش | بازنگری | دریافت |
| doi: https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2019.158173.1715 | ۱۴۰۰/۰۴/۳۰ | ۱۳۹۸/۰۳/۱۸ | ۱۳۹۸/۰۳/۱۸ | ۱۳۹۸/۰۳/۰۸ | ۱۳۹۷/۰۸/۳۰ |
| مجید قلهکی mgholhaki@semnan.ac.ir | | | *نویسنده مسئول: پست الکترونیکی: | | |

۱- مقدمه

تأمین شکل‌پذیری سازه‌ها متأثر از رفتار غیرخطی اعضا و اتصالات آن در زمان وقوع زلزله است که تعمیر و بازسازی آن بعد از وقوع زلزله، تابع گستردگی المان‌های مقاوم در کل سازه خواهد بود. به همین دلیل تعمیر و بازسازی سازه‌های خمشی از هزینه قابل ملاحظه‌ای برخوردار است. بنابراین کاهش این آسیب‌ها و متمرکز ساختن آن‌ها در یک ناحیه یا اعضا خاص، یک هدف مطلوب در طرح لرزه‌ای سازه خواهد بود. یکی از راه‌کارهای رسیدن به این هدف استفاده از فیوز سازه‌ای در کنار سیستم باربر جانبی است. در این‌گونه سیستم‌های سازه‌ای، اعضا فیوز پیش از دیگر اعضا وارد رفتار غیر الاستیک شده و سبب افزایش استهلاک انرژی لرزه‌ای در سازه می‌شود. در صورتی که فیوزهای سازه‌ای به‌طور مناسب طرح شوند، تغییر شکل‌های غیر الاستیک و آسیب‌ها در آن‌ها صورت گرفته و اعضا اصلی سازه در حد الاستیک باقی‌مانده و آسیب‌ها در این اعضا رخ نداده و یا بسیار محدود خواهد بود. حالت ایده‌آل این فیوزها، فیوزهای سازه‌ای قابل تعویض هستند، به طوری که بتوان آن‌ها را پس از زلزله و آسیب به راحتی با اعضا جدید تعویض نمود. با تعویض فیوزهای آسیب‌دیده در صورتی که اعضا اصلی سازه در حد الاستیک باقی‌مانده باشند ساختمان به حالت اولیه خود بازگشته و تغییر شکل‌های ماندگار نیز از بین خواهند رفت. در این حالت زمان و هزینه تعمیر ساختمان پایین بوده و ساختمان در کمترین مدت به خدمت‌رسانی خود بازمی‌گردد [۱].

استفاده و گسترش بادبندهای کمانش‌ناپذیر (BRB)^۱ [۲]، سیستم قاب با ستون پیوند شده (LCF)^۲ [۳] و سیستم قاب با دیوار برشی فولادی (SPSW)^۳ از جمله این سیستم‌های دارای فیوز قابل تعویض هستند. در چند سال اخیر، برای افزایش سهولت در ساخت‌وساز و کاهش هزینه‌ها، دیوار با ورق فولادی نازک بدون تقویت، توسط بسیاری از محققان (توربورن و همکاران در سال ۱۹۸۳ [۴]، کیسیس و همکاران در سال ۱۹۹۳ [۵]، درایور و همکاران در سال ۱۹۹۸ [۶]، الگالی در سال ۱۹۹۸ [۷]، لوبل و همکاران در سال ۲۰۰۰ [۸]، برمن و برونو در سال ۲۰۰۳ [۹]، پارک و همکاران در سال ۲۰۰۷ [۱۰]، چوی و پارک در سال ۲۰۰۸ [۱۱]، برمن در سال ۲۰۱۱ [۱۲]، زیراکیان و ژانگ در سال ۲۰۱۵ [۱۳]، وانگ و یانگ در سال ۲۰۱۸ [۱۴]) مورد مطالعه قرار گرفته است. بر اساس مطالعات آن‌ها، دیوار با ورق فولادی نازک بدون تقویت، انعطاف‌پذیری خوب، ظرفیت اتلاف انرژی و همچنین استحکام بالا دارد. علاوه بر این مزیت سازه‌ای، مزایای مختلفی مانند افزایش سرعت در اجرا، سبک‌سازی، مقاوم‌سازی یا تقویت سازه‌های بتنی موجود، وجود دارد و همچنین، با توجه به تغییرات پیوسته در عملکرد فضاها، جابجایی یا سوراخ کردن دیوارهای موجود آسان‌تر است [۱۵]. با توجه به رفتار مناسب لرزه‌ای این سیستم‌ها، ضوابط استفاده از دیوار برشی فولادی در قاب فولادی، در آیین‌نامه‌های معتبری نظیر AISC341-10 [۱۶] و CAN/SCA-16 [۱۷] ارائه شده است. طراحی در کلیه این آیین‌نامه‌ها بر اساس روش‌های ساده‌شده مبتنی بر نیرو (FBSD)^۴ بوده که بر مبنای نیاز کاهش داده‌شده الاستیک ناشی از رفتار غیر الاستیک است.

کارکرد فیوز با عملکرد مطلوب و مورد نظر تنها با طراحی مناسب صورت می‌گیرد. امروزه به منظور ارزیابی واقعی‌تر از پاسخ غیر الاستیک سازه و شناخت بهتر از خرابی آن، روش‌های طراحی سیستم‌های سازه‌ای مقاوم در برابر زلزله، به تدریج در حال تغییر از روش‌های مبتنی بر نیرویی به روش‌های مبتنی بر اساس عملکرد (PBSD)^۵ می‌باشند. یک روش طراحی کامل که هم مستقیماً رفتار غیر الاستیک را در نظر بگیرد و هم به تکرار پس از طراحی اولیه نیاز نداشته یا تعداد تکرارها ناچیز باشد توسعه داده شده است (لی لاتاویوات و همکاران در سال ۱۹۹۹ [۱۸]، لی و گوئل در سال ۲۰۰۱ [۱۹]، داس‌گوپتا و همکاران در سال ۲۰۰۴ [۲۰]، چائو و همکاران در سال ۲۰۰۷ [۲۱]، چائو و گوئل در سال ۲۰۰۸ [۲۲] و [۲۳]، گوئل و همکاران در سال ۲۰۱۰ [۲۴] و [۲۵]، لیائو در سال ۲۰۱۰ [۲۶]، لیائو و همکاران در سال ۲۰۱۴ [۲۷]، بای و اوپو در سال ۲۰۱۶ [۲۸]، گورجی و چنگ در سال ۲۰۱۸ [۲۹]). این روش، طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد (PBPD)^۶ نامیده می‌شود. در این روش تغییر مکان نسبی هدف و مکانیزم تسلیم، قبل از طراحی انتخاب شده و نیروی جانبی طرح برای سطح خطر معلوم و تغییر مکان نسبی هدف انتخابی محاسبه می‌گردد.

1 Buckling Restrained Braces

2 Linked Column Frame

3 Steel Plate Shear Wall

4 Force-Based Seismic Design

5 Performance-Based Seismic Design

6 Performance-Based Plastic Design

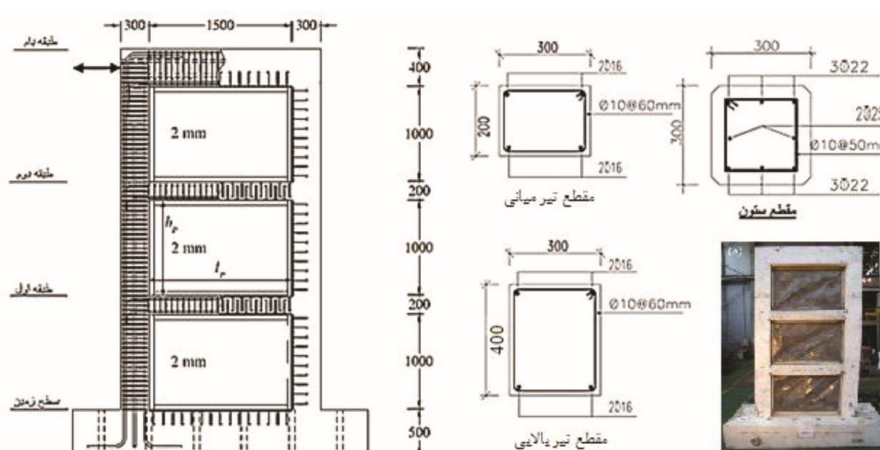
بامطالعه بر روی روش‌های طراحی موجود دو نقص مهم در این روش‌ها مشخص می‌شود، اول استفاده از تحلیل مجزا برای سیستم قاب خمشی همراه با دیوار برشی فولادی به علت اندرکنش بین آن‌ها و دوم عدم اطمینان از رسیدن به سطوح عملکرد هدف است. بنابراین در این تحقیق تلاش شده است تا روش طراحی پلاستیک مبتنی بر عملکرد با سیستم فیوز و با احتساب اندرکنش بین قاب خمشی بتن-آرمه و دیوار برشی فولادی ارائه شود. پایه اصلی طراحی در این روش، طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد (PBPD) است. این روش، قابلیت طراحی برای سه سطح عملکرد: قابلیت استفاده بی‌وقفه (IO)^۷، بازسازی سریع (RR)^۸ و آستانه فروریزش (CP)^۹ را دارد. سطح عملکرد بازسازی سریع مربوط به رفتار فیوز بوده و در این سطح عملکرد، تغییر شکل‌های غیر الاستیک و تسلیم، تنها در فیوز تشکیل شده و اعضاء اصلی سازه در حد الاستیک باقی می‌مانند. جهت ارزیابی طراحی ارائه شده، سه سازه کوتاه، متوسط و بلندمرتبه (۶، ۱۲ و ۱۸ طبقه)، در ناحیه با لرزه خیزی بالا با این روش طرح شده و آنالیز استاتیکی و دینامیکی غیرخطی، روی این سازه‌ها با استفاده از مدل نواری در نرم‌افزار OpenSees انجام شده است. مشخصات اعضاء در این مدل‌ها با نمونه آزمایشگاهی تنظیم شده‌اند تا رفتار غیر الاستیک سازه تا حد امکان به مدل واقعی نزدیک باشد.

۲- صحت مدل سازی عددی

شرط پذیرش نتایج تحلیل عددی و قابلیت استناد به نتایج حاصل از آن، این است که ابتدا مدل اجزای محدود با نتایج حاصل از تحقیقات آزمایشگاهی صحت‌سنجی شود. در صورتی که نتایج تحلیل عددی منطبق بر نتایج آزمایشگاهی شود می‌توان نمونه‌های مشابه را توسط تحلیل عددی مورد بررسی قرار داد و به نتایج تحلیل عددی نمونه‌ها با تقریب قابل قبول استناد کرد.

۲-۱- نمونه آزمایشگاهی

در این تحقیق به منظور اطمینان از صحت مدل سازی، مدل عددی یک نمونه آزمایشگاهی ساخته شد و نتایج عددی حاصل از بارگذاری چرخه‌ای با نتایج آزمایشگاهی مقایسه شد. نمونه آزمایشگاهی انتخابی، قاب خمشی بتنی یک دهانه و سه طبقه با دیوار برشی فولادی (مدل SPIW1) چوی و پارک در سال ۲۰۱۰ است [۳۱]، که در نرم‌افزار OpenSees به صورت دوبعدی مدل شده است. در شکل (۱) ابعاد و جزئیات میلگردهای نمونه آزمایشی نشان داده شده است و در جدول (۱) مشخصات نمونه شبیه‌سازی شده آمده است. بارگذاری جانبی به بالاترین نقطه تیر قاب اعمال شده و هیچ‌گونه بار محوری بر نمونه وارد نشده است. بارگذاری به صورت کنترل شونده توسط تغییر مکان به تیر فوقانی قاب وارد شده است.



شکل ۱: ابعاد هندسی و جزئیات آرماتور گذاری قاب بتن آرمه با ورق فولادی نمونه آزمایشگاهی SPIW1 [۳۱].

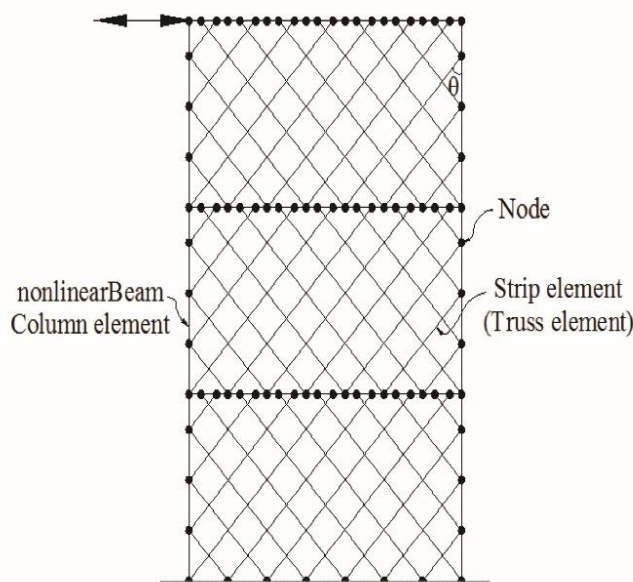
جدول ۱: مشخصات نمونه آزمایشگاهی SPIW1

| بتن | ورق فولادی | | ستون‌ها | | | | تیر انتهایی | | | | تیرهای میانی | | | |
|--------------------|------------|-----------------|--------------------------|-----------------|---------------|------------|--------------------------|-----------------|---------------|-----------|--------------------------|-----------------|---------------|-----------------|
| | | | آرماتور طولی | | آرماتور عرضی* | ابعاد ستون | آرماتور طولی | | آرماتور عرضی* | ابعاد تیر | آرماتور طولی | | آرماتور عرضی* | ابعاد تیر میانی |
| | | | مساحت (mm ²) | درصد میلگرد (%) | فاصله (mm) | (Cm) | مساحت (mm ²) | درصد میلگرد (%) | فاصله (mm) | (Cm) | مساحت (mm ²) | درصد میلگرد (%) | فاصله (mm) | (Cm) |
| مقاومت فشاری (MPa) | ضخامت (mm) | تنش تسلیم (MPa) | (a)۳۳۳۶ | ۳/۷ | ۵۰ | ۳۰ × ۳۰ | (b)۷۹۴ | ۰/۶۶ | ۶۰ | ۳۰ × ۴۰ | (b)۷۹۴ | ۱/۳ | ۶۰ | ۳۰ × ۲۰ |

a) 6-D22 (f_y = 430 MPa) and 2-D25 (f_y = 443 MPa) , b) 4-D16 (f_y = 471 MPa) , *D10 (f_y = 486 MPa)

۲-۲- مدل سازی نمونه آزمایشگاهی

برای تجزیه و تحلیل دیوار برشی با ورق فولادی نازک از مدل نواری توسعه یافته توسط توربورن و همکاران در سال ۱۹۸۳ استفاده شده است [۴]. در این مدل، ورق‌های فولادی نازک که تحت برش به سادگی کم‌انرژی می‌کنند توسط یک سری از المان‌های کششی شیب‌دار با انتهای مفصلی مدل شده است. همان‌طور که در شکل (۲) نشان داده شده، ده نوار کششی با شیب (θ) برای هر پانل در نظر گرفته شده است. مساحت معادل هر نوار از رابطه (۱) محاسبه می‌شود.



شکل ۲: مدل نواری شبیه‌سازی شده از ورق.

$$A_s = \frac{(L \cos \theta + h \sin \theta) t_w}{n} \quad (1)$$

که در آن θ زاویه میدان کشش قطری، n تعداد نوارها، t_w ضخامت، L عرض و h ارتفاع پانل دیوار فولادی است. جهت مدل‌سازی و انجام تحلیل غیرخطی استاتیکی در این مطالعه از نرم‌افزار OpenSees [۳۰]، استفاده شده است.

برای مدل‌سازی المان‌های قاب خمشی بتن‌آرمه در این نرم‌افزار از المان تیرستون غیرخطی^{۱۰} با کنترل تغییر شکل، استفاده شده است که این المان قابلیت لحاظ نمودن اثرات P-Δ و تغییر شکل‌های بزرگ را جهت لحاظ نمودن اثرات غیرخطی هندسی مدل دارا است.

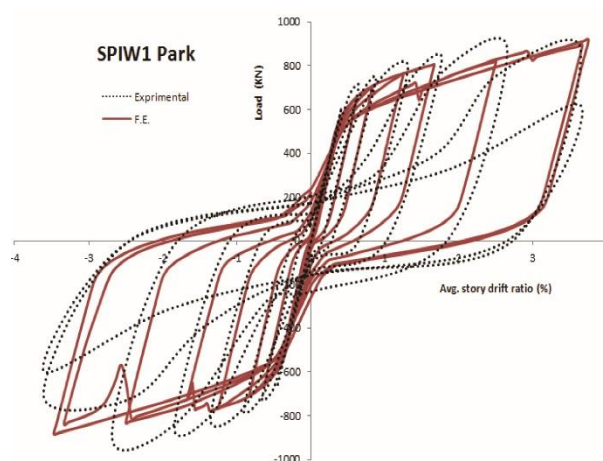
¹⁰ Nonlinear Beam-Column

جهت مدل سازی پلاستیسیته گسترده المان ها در برنامه، مقطع هر المان به تعدادی الیاف^{۱۱} و در طول خود نیز به چندین قسمت^{۱۲} تقسیم می شود.

جهت مدل سازی مصالح بتنی از مدل رفتاری Uniaxial Material Concrete01 با مقاومت کششی صفر و برای مدل سازی مصالح میلگرد از مدل رفتاری Uniaxial Material Steel01 به صورت دوخطی با سخت شوندگی سینماتیک و همچنین جهت مدل سازی مصالح ورق از مدل رفتاری Uniaxial Material Elastic-Perfectly Plastic Gap Material که قابلیت مدل سازی رفتار فولاد به صورت دوخطی با سخت شوندگی سینماتیک در کشش یا فشار را دارد، استفاده شده است.

۳-۲- نتیجه مدل سازی نمونه آزمایشگاهی

مقایسه نتایج تحلیل عددی مدل اجزای محدود و نمونه آزمایشگاهی در شکل (۳) نشان داده شده است. بررسی این نمودار نشان می دهد که مدل اجزای محدود رفتار مدل آزمایشگاهی را به خوبی شبیه سازی نموده و سختی الاستیک، مقاومت و سختی ثانویه را با دقت مناسب مدل نموده است لذا مدل نواری ارائه شده می تواند برای پیش بینی رفتار دیوار برشی فولادی با دقت مناسب مورد استفاده قرار گیرد.



شکل ۳: صحت سنجی نمونه آزمایشگاهی SPIW1.

۳- روش طرح پلاستیک مبتنی بر عملکرد

در این بخش روش طراحی پلاستیک مبتنی بر عملکرد دیوار برشی فولادی در قاب خمشی ویژه بتن آرمه با احتساب اندرکنش بین قاب و دیوار به صورت مفصل مطرح خواهد شد.

۳-۱- اندرکنش بین قاب و دیوار

در این سیستم دوگانه، بارهای ثقلی ساختمان باید توسط قاب های خمشی تحمل شوند و جان های دیوار برشی فولادی نباید به عنوان سیستم مقاوم در برابر نیروهای ثقلی در نظر گرفته شوند [۱۶]. در این سیستم، مقاومت در برابر بارهای جانبی، به طور هم زمان توسط قاب های خمشی و دیوارهای برشی انجام می گیرد و در واقع هر یک از این دو بخش سازه، سهمی از بار جانبی را خواهند برد. سهم هر یک از این دو مجموعه از برش طبقات در محدوده خطی و الاستیک، به نسبت سختی جانبی آن ها و همچنین متأثر از اندرکنش این دو سیستم است. اما در محدوده غیرخطی و روش طراحی پلاستیک مبتنی بر عملکرد، سهم برش طبقات در هر یک از این دو مجموعه، بستگی به نظر طراح دارد. همچنین در یک سازه دوگانه، قاب های خمشی به عنوان سیستم ثانویه و پشتیبان برای دیوارهای برشی عمل

¹¹ Fiber

¹² Segment

می‌کنند و از آنجاکه قاب‌های خمشی بارهای ثقیلی سازه را تحمل می‌کنند، پایداری آن‌ها بسیار حیاتی است. با توجه به موارد فوق، مطابق آیین‌نامه‌های طراحی، قاب‌های خمشی باید مستقلاً قادر به تحمل حداقل ۲۵ درصد نیروهای جانبی در تراز پایه باشند.

توزیع نیروی جانبی استفاده‌شده در این تحقیق بر اساس روابط (۲) و (۳) ارائه‌شده توسط چائو و گوئل در سال ۲۰۰۷ [۲۱] در نظر گرفته‌شده است. این توزیع متفاوت نیروی جانبی در روش طراحی پلاستیک مبتنی بر عملکرد، بر اساس توزیع نسبی حداکثر برش طبقه، سازگار با نتایج پاسخ دینامیکی غیر الاستیک است که اثر موده‌های بالاتر نیز در این توزیع به‌خوبی گنجانده‌شده است.

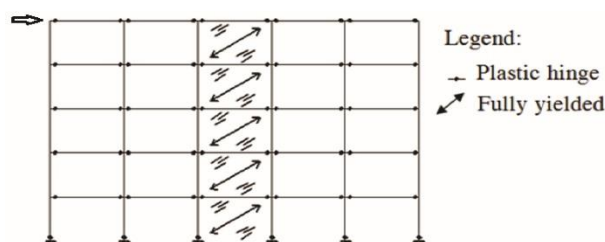
$$F_i = (\beta_i - \beta_{i+1}) \left(\frac{w_n h_n}{\sum_{j=1}^n w_j h_j} \right)^{\alpha T^{-0.2}} * V \quad (\text{when } i = 1, \beta_{i+1} = 0) \quad (2)$$

$$\beta_i = \left(\frac{\sum_{j=i}^n w_j h_j}{w_n h_n} \right)^{\alpha 5T^{-0.2}} \quad (3)$$

که در آن F_i نیروی جانبی در تراز i ، V برش پایه سازه دوگانه، w_j ، w_n وزن لرزه‌ای طبقه m ام و n ام، n تعداد طبقات سازه، h_j ، h_n ارتفاع تراز طبقه m ام و n ام و T پریود طبیعی سازه است. مقدار α توسط چاو و گوئل برابر ۰/۷۵ پیشنهادشده ولی همان‌طور که در تحلیل ارائه‌شده، مشاهده خواهد شد، برای سیستم قاب خمشی بتن‌آرمه ویژه با دیوار برشی فولادی نازک در سازه‌های کوتاه مرتبه مقدار ۰/۵۵ و در سازه‌های متوسط و بلندمرتبه مقدار ۰/۵ مناسب‌تر است.

۳-۲- مکانیزم تسلیم

شکل (۴) یک قاب خمشی همراه با دیوار برشی فولادی را در معرض نیروهای جانبی در مکانیزم تسلیم نشان می‌دهد که تا حد تغییر مکان نسبی پلاستیک هدف بارگذاری شده است. تلاش بر این است کلیه مفاصل پلاستیک در اعضاء تسلیم شونده مشخص، محدود گردد (مانند مفاصل پلاستیک در تیرها و جاری‌شدگی ورق در دیوار برشی فولادی). همچنین تسلیم کلی شامل مفاصل پلاستیک در پای ستون‌های طبقه همکف نیز در زلزله‌های بزرگ رخ خواهد داد.



شکل ۴: مکانیزم تسلیم کلی ساختمان‌های مورد مطالعه.

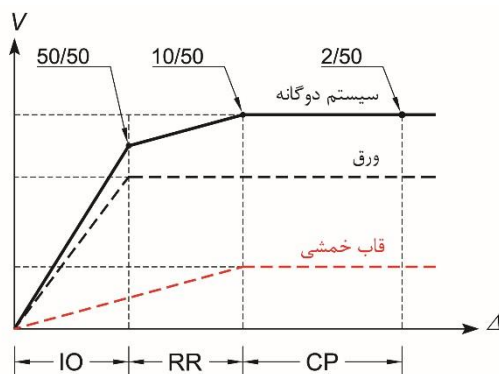
۳-۳- سطوح عملکرد و تغییر مکان نسبی هدف

در این مقاله، سه سطح عملکرد در نظر گرفته‌شده است. سطح عملکرد اول: قابلیت استفاده بی‌وقفه (IO) که در این حالت کلیه اعضاء سازه در سطح خطر با احتمال ۹۹/۵ درصد در ۵۰ سال (SLE^{۱۳}) در محدوده الاستیک باقی می‌مانند. سطح عملکرد دوم: بازسازی سریع (RR) که در این حالت دیوار برشی فولادی (فیوز) در سطح خطر با احتمال ۱۰ درصد در ۵۰ سال (DBE^{۱۴}) وارد رفتار غیر الاستیک

¹³ Service Level Earthquake

¹⁴ Design Base Earthquake

شده و تسلیم می‌شود. دیوار برشی فولادی (فیوز) در این سطح عملکرد باید کارایی اصلی خود را انجام داده و از تسلیم شدن اعضاء سازه اصلی جلوگیری نماید. پس از تسلیم دیوار برشی فولادی (فیوز) با تعویض اعضاء آسیب‌دیده، ساختمان به سرعت به خدمت‌رسانی بازمی‌گردد. سطح عملکرد سوم: آستانه فروریزش (CP) که در این حالت اعضاء تسلیم شونده مشخص (دیوار برشی فولادی و تیرها) در سطح خطر با احتمال ۲ درصد در ۵۰ سال ($15MCE$) وارد رفتار غیر الاستیک می‌شوند. سطوح عملکرد سه‌گانه و رفتار اعضاء باربر جانبی سازه در شکل (۵) نشان داده شده است.

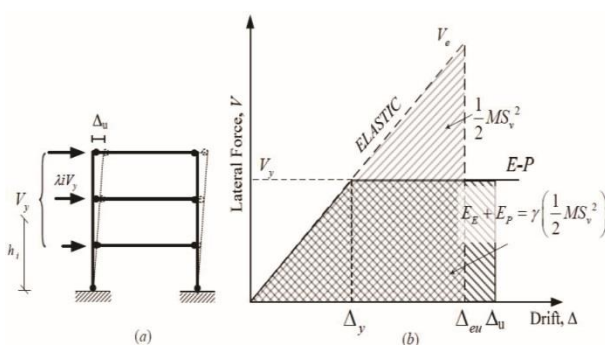


شکل ۵: سطوح عملکرد با سیستم فیوز سازه‌ای.

بر اساس پیشنهاد چائو و گوئل در سال ۲۰۰۸ [۲۲] و [۲۳]، تغییر مکان نسبی هدف برای دو سطح خطر طراحی ارائه شده است. که اولی نسبت حداکثر تغییر مکان نسبی طبقه، ۲ درصد برای سطح خطر با احتمال ۱۰ درصد در ۵۰ سال (DBE=2/3MCE یا 50/10) و دومی نسبت حداکثر تغییر مکان نسبی طبقه، ۳ درصد برای سطح خطر با احتمال ۲ درصد در ۵۰ سال (MCE یا 50/2) می‌باشد.

۳-۴- برش پایه طراحی

تعیین برش پایه طراحی برای سطح خطر معلوم یک پارامتر کلیدی در روش طراحی پلاستیک مبتنی بر عملکرد است که از برابر قرار دادن کار موردنیاز جهت پوش سازه به صورت یکنواخت تا تغییر مکان نسبی هدف با کار موردنیاز برای رسیدن به همان وضعیت در یک سیستم الاستوپلاستیک معادل تک درجه آزادی (EP-SDOF)^{۱۶} محاسبه می‌شود. با فرض رفتار ایده‌آل بار-تغییر مکان سیستم مطابق شکل (۶)، معادله کار-انرژی را می‌توان به صورت روابط (۴) و (۵) نوشت.



شکل ۶: مفهوم روش طراحی پلاستیک مبتنی بر عملکرد [۲۶].

¹⁵ Maximum Considered Earthquake

¹⁶ Elastic-Plastic Single Degree Of Freedom

$$(E_e + E_p) = \gamma \cdot \left(\frac{1}{2} M \cdot S_v^2 \right) = \frac{1}{2} \gamma \cdot M \cdot \left(\frac{T}{2\pi} S_a \cdot g \right)^2 \quad (4)$$

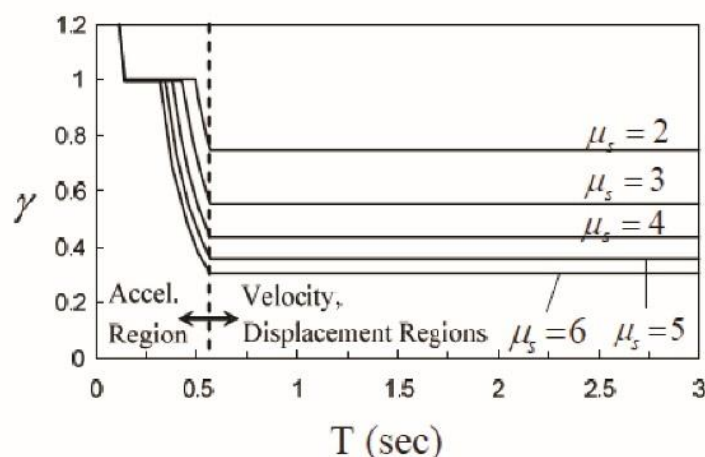
$$\mu_s = \frac{\theta_u}{\theta_y} \quad (5)$$

که در آن E_e و E_p مؤلفه‌های الاستیک و پلاستیک انرژی (کار) موردنیاز جهت پوش سازه تا حد تغییر مکان هدف می‌باشند. S_v شبه سرعت طیفی و S_a شبه شتاب طیفی بوده که از ASCE7-10 به دست می‌آید. g شتاب ثقل، T دوره تناوب اصلی و M جرم لرزه‌ای کل سیستم است. μ_s ضریب شکل‌پذیری سازه و γ ضریب اصلاح انرژی که از منحنی شکل (۷) برحسب پیروی و ضریب شکل‌پذیری به دست می‌آید [۱۹]. θ_u تغییر مکان نسبی هدف و θ_y تغییر مکان نسبی تسلیم است. عموماً، تغییر مکان نسبی تسلیم برای سیستم‌های سازه‌ای مختلف دارای مقادیر مختلفی است. مقادیر θ_y برای سیستم‌های مختلف در مراجع معتبر ارائه شده است ولی به مقدار θ_y برای سیستم قاب خمشی بتن‌آرمه همراه با دیوار برشی فولادی اشاره‌ای نشده است. در این تحقیق با انجام تحلیل‌های غیرخطی مختلف مقدار θ_y برای سیستم قاب خمشی بتن‌آرمه همراه با دیوار برشی فولادی در محدوده ۰/۴ درصد تا ۰/۸ درصد به دست آمده، که در اینجا ۰/۵ درصد فرض می‌شود.

با بست رابطه تعادل انرژی، مقدار برش پایه تسلیم برای رسیدن سازه به تغییر مکان هدف به صورت روابط (۶) و (۷) به دست می‌آید.

$$\frac{V}{W} = \frac{-\alpha + \sqrt{\alpha^2 + 4\gamma S_a^2}}{2} \quad (6)$$

$$\alpha = \left(\sum_{i=1}^n (\beta_i - \beta_{i+1}) h_i \right) \left(\frac{w_n h_n}{\sum_{j=1}^n w_j h_j} \right)^{0.75T-0.2} \frac{8\theta_p \pi^2}{T^2 g} \quad (7)$$



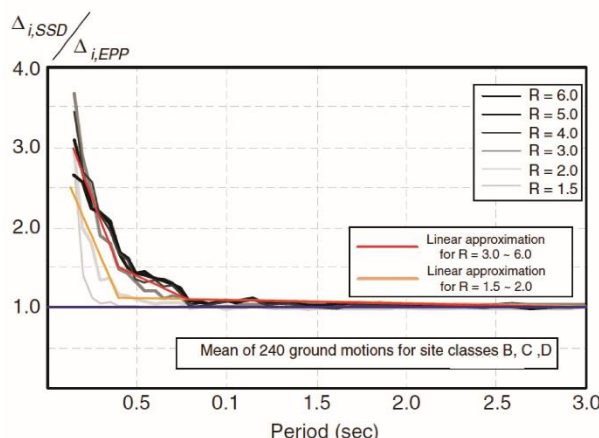
شکل ۷: طیف غیر الاستیک ضریب اصلاح انرژی توسط لی و همکاران [۱۹]

V حاصله از معادله (۶) با فرض رفتار بار-تغییر مکان الاستوپلاستیک ایده‌آل (E-P)^{۱۷} و حلقه‌های هیستریزس توپر است. این فرض برای یک سیستم فولادی شکل‌پذیر قابل قبول است. برای سیستم‌هایی مانند قاب بتنی همراه با دیوار برشی فولادی یا قاب‌های مهاربندی شده فولادی که در آن‌ها رفتار غیر الاستیک دارای زوال بوده و یا منحنی هیستریزس آن‌ها دارای فشردگی^{۱۸} باشد، اصلاحاتی لازم

¹⁷ Elastic-Plastic

¹⁸ Pinching

است. دو رویکرد برای این مهم به کار گرفته می‌شود. یکی تبدیل تغییر مکان نسبی طراحی با ضریبی به نام C_2 به یک سیستم غیر کاهنده و زوال نشده معادل و دیگری اصلاح ظرفیت انرژی با ضریب η که مساحت کاهش یافته حلقه هیستریزس را به صورت کسری از حلقه‌های توپر متناظر در نظر می‌گیرد. در این تحقیق رویکرد اول (استفاده از ضریب C_2) در نظر گرفته شده است. عبارات تقریبی پیشنهادی برای ضرایب اصلاح که این تأثیر را در نظر بگیرند با ضریب C_2 در شکل (۸) [۳۴] داده شده‌اند. بنابراین، تغییر مکان نسبی هدف طرح یک سیستم سازه‌ای معلوم با رفتار کاهنده هیستریزس، به ضریب C_2 تقسیم شده تا تغییر مکان نسبی هدف طرح برای یک سیستم غیر کاهنده معادل به دست آید. سپس برش پایه طرح با استفاده از ضریب اصلاح انرژی اصلاح شده و مجدداً محاسبه می‌شود.



شکل ۸: طیف نسبت تغییر مکان متوسط (C_2) مدل‌های SSD به EPP محاسبه شده توسط رکوردهای سایت‌های کلاس B, C و D برای ضرایب کاهش نیروی مختلف (FEMA440, 2006) [۳۴].

۳-۵- نیروهای جانبی اضافی ناشی از اثر P-Delta

معادله (۲) اثر P-Delta را در نظر نمی‌گیرد. این اثر می‌بایست در تعیین ظرفیت خمشی مورد نیاز بخصوص در ساختمان‌های بلند وارد گردیده تا مقاومت لازم برای مقابله با واژگونی ناشی از بارهای ثقلی فراهم گردد. این امر با اضافه نمودن نیروی جانبی P-Delta به نیروی طراحی پایه در معادله (۲) میسر خواهد شد. از آنجاکه در این مطالعه مکانیزم از پیش انتخاب شده در طراحی یک مکانیزم جانبی کامل با تغییر مکان نسبی طبقه یکسان در همه طبقات است، اثر P-Delta به راحتی با ضرب وزن کل در تغییر مکان نسبی هدف محاسبه می‌شود.

۳-۶- طراحی اعضاء تسلیم شونده مشخص

هدف اصلی استفاده از روش طراحی پلاستیک فراهم نمودن مقاومت کافی با اطمینان از تشکیل مکانیزم تسلیم مطلوب است. که وضعیت مطلوب در این تحقیق جاری‌شدگی ورق در دیوار برشی فولادی و تشکیل مفاصل پلاستیک در انتهای تیرها و پای ستون‌های طبقه همکف می‌باشند. از الزامات آیین‌نامه AISC341-10 [۱۶] در مورد دیوارهای برشی فولادی با اندکی تغییر استفاده شده است. همچنین کلیه ضوابط آیین‌نامه ACI318-14 [۳۵] در طراحی تیرها رعایت می‌شوند.

۳-۶-۱- طراحی ورق در دیوار برشی فولادی

حداقل ضخامت ورق مطابق حالت حدی جاری‌شدگی برشی باید مطابق رابطه (۸) تعیین شود.

$$t_w \geq \frac{V}{0.5 f_y l_{cf} \sin(2\theta)} \quad (8)$$

که در آن t_w ضخامت جان در طبقه نام، V سهم برش ورق در طبقه نام، l_{cf} فاصله خالص تیر بین دو ستون در طبقه نام، f_y تنش جاری شدن ورق و θ زاویه جاری‌شدگی ورق، اندازه‌گیری شده نسبت به قائم است. در فرض اولیه زاویه انحراف θ می‌تواند ۴۰ درجه فرض گردد و از رابطه (۹) مقدار دقیق آن را محاسبه نمود.

$$\tan^4(\theta) = \frac{1 + \frac{nt_w l}{2A_c}}{1 + nt_w h \left(\frac{1}{A_b} + \frac{h^3}{360I_c l} \right)} \quad (9)$$

که در آن A_b سطح مقطع تیر افقی کنار ورق در طبقه نام، A_c سطح مقطع ستون کنار ورق در طبقه نام، I_c ممان اینرسی ستون کنار ورق در طبقه نام و n ضریب تبدیل ورق به بتن طبق رابطه (۱۰) است. نتایج استفاده از ضریب n در رابطه (۹) توسط چوی و پارک [۳۱] با نتایج آزمایشگاهی بررسی شده و تطابق خوبی نشان داده است.

$$n = \frac{E_c}{E_s} \quad (10)$$

که در آن E_c مدول الاستیسیته بتن و E_s مدول الاستیسیته فولاد است. با تکرار تا همگرایی در دو رابطه (۸) و (۹) ضخامت ورق در هر طبقه به‌دست خواهد آمد.

۳-۶-۲- طراحی اعضاء مرزی افقی

M_{ai} حداکثر لنگر خمشی در اعضاء مرزی افقی در طبقه نام، از رابطه (۱۱) به‌دست می‌آید. در این رابطه l_{cf} طول خالص دهانه تیرها، $R_y f_y$ تنش تسلیم مورد انتظار ورق است، که در آن $R_y = 1.1$ لحاظ می‌شود، W_{gi} بار ثقلی به‌صورت گسترده یکنواخت روی تیر در طبقه نام، β_i از رابطه (۳) و M_{pb} حداقل لنگر بام برحسب ۲۵ درصد برش پایه جهت جلوگیری از ضعیف شدن قاب خمشی از حد معمول است که طبق رابطه (۱۲) به‌دست می‌آید.

$$M_{ai} = \frac{l_{cf}^2}{8} \left(R_y f_y (t_i \cos^2(\theta_i) - t_{i+1} \cos^2(\theta_{i+1})) \right) \geq \text{Max} \left(\frac{W_{gi} l_{cf}^2}{8}, \beta_i M_{pb} \right) \quad (11)$$

به‌طور کلی در قاب‌های خمشی بتنی، به دلیل سهم مقاومت دال‌ها و تیرها با مقاطع غیر مستطیلی و نیز استفاده از مقادیر مختلف برای آرماتور گذاری بالا و پایین، ممکن است لنگر در جهات مثبت و منفی اعضاء تسلیم شونده مشخص متفاوت باشد. با استفاده از مقدار مناسب X (در ACI318 حداکثر مقدار مجاز نسبت X برابر ۲ پیشنهاد شده است) در رابطه (۱۲) طراحی تیرها با توجه به ضوابط آیین‌نامه ساختمانی متداول، به‌عنوان مثال ACI318-14 [۳۵] انجام می‌گیرد.

$$X = \left| \frac{M_{negative}}{M_{positive}} \right|, M_{ai} = \frac{M_{positive} + M_{negative}}{2} \quad (12)$$

که در آن $M_{positive}$ لنگر مثبت بالای مقطع و $M_{negative}$ لنگر منفی پایین مقطع است.

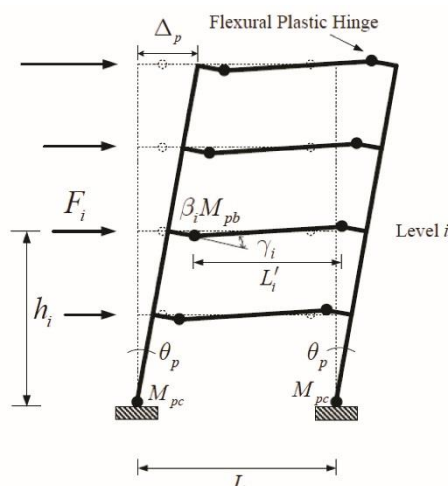
۳-۶-۳- طراحی تیرها در قاب خمشی

M_{pb} و $\beta_i M_{pb}$ حداقل مقاومت خمشی موردنیاز تیر در طبقه نام و طبقه نام برحسب ۲۵ درصد برش پایه جهت جلوگیری از ضعیف شدن قاب خمشی از حد معمول بدون لحاظ اثر دیوار (فقط قاب خمشی با فرض تیرهای یکسان در هر طبقه)، طبق رابطه (۱۳) به-

دست می‌آید. ظرفیت خمشی مورد نیاز تیر در هر طبقه با رویکرد طراحی پلاستیک (کار خارجی مساوی کار داخلی) و با توجه به شکل (۹) به صورت زیر تعیین می‌شود.

$$\frac{1}{N_b} \sum_{i=1}^n (F_i h_i \theta_p) = 2M_{pc} \theta_p + 2 \sum_{i=1}^n (\beta_i M_{pb}) \gamma_i \quad (13)$$

که در آن N_b تعداد دهانه‌های قاب خمشی، n تعداد طبقات، F_i از رابطه (۲) برحسب ۲۵ درصد برش پایه، h_i ارتفاع محور به محور طبقات، θ_p زاویه دوران کینماتیک کوچک مکانیزم تسلیم و دوران $\gamma_i = \left(\frac{L}{L'_i} \right) \theta_p$ در شکل (۹) نشان داده شده است.



شکل ۹: مکانیزم تسلیم از قبل انتخاب شده قاب خمشی با مفاصل پلاستیک تیر دور از وجه ستون [۲۶].

مقدار M_{pc} (لنگر پلاستیک پای ستون در طبقه همکف) با توجه به این شرط تعیین می‌گردد که با اعمال نیروی جانبی که با ضریب Ψ افزایش یافته مکانیزم طبقه نرم در طبقه اول رخ ندهد. (Ψ بین ۱/۱ تا ۱/۵). با فرض تشکیل مفاصل پلاستیک کوچک در بالا و پایین ستون‌های طبقه اول، کار متناظر به ازای یک مکانیزم تغییر شکل کوچک (θ) به صورت رابطه (۱۴) است.

$$M_{pc} = \frac{\Psi V h_1}{4 N_b} \quad (14)$$

که در آن V برابر ۲۵ درصد برش پایه، h_1 ارتفاع طبقه اول و ضریب Ψ اعمالی به نیروی طراحی برای در نظر گرفتن اضافه مقاومت است. جهت طراحی تیرهای قاب خمشی به غیر از اعضاء مرزی افقی، رابطه (۱۳) با اثر قاب اطراف دیوار مطابق رابطه (۱۵) بازنویسی می‌شود.

$$\sum_{i=1}^n (F_i h_i \theta_p) = 2M_{pc} \theta_p N_b + 2 \sum_{i=1}^n (\beta_i M_{pb}) \gamma_i (N_b - 1) + 2 \sum_{i=1}^n (M_{ai}) \gamma_i \quad (15)$$

که در آن F_i از رابطه (۱) برحسب سهم برش قاب خمشی از برش پایه طبق نظر طراح به دست می‌آید.

جهت در نظر گرفتن اثر بار ثقلی، جذب حداقل ۲۵ درصد برش پایه و اندرکنش قاب اطراف دیوار با قاب خمشی، M_{pbi} به دست آمده از رابطه (۱۶) را ملاک طراحی تیرهای قاب خمشی به غیر از اعضاء مرزی افقی قرار داده، سپس با استفاده از مقدار مناسب X در رابطه (۱۲) طراحی تیرهای قاب خمشی با توجه به ضوابط آیین نامه ساختمانی متداول، به عنوان مثال ACI318-14 [۳۵] انجام می‌گیرد.

$$M_{pbi} = \text{Max} \left(\frac{W_{gi} l_{cf}^2}{8}, \beta_i M_{pb} \text{ for (13)}, \beta_i M_{pb} \text{ for (15)} \right) \quad (16)$$

۳-۷- طراحی اعضاء غیر تسلیم شونده مشخص

طراحی اعضایی که می‌بایستی الاستیک باقی بماند، مانند ستون‌ها بر اساس رویکرد طراحی بر اساس ظرفیت انجام می‌شود. یعنی این اعضاء باید مقاومت کافی در برابر ترکیب بارهای ثقلی با ضریب و حداکثر مقاومت مورد انتظار اعضاء تسلیم شونده مشخص، با در نظر گرفتن سخت شدگی کرنشی و اضافه مقاومت مصالح را داشته باشند. برای نیل به این مقصود، یک‌راه این است که تعادل مربوط به قسمت مکانیزم تسلیم طراحی در حالت حدی نهایی در نظر گرفته شود. برای اینکه از تشکیل مکانیزم تیر ضعیف-ستون قوی اطمینان حاصل شود، ستون‌ها باید برای حداکثر نیروهای ممکن شامل بارهای ثقلی با ضریب روی تیرها و ستون‌ها و با در نظر گرفتن یک مقدار منطقی برای سخت شدگی کرنشی و اضافه مقاومت مصالح در مفاصل پلاستیک تیر طراحی گردند. همچنین فرض می‌شود ستون‌های طبقه اول در تکیه‌گاه به حداکثر ظرفیت خود رسیده باشند. برای طراحی ستون‌ها از نرم‌افزار Etabs2015 [۳۶] استفاده گردید. در این برنامه، اثرات توأم بارهای خمشی و محوری و همچنین اثرات لاغری ستون به‌خوبی در نظر گرفته می‌شوند. معیار طراحی این نرم‌افزار بر اساس ضوابط آیین‌نامه‌های مختلف مانند ACI318-14 [۳۵] است.

۳-۸- فلوجارت طرح پلاستیک دیوار برشی فولادی در قاب بتن آرمه بر اساس عملکرد

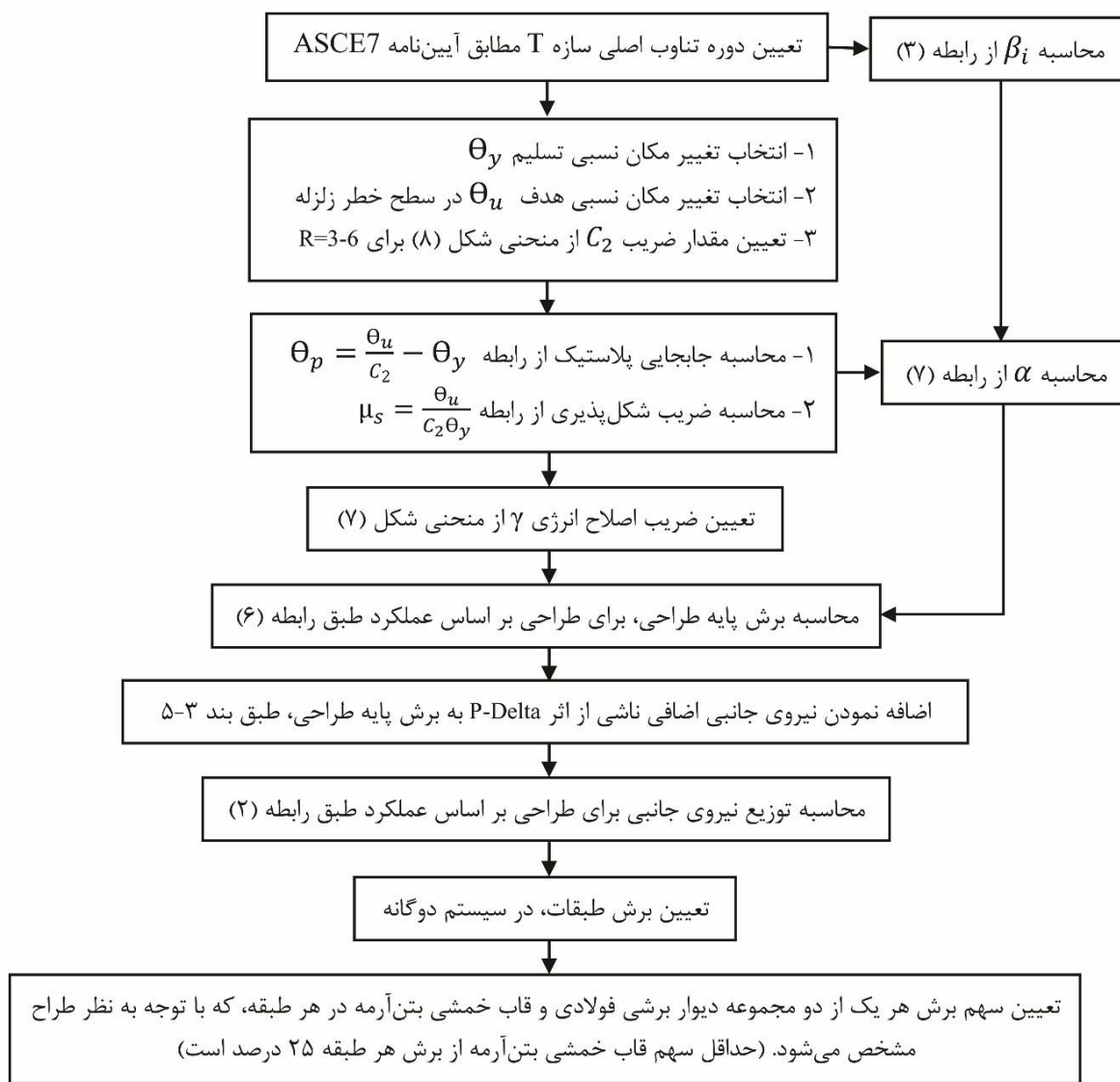
روش طراحی پلاستیک مبتنی بر عملکرد یک روش طراحی مستقیم است که به هیچ‌گونه ارزیابی بعد از طراحی اولیه نیاز ندارد، زیرا رفتار غیرخطی و معیار عملکرد کلیدی از همان ابتدا در فرآیند طراحی وارد می‌شود. روش طراحی آسان بوده و به راحتی قابل برنامه‌نویسی است. فلوجارت مراحل طراحی پلاستیک بر اساس سطح عملکرد در شکل‌های (۱۰) و (۱۱) نشان داده شده است.

۴- مدل‌های مورد بررسی

در این مطالعه سه سازه کوتاه، متوسط و بلندمرتبه (۶، ۱۲ و ۱۸ طبقه) با سیستم قاب خمشی ویژه بتن آرمه همراه با دیوار برشی فولادی به روش طرح پلاستیک بر اساس عملکرد طراحی شدند. پلان کلیه طبقات در سازه‌های مورد بررسی یکسان در نظر گرفته شده است. این پلان در شکل (۱۲) نشان داده شده است و محل قرارگیری دیوارها با هاشور مشخص شده است. ارتفاع کلیه طبقات ۳٫۴ متر و طول دهانه‌ها ۶ متر در نظر گرفته شده است. جهت ساده‌سازی برای تحلیل و طراحی به صورت دوبعدی، فرض می‌شود که دیوار برشی فولادی در کلیه قاب‌ها وجود داشته باشد. بنابراین به دلیل قرینه بودن پلان در دو جهت و همچنین مشابه بودن قاب‌ها، می‌توان یکی از قاب‌ها را بیرون کشید و سهم بار این قاب را به آن اختصاص داد. پیکربندی قاب‌های استخراج شده از سازه سه‌بعدی در شکل (۱۳) نشان داده شده است. در این تحقیق سهم قاب خمشی ۴۰ درصد و سهم دیوار برشی فولادی ۶۰ درصد از برش پایه در نظر گرفته شده است.

جرم طبقات در گره‌ها به صورت متمرکز و کف طبقات صلب در نظر گرفته شده است. پارامترهای طراحی سازه‌های مورد بررسی در جدول (۲) نشان داده شده است. در تمام نمونه‌ها، قاب بتنی با قاب خمشی ویژه مطابق با ضوابط آیین‌نامه ACI318-14 [۳۵] طراحی و در بارگذاری از ضوابط آیین‌نامه ASCE7-10 [۳۲] استفاده شده است.

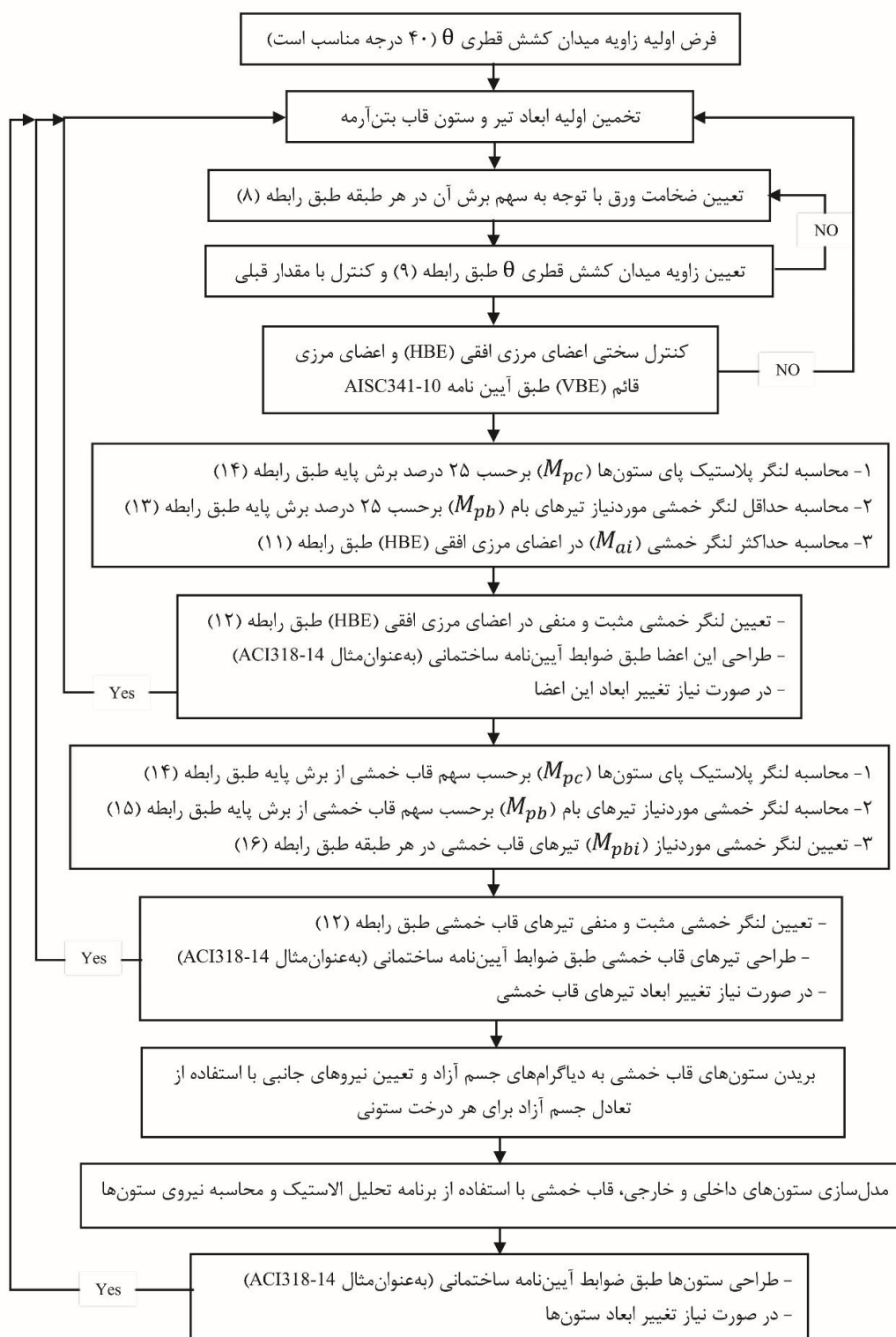
مقادیر محاسبه شده همه پارامترهای مهم طراحی به روش طراحی پلاستیک مبتنی بر عملکرد در جدول (۳) ارائه شده است. مقدار برش پایه طراحی در سطوح خطر SLE, DBE و MCE به هم نزدیک است، لذا برش پایه طرح، ماکزیمم این سه مقدار لحاظ می‌شود. همچنین نتایج طراحی ورق، تیرها و ستون‌ها برای مدل‌های ۶، ۱۲ و ۱۸ طبقه به ترتیب در جداول (۴)، (۵) و (۶) ارائه شده است.



شکل ۱۰: فلوجارت طراحی به روش طرح پلاستیک مبتنی بر عملکرد: تخمین برش پایه طرح و توزیع نیروی جانبی.

جدول ۲: پارامترهای طراحی در مدل های مورد بررسی

| فولاد | | بتن | | | | | بارگذاری لرزه ای | | | | بارگذاری ثقیل | | | | | |
|-------------|-------------|-------------|-------------|-----------------|-----------------|--------------------|------------------|------------|--------------|--------------|---------------------------|-------|---------------------------|-------|----------------|-----|
| f_y (MPa) | E_s (GPa) | f_c (MPa) | E_c (MPa) | ϵ_{cu} | ϵ_{cs} | پوشش از آکس میلگرد | سطح زلزله طرح | دسته طراحی | S_{D1} (g) | S_{D2} (g) | مردم (KN/m ²) | | زنده (KN/m ²) | | ترکیب بارگذاری | |
| | | | | | | | | | | | بام | طبقات | بام | طبقات | | |
| ورق | میلگرد | | | | | | | | | | | | | | ۱/۲DL | |
| ۱۷۷ | ۴۱۴ | ۲۰۰ | ۳۴ | ۲۹۶۸۵ | ۰/۰۰۲ | ۰/۰۰۳۵ | ۷ (Cm) | بالا | D | ۱/۶۲ | ۰/۸۵۳ | ۸/۳۸ | ۸/۳۸ | ۰/۹۶ | ۲/۳۹ | +LL |



شکل ۱۱: فلوجارت طراحی به روش طرح پلاستیک مبتنی بر عملکرد: طراحی المان‌ها مانند ورق، تیرها و ستون‌ها.

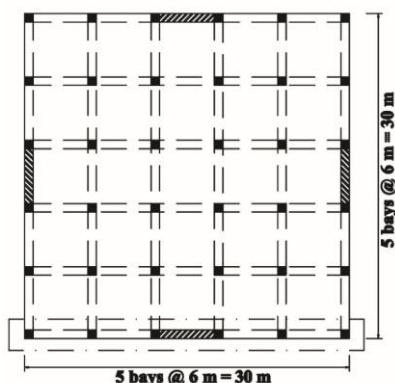
جدول ۳: پارامترهای طراحی در روش طرح پلاستیک مبتنی بر عملکرد

| پارامترهای طراحی | طبقه ۶ | | طبقه ۱۲ | | طبقه ۱۸ | |
|---|---------------|--------|---------------|--------|---------------|--------|
| | DBE | MCE | DBE | MCE | DBE | MCE |
| S_a | ۱/۳۰۱g | ۱/۹۵۱g | ۰/۷۷۳g | ۱/۱۶۰g | ۰/۵۷۱g | ۰/۸۵۶g |
| T (Sec) | ۰/۶۶ | ۰/۶۶ | ۱/۱۰۳ | ۱/۱۰۳ | ۱/۴۹۵ | ۱/۴۹۵ |
| C_2 | ۱/۲۴ | ۱/۲۴ | ۱/۰۹ | ۱/۰۹ | ۱/۰۷ | ۱/۰۷ |
| θ_y تغییر مکان نسبی تسلیم | ۰/۵% | ۰/۵% | ۰/۵% | ۰/۵% | ۰/۵% | ۰/۵% |
| θ_u تغییر مکان نسبی هدف | ۲% | ۳% | ۲% | ۳% | ۲% | ۳% |
| θ_u/C_2 : تغییر مکان نسبی هدف اصلاح شده | ۱/۶۱ | ۲/۴۱ | ۱/۸۴ | ۲/۷۶ | ۱/۸۷% | ۲/۸۰% |
| $(\theta_u/C_2) - \theta_y$: تغییر مکان نسبی غیر الاستیک | ۱/۱۱ | ۱/۹۱ | ۱/۳۴% | ۲/۲۶% | ۱/۳۷% | ۲/۳۰% |
| μ | ۳/۲۱ | ۴/۸۲ | ۳/۶۸ | ۵/۵۲ | ۳/۷۴ | ۵/۶۱ |
| R_μ | ۳/۲۱ | ۴/۸۲ | ۳/۶۸ | ۵/۵۲ | ۳/۷۴ | ۵/۶۱ |
| γ | ۰/۵۳ | ۰/۳۷ | ۰/۴۷ | ۰/۳۳ | ۰/۴۶ | ۰/۳۲ |
| α | ۳/۳۸۶ | ۵/۸۴۳ | ۲/۹۳۲ | ۴/۹۴۵ | ۲/۴۵۵ | ۴/۱۲۹ |
| برش پایه بدون اثر P- Δ (KN) | ۲۶۹۱ | ۲۵۵۹ | ۲۰۵۸ | ۱۹۵۴ | ۲۰۰۵ | ۱۸۹۹ |
| برش پایه با اثر P- Δ (KN) | ۲۹۱۱ | ۲۸۸۹ | ۲۵۰۲ | ۲۶۲۰ | ۲۶۷۳ | ۲۹۰۱ |
| $V_{SLE} = S_a \times W$ (KN) برش پایه در سطح SLE | ۰/۲۱۶۸*W=۲۳۸۲ | | ۰/۱۲۸۸*W=۲۸۵۸ | | ۰/۰۹۵۲*W=۳۱۷۹ | |
| V (KN) برش پایه طرح | ۲۹۱۱ | | ۲۸۵۸ | | ۳۱۷۹ | |

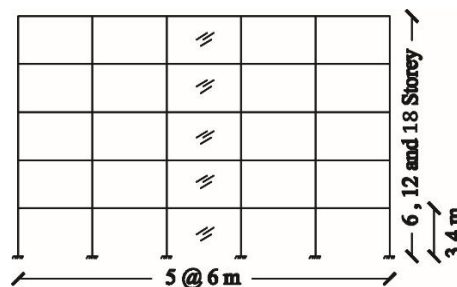
جدول ۴: جزئیات طراحی در سازه ۶ طبقه

| طبقه | ورق | | تیر کنار دیوار | | | | تیر در قاب خمشی | | | | ستون کنار دیوار | | ستون خارجی | | ستون داخلی | |
|------|------|----------|----------------|----|--------|---------|-----------------|----|--------|---------|-----------------|--------|------------|--------|------------|--------|
| | t | θ | h | b | ρ | ρ' | h | b | ρ | ρ' | B | ρ | B | ρ | B | ρ |
| بام | ۱/۵۶ | ۴۴/۰۳ | ۵۰ | ۴۵ | ۱/۰۲ | ۲/۷۶ | ۴۰ | ۴۰ | ۰/۶۵ | ۱/۵۴ | ۶۰ | ۴/۴۵ | ۴۵ | ۳/۴۱ | ۴۵ | ۵/۸۲ |
| ۵ | ۲/۳۵ | ۴۳/۶۴ | ۵۰ | ۴۵ | ۰/۴۹ | ۱/۳۸ | ۴۰ | ۴۰ | ۰/۹۱ | ۲/۱۲ | ۶۰ | ۲/۸۵ | ۵۰ | ۳/۱۵ | ۵۰ | ۴/۹۰ |
| ۴ | ۲/۸۹ | ۴۳/۰۵ | ۴۰ | ۴۵ | ۰/۶۱ | ۱/۷۸ | ۴۰ | ۴۰ | ۱/۱۵ | ۲/۶۳ | ۶۰ | ۳/۹۹ | ۵۰ | ۳/۸۰ | ۵۰ | ۶/۰۸ |
| ۳ | ۳/۲۷ | ۴۲/۸۶ | ۴۰ | ۴۵ | ۰/۵۱ | ۱/۵۴ | ۴۰ | ۴۰ | ۱/۳۱ | ۲/۹۹ | ۶۰ | ۴/۷۹ | ۵۰ | ۴/۲۷ | ۵۰ | ۶/۶۰ |
| ۲ | ۳/۵۶ | ۴۲/۷۸ | ۴۰ | ۴۵ | ۰/۵۰ | ۱/۵۰ | ۴۰ | ۴۰ | ۱/۴۱ | ۳/۲۱ | ۶۵ | ۴/۹۲ | ۵۰ | ۴/۴۴ | ۵۰ | ۶/۴۹ |
| ۱ | ۳/۷۵ | ۴۲/۷۲ | ۴۰ | ۴۵ | ۰/۵۲ | ۱/۵۵ | ۴۰ | ۴۰ | ۱/۴۶ | ۳/۳۲ | ۷۰ | ۴/۴۶ | ۵۰ | ۴/۲۴ | ۵۰ | ۵/۷۲ |

t: ضخامت ورق برحسب میلی متر، θ : زاویه میدان کشش قطری برحسب درجه، h: ارتفاع تیر برحسب سانتی متر، b: عرض تیر برحسب سانتی متر، B: ابعاد ستون برحسب سانتی متر، ρ : نسبت آرماتور کششی برحسب درصد و ρ' : نسبت آرماتور فشاری برحسب درصد.



شکل ۱۲: پلان طبقات سازه‌های مورد مطالعه.



شکل ۱۳: پیکربندی قاب‌های مورد بررسی.

جدول ۵: جزئیات طراحی در سازه ۱۲ طبقه

| طبقه | ورق | | تیر کنار دیوار | | | | تیر در قاب خمشی | | | | ستون کنار دیوار | | ستون خارجی | | ستون داخلی | |
|------|------|----------|----------------|----|--------|---------|-----------------|----|--------|---------|-----------------|--------|------------|--------|------------|--------|
| | t | θ | h | b | ρ | ρ' | h | b | ρ | ρ' | B | ρ | B | ρ | B | ρ |
| بام | ۱/۳۵ | ۴۳/۹۷ | ۴۵ | ۴۵ | ۱/۱۷ | ۳/۲۱ | ۳۵ | ۳۵ | ۱/۱۳ | ۲/۶۸ | ۵۵ | ۶/۴۳ | ۴۵ | ۳/۴۶ | ۴۵ | ۶/۰۳ |
| ۱۱ | ۱/۹۲ | ۴۳/۶۳ | ۴۵ | ۴۵ | ۰/۴۴ | ۱/۲۸ | ۳۵ | ۳۵ | ۱/۳۷ | ۳/۲۱ | ۵۵ | ۳/۰۷ | ۵۵ | ۲/۰۰ | ۵۵ | ۲/۹۰ |
| ۱۰ | ۲/۳۱ | ۴۳/۲۵ | ۴۰ | ۴۵ | ۰/۵۳ | ۱/۵۷ | ۳۵ | ۳۵ | ۱/۷۱ | ۳/۹۶ | ۵۵ | ۴/۳۵ | ۵۵ | ۲/۱۳ | ۵۵ | ۳/۳۲ |
| ۹ | ۲/۶۲ | ۴۳/۰۷ | ۴۰ | ۴۵ | ۰/۵۳ | ۱/۵۷ | ۴۰ | ۳۵ | ۱/۳۵ | ۳/۰۸ | ۵۵ | ۵/۴۰ | ۶۰ | ۱/۵۸ | ۶۰ | ۲/۰۵ |
| ۸ | ۲/۸۶ | ۴۲/۹۵ | ۴۰ | ۴۵ | ۰/۵۳ | ۱/۵۷ | ۴۰ | ۴۰ | ۱/۲۸ | ۲/۹۲ | ۵۵ | ۶/۶۶ | ۶۰ | ۱/۵۸ | ۶۰ | ۲/۲۸ |
| ۷ | ۳/۰۸ | ۴۲/۹۵ | ۴۰ | ۴۵ | ۰/۵۱ | ۱/۵۴ | ۴۰ | ۴۰ | ۱/۳۸ | ۳/۱۵ | ۶۰ | ۶/۱۴ | ۶۰ | ۱/۴۰ | ۶۰ | ۲/۵۴ |
| ۶ | ۳/۲۷ | ۴۲/۹۲ | ۴۰ | ۴۵ | ۰/۵۰ | ۱/۵۰ | ۴۰ | ۴۰ | ۱/۴۶ | ۳/۳۳ | ۶۵ | ۵/۹۹ | ۶۰ | ۱/۴۵ | ۶۰ | ۲/۷۵ |
| ۵ | ۳/۴۰ | ۴۲/۸۶ | ۴۰ | ۴۵ | ۰/۵۱ | ۱/۵۳ | ۴۰ | ۴۰ | ۱/۵۳ | ۳/۴۷ | ۶۵ | ۶/۶۶ | ۶۰ | ۱/۵۳ | ۶۰ | ۳/۰۱ |
| ۴ | ۳/۵۳ | ۴۲/۸۲ | ۴۰ | ۴۵ | ۰/۵۳ | ۱/۵۷ | ۴۰ | ۴۵ | ۱/۳۸ | ۳/۱۴ | ۷۰ | ۶/۴۲ | ۶۰ | ۱/۶۴ | ۶۰ | ۳/۰۸ |
| ۳ | ۳/۶۴ | ۴۲/۷۶ | ۴۰ | ۴۵ | ۰/۵۴ | ۱/۶۱ | ۴۰ | ۴۵ | ۱/۴۱ | ۳/۲۲ | ۷۵ | ۶/۱۲ | ۶۰ | ۱/۵۶ | ۶۰ | ۳/۰۲ |
| ۲ | ۳/۷۲ | ۴۲/۷۱ | ۴۰ | ۴۵ | ۰/۵۵ | ۱/۶۴ | ۴۵ | ۴۵ | ۱/۰۴ | ۲/۳۶ | ۸۰ | ۶/۰۳ | ۶۰ | ۱/۳۳ | ۶۰ | ۲/۸۷ |
| ۱ | ۳/۷۵ | ۴۲/۷۰ | ۴۰ | ۴۵ | ۰/۵۶ | ۱/۶۵ | ۴۵ | ۴۵ | ۱/۰۵ | ۲/۳۸ | ۸۰ | ۶/۱۸ | ۶۰ | ۱/۱۳ | ۶۰ | ۲/۵۶ |

t: ضخامت ورق برحسب میلی‌متر، θ : زاویه میدان کشش قطری برحسب درجه، h: ارتفاع تیر برحسب سانتیمتر، b: عرض تیر برحسب سانتیمتر، B: ابعاد ستون برحسب سانتیمتر، ρ : نسبت آرماتور کششی برحسب درصد و ρ' : نسبت آرماتور فشاری برحسب درصد.

جدول ۶: جزئیات طراحی در سازه ۱۸ طبقه

| طبقه | ورق | | تیر کنار دیوار | | | | تیر در قاب خمشی | | | | ستون کنار دیوار | | ستون خارجی | | ستون داخلی | |
|------|------|----------|----------------|----|--------|---------|-----------------|----|--------|---------|-----------------|--------|------------|--------|------------|--------|
| | t | θ | h | b | ρ | ρ' | h | b | ρ | ρ' | B | ρ | B | ρ | B | ρ |
| بام | ۱/۳۵ | ۴۴/۰۶ | ۴۵ | ۴۵ | ۱/۱۴ | ۳/۱۲ | ۳۵ | ۳۵ | ۱/۱۳ | ۲/۶۸ | ۶۰ | ۳/۴۰ | ۴۵ | ۳/۴۶ | ۴۵ | ۶/۰۳ |
| ۱۷ | ۱/۸۸ | ۴۳/۶۰ | ۴۵ | ۴۰ | ۰/۴۷ | ۱/۳۷ | ۳۵ | ۳۵ | ۱/۳۸ | ۳/۲۳ | ۶۰ | ۲/۲۸ | ۵۵ | ۲/۰۱ | ۵۵ | ۲/۹۰ |
| ۱۶ | ۲/۲۶ | ۴۳/۳۸ | ۴۵ | ۴۰ | ۰/۴۳ | ۱/۲۵ | ۴۰ | ۴۰ | ۱/۰۱ | ۲/۳۲ | ۶۰ | ۳/۲۸ | ۵۵ | ۲/۲۳ | ۵۵ | ۳/۳۴ |
| ۱۵ | ۲/۵۶ | ۴۳/۲۲ | ۴۵ | ۴۰ | ۰/۴۳ | ۱/۲۵ | ۴۰ | ۴۰ | ۱/۱۶ | ۲/۶۶ | ۶۰ | ۴/۲۰ | ۶۰ | ۱/۶۶ | ۶۰ | ۲/۱۲ |
| ۱۴ | ۲/۸۱ | ۴۳/۰۹ | ۴۵ | ۴۰ | ۰/۴۳ | ۱/۲۵ | ۴۰ | ۴۰ | ۱/۲۹ | ۲/۹۴ | ۶۰ | ۵/۱۴ | ۶۰ | ۱/۷۴ | ۶۰ | ۲/۴۹ |
| ۱۳ | ۳/۰۲ | ۴۲/۹۸ | ۴۵ | ۴۰ | ۰/۴۳ | ۱/۲۵ | ۴۰ | ۴۰ | ۱/۴۰ | ۳/۱۸ | ۶۰ | ۵/۹۱ | ۶۰ | ۱/۷۸ | ۶۰ | ۲/۸۸ |
| ۱۲ | ۳/۲۵ | ۴۲/۹۵ | ۴۵ | ۴۰ | ۰/۴۱ | ۱/۲۱ | ۴۰ | ۴۰ | ۱/۴۹ | ۳/۳۹ | ۷۰ | ۴/۸۶ | ۶۰ | ۱/۸۶ | ۶۰ | ۳/۲۷ |
| ۱۱ | ۳/۴۱ | ۴۲/۸۷ | ۴۵ | ۴۰ | ۰/۴۴ | ۱/۲۸ | ۴۰ | ۴۰ | ۱/۵۷ | ۳/۵۷ | ۷۰ | ۵/۵۱ | ۶۰ | ۲/۱۹ | ۶۰ | ۳/۷۷ |
| ۱۰ | ۳/۶۱ | ۴۲/۷۷ | ۴۵ | ۴۰ | ۰/۴۶ | ۱/۳۳ | ۴۰ | ۴۰ | ۱/۶۴ | ۳/۷۳ | ۸۰ | ۴/۷۰ | ۶۰ | ۲/۵۸ | ۶۰ | ۴/۱۶ |
| ۹ | ۳/۷۳ | ۴۲/۷۱ | ۴۵ | ۴۰ | ۰/۴۸ | ۱/۳۸ | ۴۵ | ۴۵ | ۱/۰۹ | ۲/۴۵ | ۸۰ | ۵/۲۲ | ۶۵ | ۱/۱۲ | ۶۵ | ۲/۳۲ |
| ۸ | ۳/۹۱ | ۴۲/۸۴ | ۴۵ | ۴۵ | ۰/۴۳ | ۱/۲۵ | ۴۵ | ۴۵ | ۱/۱۲ | ۲/۵۲ | ۹۰ | ۴/۵۸ | ۶۵ | ۱/۲۹ | ۶۵ | ۲/۵۳ |
| ۷ | ۴/۰۰ | ۴۲/۸۰ | ۴۵ | ۴۵ | ۰/۴۴ | ۱/۲۸ | ۴۵ | ۴۵ | ۱/۱۵ | ۲/۵۹ | ۹۰ | ۴/۹۹ | ۶۵ | ۱/۳۵ | ۶۵ | ۲/۶۷ |
| ۶ | ۴/۱۵ | ۴۲/۶۸ | ۴۵ | ۴۵ | ۰/۴۵ | ۱/۳۱ | ۴۵ | ۴۵ | ۱/۱۷ | ۲/۶۴ | ۱۰۰ | ۴/۴۸ | ۶۵ | ۱/۳۷ | ۶۵ | ۲/۷۷ |
| ۵ | ۴/۲۲ | ۴۲/۶۵ | ۴۵ | ۴۵ | ۰/۴۶ | ۱/۳۳ | ۴۵ | ۴۵ | ۱/۱۹ | ۲/۶۸ | ۱۰۰ | ۴/۷۷ | ۶۵ | ۱/۳۹ | ۶۵ | ۲/۸۵ |
| ۴ | ۴/۳۵ | ۴۲/۷۷ | ۵۰ | ۴۵ | ۰/۳۶ | ۱/۰۳ | ۴۵ | ۴۵ | ۱/۲۱ | ۲/۷۱ | ۱۱۰ | ۴/۳۸ | ۶۵ | ۱/۴۶ | ۶۵ | ۲/۸۸ |
| ۳ | ۴/۳۹ | ۴۲/۷۶ | ۵۰ | ۴۵ | ۰/۳۶ | ۱/۰۴ | ۴۵ | ۴۵ | ۱/۲۲ | ۲/۷۴ | ۱۱۰ | ۴/۶۵ | ۶۵ | ۱/۶۲ | ۶۵ | ۲/۹۲ |
| ۲ | ۴/۵۱ | ۴۲/۶۶ | ۵۰ | ۴۵ | ۰/۳۶ | ۱/۰۴ | ۴۵ | ۴۵ | ۱/۲۳ | ۲/۷۶ | ۱۲۰ | ۴/۳۱ | ۶۵ | ۱/۷۶ | ۶۵ | ۳/۰۱ |
| ۱ | ۴/۵۲ | ۴۲/۶۶ | ۵۰ | ۴۵ | ۰/۳۶ | ۱/۰۵ | ۴۵ | ۴۵ | ۱/۲۳ | ۲/۷۶ | ۱۲۰ | ۴/۵۸ | ۶۵ | ۱/۸۸ | ۶۵ | ۳/۱۱ |

t: ضخامت ورق برحسب میلی‌متر، θ : زاویه میدان کشش قطری برحسب درجه، h: ارتفاع تیر برحسب سانتیمتر، b: عرض تیر برحسب سانتیمتر، B: ابعاد ستون برحسب سانتیمتر، ρ : نسبت آرماتور کششی برحسب درصد و ρ' : نسبت آرماتور فشاری برحسب درصد.

۵- نتایج ارزیابی مدل‌ها

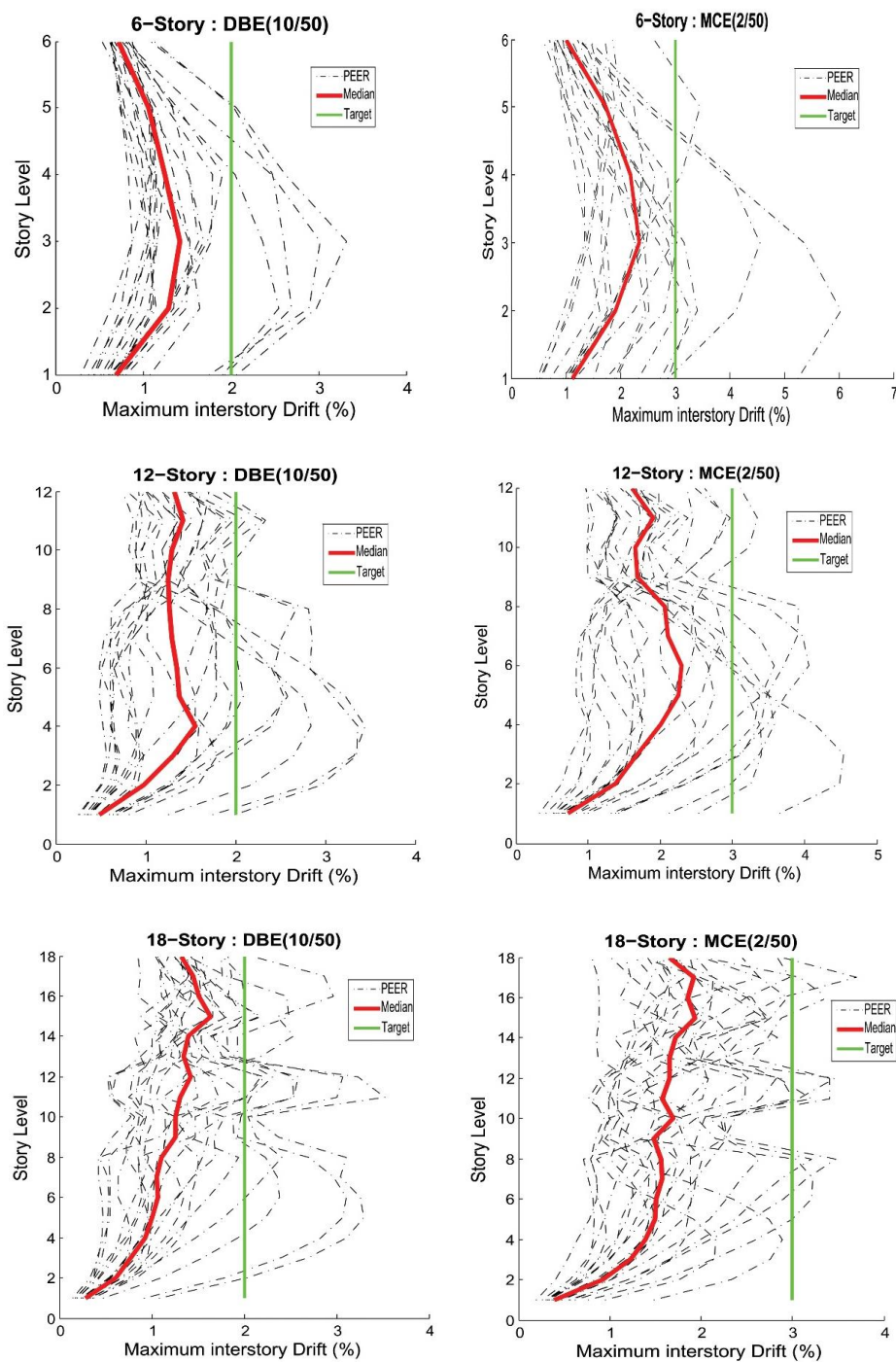
به‌منظور ارزیابی روش طراحی پیشنهادی برای سازه‌های طرح‌شده با این روش، برای سه سطح عملکرد موردنظر، مدل‌ها با انجام تحلیل‌های غیرخطی دینامیکی موردبررسی قرار گرفتند. برای انجام این تحلیل‌ها یک دسته رکورد قوی دور از گسل انتخاب شد. این رکوردها از FEMA P695 [۳۳] مطابق جدول (۷) انتخاب شدند. این رکوردها در سه سطح خطر با احتمال فرا گذشت ۲ درصد، ۱۰ درصد و ۹۹/۵ درصد در پنجاه سال مقیاس شده است. جهت انجام این تحلیل‌ها از نرم‌افزار OpenSees [۳۰] استفاده شده است.

۵-۱- رانش طبقات

در شکل (۱۴) حداکثر تغییر مکان نسبی درون طبقه که از تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی با استفاده از رکوردهای زمین‌لرزه مقیاس شده، در سه سطح خطر برای سازه‌های کوتاه، متوسط و بلندمرتبه (۶، ۱۲ و ۱۸ طبقه) ارائه شده است. همان‌طور که در این شکل دیده می‌شود برای زلزله DBE در سازه ۶ طبقه مقدار حداکثر رانش میانه، در تراز طبقه سوم برابر ۱/۴۲ درصد و حداقل آن در تراز اول ۰/۶۹ درصد است. در سازه ۱۲ طبقه و در همین سطح خطر مقدار حداکثر رانش میانه، در تراز طبقه چهارم برابر ۱/۵۵ درصد و حداقل آن در تراز اول ۰/۴۸ درصد بوده و در سازه ۱۸ طبقه و در همین سطح خطر مقدار حداکثر رانش میانه، در تراز طبقه پنزدهم برابر ۱/۶۴ درصد و حداقل آن در تراز اول ۰/۲۹ درصد است. مقدار پیش‌فرض رانش هدف در طراحی برای سطح خطر DBE، ۲ درصد بوده و رانش میانه در هر سه سازه کمتر از مقدار هدف به‌دست‌آمده است. برای زلزله MCE در سازه ۶ طبقه مقدار حداکثر رانش میانه، در تراز طبقه سوم برابر ۲/۳۵ درصد و حداقل آن در تراز ششم ۱/۰۱ درصد است. در سازه ۱۲ طبقه و در همین سطح خطر مقدار حداکثر رانش میانه، در تراز طبقه ششم برابر ۲/۲۹ درصد و حداقل آن در تراز اول ۰/۷۳ درصد بوده و در سازه ۱۸ طبقه و در همین سطح خطر مقدار حداکثر رانش میانه، در تراز طبقه پانزدهم برابر ۱/۹۳ درصد و حداقل آن در تراز اول ۰/۴ درصد است. مقدار پیش‌فرض رانش هدف در طراحی برای سطح خطر MCE، ۳ درصد بوده و رانش میانه، در هر سه سازه کمتر از مقدار هدف به‌دست‌آمده است.

جدول ۷: رکوردهای استفاده‌شده در تحلیل دینامیکی غیرخطی

| شماره رکورد | PEER-NGA شماره انتخاب رکورد از | سال رکورد | نام رکورد |
|-------------|--------------------------------|-----------|--------------------|
| 1 | 953 | 1994 | Northridge |
| 2 | 960 | 1994 | Northridge |
| 3 | 1602 | 1999 | Duzce, Turkey |
| 4 | 1787 | 1999 | Hector Mine |
| 5 | 169 | 1979 | Imperial Valley |
| 6 | 174 | 1979 | Imperial Valley |
| 7 | 1111 | 1995 | Kobe, Japan |
| 8 | 1116 | 1995 | Kobe, Japan |
| 9 | 1158 | 1999 | Kocaeli, Turkey |
| 10 | 1148 | 1999 | Kocaeli, Turkey |
| 11 | 900 | 1992 | Landers |
| 12 | 848 | 1992 | Landers |
| 13 | 752 | 1989 | Loma Prieta |
| 14 | 767 | 1989 | Loma Prieta |
| 15 | 1633 | 1990 | Manjil, Iran |
| 16 | 721 | 1987 | Superstition Hills |
| 17 | 725 | 1987 | Superstition Hills |
| 18 | 1244 | 1999 | Chi-Chi, Taiwan |
| 19 | 1485 | 1999 | Chi-Chi, Taiwan |
| 20 | 68 | 1971 | San Fernando |
| 21 | 125 | 1976 | Friuli, Italy |



شکل ۱۴: حداکثر تغییر مکان نسبی درون طبقه در زلزله DBE و MCE.

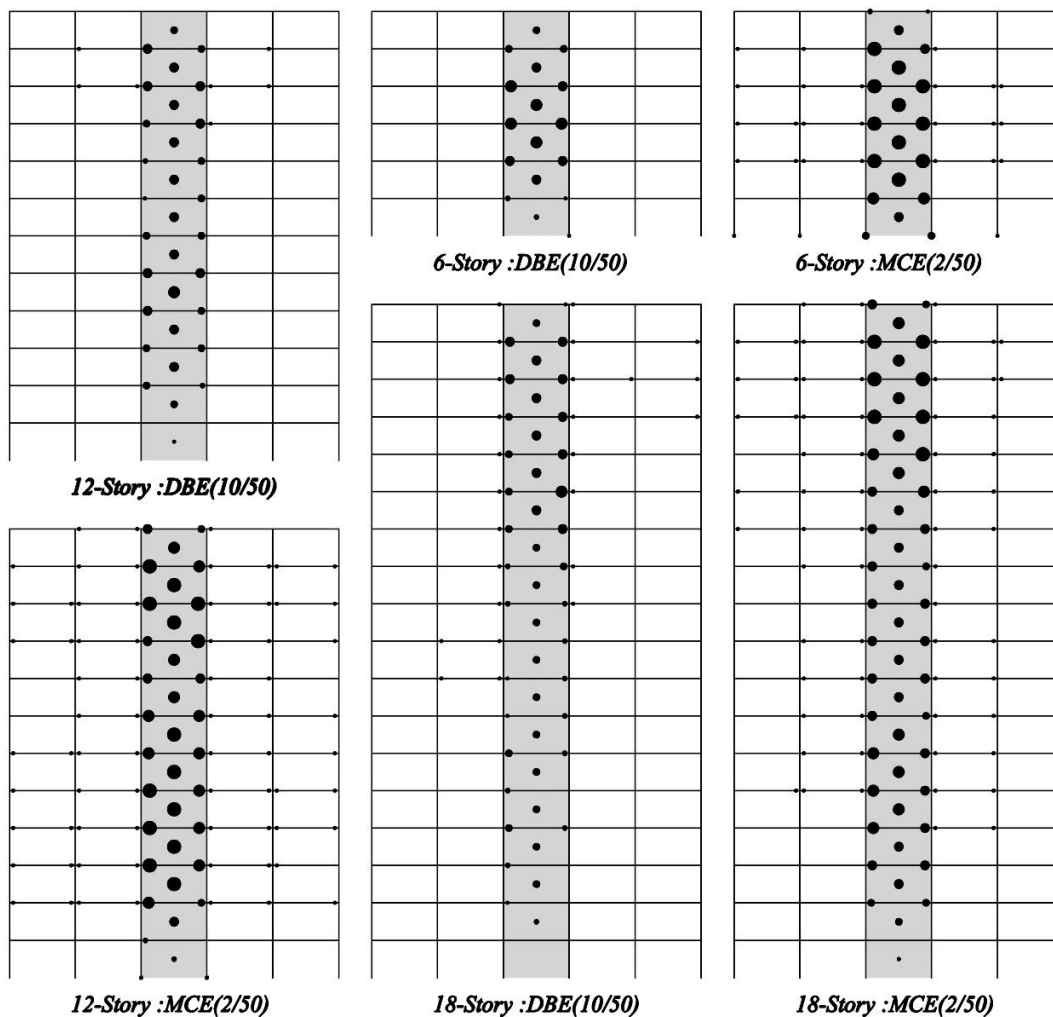
۵-۲- تسلیم اعضا

برای کنترل تسلیم در اعضا، نسبت مقدار میانه حداکثر کرنش در رکوردها به مقدار کرنش تسلیم آرماتور طولی در تیرها و ستون‌ها و همچنین نسبت میانگین مقدار حداکثر کرنش در رکوردها برای نوارهای هر طبقه به مقدار کرنش تسلیم ورق فولادی در دیوار برشی، از نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی به دست آورده شده‌اند. در سطح خطر با احتمال ۹۹/۵ درصد در ۵۰ سال (SLE) صد در صد داده‌ها زیر عدد یک است. بنابراین در این سطح خطر هیچ عضوی از سیستم وارد رفتار غیر الاستیک نشده و کلیه اعضا سازه در محدوده رفتار الاستیک عمل کرده‌اند که این از اهداف روش طراحی پیشنهادی بوده است. در شکل (۱۵) توزیع مفاصل پلاستیک و شدت

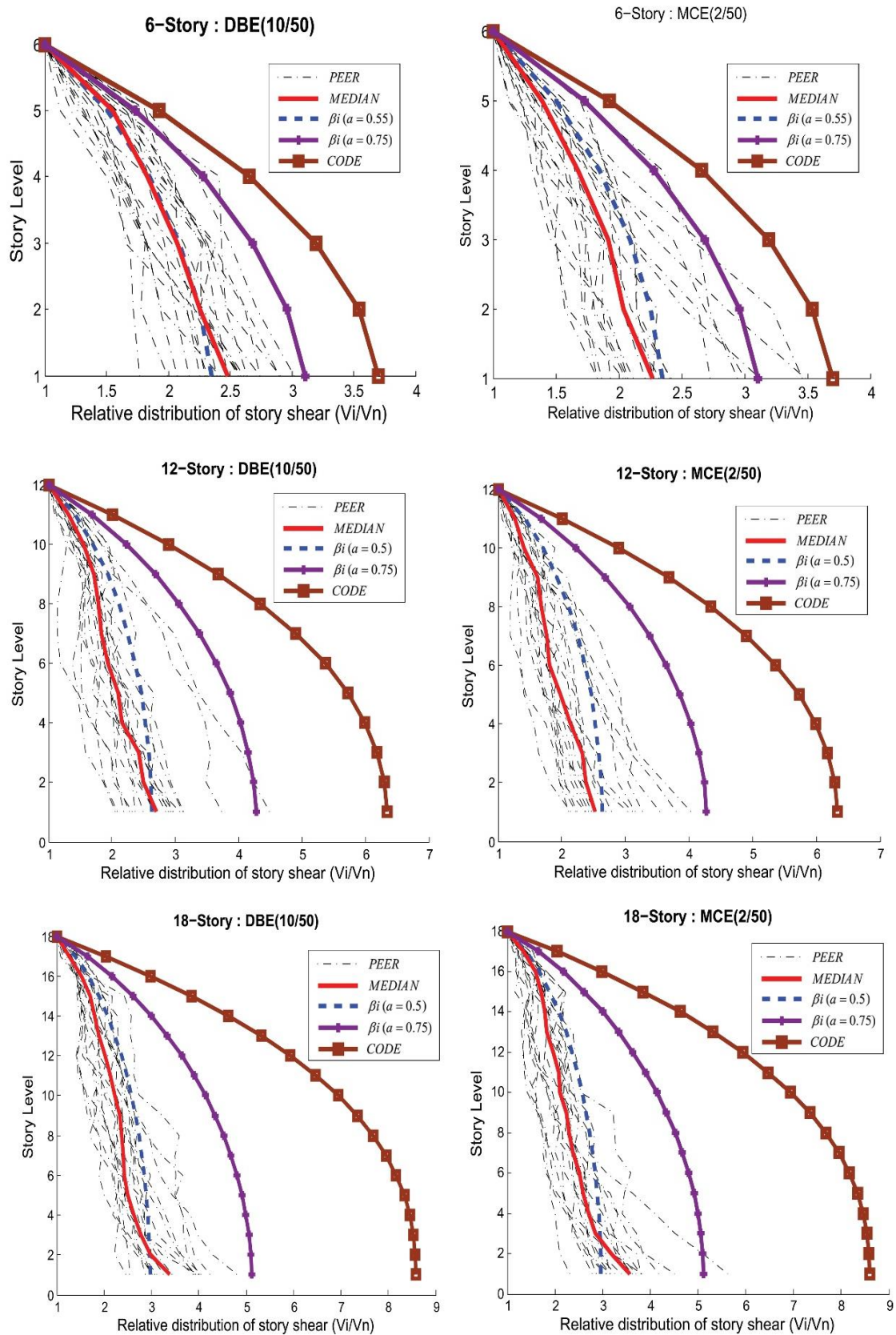
مفصل شدگی در دو سطح خطر با احتمال ۱۰ درصد در ۵۰ سال (DBE) و با احتمال ۲ درصد در ۵۰ سال (MCE) در سه سازه کوتاه، متوسط و بلندمرتبه (۶، ۱۲ و ۱۸ طبقه)، نشان داده شده است. مطابق این شکل مشاهده می شود که:

- ۱- در سطح خطر DBE دیوار برشی فولادی (فیوز) وارد رفتار غیرالاستیک شده و تسلیم می شود. همچنین در این سطح خطر به جز تعداد اندکی از تیرهای قاب خمشی در سازه های ۱۲ و ۱۸ طبقه که تا مرز تسلیم پیشرفته اند، مابقی تیرهای قاب خمشی رفتاری الاستیک داشته اند. بنابراین مشخص می شود دیوار برشی فولادی دارای طرح مناسبی بوده و رفتار سیستم قاب خمشی برای ماندن در محدوده الاستیک را کنترل نموده است.
- ۲- در سطح خطر MCE دیوار برشی فولادی و اکثر تیرهای قاب خمشی وارد رفتار غیرالاستیک می شوند. همچنین در این سطح خطر توزیع نسبتاً یکنواخت مفاصل در امتداد ارتفاع سازه ها به خوبی مشاهده می شود. همچنین هیچ مفصل پلاستیکی در ستون ها، به استثناء پای ستون های طبقه اول تشکیل نشده، که در طراحی نیز انتظار می رفت. بنابراین فلسفه تیر ضعیف، ستون قوی به خوبی رعایت شده است.

- $1.0 < (e/ey) \leq 1.5$
- $1.5 < (e/ey) \leq 2.0$
- $2.0 < (e/ey) \leq 3.0$
- $3.0 < (e/ey) \leq 4.0$
- $4.0 < (e/ey) \leq 5.0$
- $5.0 < (e/ey)$



شکل ۱۵: توزیع مفاصل پلاستیک و شدت مفصل شدگی برای قاب های ۶، ۱۲ و ۱۸ طبقه تحت میانه رکوردها.



شکل ۱۶: نسبت توزیع برش حداکثر در طبقات مدل‌های ۶، ۱۲ و ۱۸ طبقه.

۵-۳- توزیع برش

در شکل (۱۶) نسبت توزیع برش حداکثر در طبقات سازه از تحلیل غیرخطی دینامیکی در کنار توزیع برش آیین‌نامه ASCE7-10 [۳۲] و توزیع به‌دست‌آمده از روابط (۲) و (۳) ارائه‌شده توسط چائو و گوئل [۲۱] با مقدار β در سازه ۶ طبقه برابر ۰/۵۵ و ۰/۷۵ و در سازه ۱۲ و ۱۸ طبقه برابر ۰/۵ و ۰/۷۵ ارائه‌شده است. همان‌طور که در این شکل مشاهده می‌شود توزیع نیروی جانبی مورد استفاده در این پژوهش (مقدار β در سازه ۶ طبقه برابر ۰/۵۵ و در سازه ۱۲ و ۱۸ طبقه برابر ۰/۵) تطابق بسیار خوبی با حداکثر برش نسبی طبقه به‌دست‌آمده از تحلیل‌های دینامیکی تاریخچه زمانی دارد. همچنین در این شکل مشاهده می‌شود توزیع آیین‌نامه‌ای نسبت به توزیع به‌دست‌آمده از تحلیل غیرخطی دینامیکی دارای خطای زیادی است. بخصوص در سازه‌های بلند به دلیل اثرات موده‌های بالاتر این خطا بیشتر است.

۶- نتیجه‌گیری

طراحی ارائه‌شده در این مقاله که برای سازه‌های قاب خمشی بتن‌آرمه با دیوار برشی فولادی نازک (دوگانه) است، بر اساس روش طرح پلاستیک مبتنی بر عملکرد صورت گرفته است. این روش طراحی، روشی غیرتکراری، ساده و قابل برنامه‌نویسی بوده که توسط آن سازه تحت سطوح عملکرد هدف‌های مختلف، با دقت مناسب طراحی می‌شود. توسط این روش طراحی، دستیابی به مفهوم رفتار فیوز و دستیابی به سطوح عملکرد هدف موردنظر به‌راحتی میسر می‌شود. طراحی سه سازه کوتاه، متوسط و بلندمرتبه (۶، ۱۲ و ۲۴ طبقه) و ارزیابی آن‌ها توسط ۲۱ شتاب‌نگاشت مختلف برای سطوح خطر مختلف، سادگی، دقت و کارایی بالای این روش طراحی را به‌خوبی نشان می‌دهد. همچنین در صورت استفاده از روش طراحی ارائه‌شده در این مقاله، اندرکنش قاب و ورق با دقت نسبتاً خوبی لحاظ می‌گردد. در طراحی و ارزیابی نتایج و تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی انجام‌شده موارد زیر مشخص گردید.

- ۱- روش طراحی ارائه‌شده روشی غیرتکراری، ساده و قابل برنامه‌نویسی بوده و همگرایی طراحی در آن به‌سرعت به انجام می‌رسد.
- ۲- دقت روش طراحی با توجه به در نظر گرفتن اندرکنش بین قاب خمشی بتن‌آرمه و دیوار برشی فولادی نازک بسیار خوب است.
- ۳- سازه‌های طراحی‌شده در سه سطح عملکردی IO، RR و CP به‌خوبی عمل کرده و به اهداف موردنظر دست یافتند.
- ۴- مقادیر جایجایی در سازه‌های طرح‌شده، تحت زلزله سطح خطر DBE و MCE کمتر از تغییر مکان هدف بودند.
- ۵- در سازه‌های طرح‌شده بر اساس روش پیشنهادی کلیه اعضاء سازه‌ای در زلزله با احتمال فرا گذشت ۹۹/۵ درصد در ۵۰ سال (SLE) در محدوده رفتار الاستیک عمل می‌نمایند.
- ۶- در سازه‌های طرح‌شده بر اساس روش پیشنهادی در زلزله با احتمال فرا گذشت ۱۰ درصد در ۵۰ سال (DBE) دیوار برشی فولادی (فیوز) تسلیم‌شده و به‌جز تعداد اندکی از تیرهای قاب خمشی در سازه‌های متوسط و بلندمرتبه که تا مرز تسلیم پیشرفته‌اند، مابقی تیرهای قاب خمشی در محدوده الاستیک قرار داشته‌اند.
- ۷- در سازه‌های طرح‌شده بر اساس روش پیشنهادی در زلزله با احتمال فرا گذشت ۲ درصد در ۵۰ سال (MCE) دیوار برشی فولادی و اکثر تیرهای قاب خمشی تسلیم‌شده و مفاصل پلاستیک توزیع نسبتاً یکنواختی در امتداد ارتفاع سازه‌ها داشته‌اند. همچنین هیچ مفصل پلاستیکی در ستون‌ها، به‌استثناء پای ستون‌های طبقه اول تشکیل نشد، بنابراین فلسفه تیر ضعیف، ستون قوی به‌خوبی رعایت شده است.
- ۸- توزیع برش بر اساس روش پیشنهادی با نتایج تحلیل غیرخطی دینامیکی مطابقت دارد.

مراجع

[1] Shoeibi, S., Kafi, M. A., & Gholhaki, M. (2017). New performance-based seismic design method for structures with structural fuse system. *Engineering Structures*, 132, 745-760.

- [2] Sabelli, R., Mahin, S., & Chang, C. (2003). Seismic demands on steel braced frame buildings with buckling-restrained braces. *Engineering Structures*, 25(5), 655-666.
- [3] Malakoutian, M., Berman, J. W., & Dusicka, P. (2013). Seismic response evaluation of the linked column frame system. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 42(6), 795-814.
- [4] Thorburn, L. J., Kulak, G. L., & Montgomery, C. J. (1983). Analysis and design of steel shear Wall system. *Structural Engineering Rep. No. 107*, Dept. of Civil Engineering, Univ. of Alberta, Alberta, Canada.
- [5] Caccese, V., Elgaaly, M., & Chen, R. (1993). Experimental study of thin steel-plate shear walls under cyclic load. *Journal of Structural Engineering*, 119(2), 573-587.
- [6] Driver, R. G., Kulak, G. L., Kennedy, D. L., & Elwi, A. E. (1998). Cyclic test of four-story steel plate shear wall. *Journal of Structural Engineering*, 124(2), 112-120.
- [7] Elgaaly, M. (1998). Thin steel plate shear walls behavior and analysis. *Thin-Walled Structures*, 32(1), 151-180.
- [8] Lubell, A. S., Prion, H. G., Ventura, C. E., & Rezai, M. (2000). Unstiffened steel plate shear wall performance under cyclic loading. *Journal of Structural Engineering*, 126(4), 453-460.
- [9] Berman, J., & Bruneau, M. (2003). Plastic analysis and design of steel plate shear walls. *Journal of Structural Engineering*, 129(11), 1448-1456.
- [10] Park, H. G., Kwack, J. H., Jeon, S. W., Kim, W. K., & Choi, I. R. (2007). Framed steel plate wall behavior under cyclic lateral loading. *Journal of structural engineering*, 133(3), 378-388.
- [11] Choi, I. R., & Park, H. G. (2008). Ductility and energy dissipation capacity of shear-dominated steel plate walls. *Journal of structural engineering*, 134(9), 1495-1507.
- [12] Berman, J. W. (2011). Seismic behavior of code designed steel plate shear walls. *Engineering Structures*, 33(1), 230-244.
- [13] Zirakian, T., & Zhang, J. (2015). Buckling and yielding behavior of unstiffened slender, moderate, and stocky low yield point steel plates. *Thin-Walled Structures*, 88, 105-118.
- [14] Wang, M., & Yang, W. (2018). Equivalent constitutive model of steel plate shear wall structures. *Thin-Walled Structures*, 124, 415-429.
- [15] Baldelli, J. A. (1983). Steel shear walls for existing buildings. *ENGINEERING JOURNAL-AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION INC*, 20(2), 70-77.
- [16] AISC, A. A. (2010). 341-10, "Seismic provisions for structural steel buildings", Chicago (IL): American Institute of Steel Construction.
- [17] CSA, C. (2001). CSA S16-01. Limit States Design of Steel Structures, Canadian Standards Association, Willowdale, Ontario, Canada.
- [18] Leelataviwat, S., Goel, S.C. and Stojadinovic', B. (1999). "Toward performance-based seismic design of structures", *Earthquake Spectra*, Vol. 15, No. 3, pp. 435-461.
- [19] Lee, S.S. and Goel, S.C. (2001). Performance-Based Design of Steel Moment Frames using Target Drift and Yield Mechanism, Research Report No. UMCEE 01-17, Dept. of Civil and Environmental Engineering, University of Michigan, Ann Arbor, USA.
- [20] Dasgupta, P., Goel, S. C., Parra-Montesinos, G., & Tsai, T. C. (2004, August). Performance-based seismic design and behavior of a composite buckling restrained braced frame. In *Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, BC (pp. 1-6).
- [21] Chao, S. H., Goel, S. C., & Lee, S. S. (2007). A seismic design lateral force distribution based on inelastic state of structures. *Earthquake Spectra*, 23(3), 547-569.
- [22] Chao, S. H., & Goel, S. C. (2008). A modified equation for expected maximum shear strength of the special segment for design of special truss moment frames. *ENGINEERING JOURNAL-AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION INC*, 45(2), 117-125.
- [23] Chao, S. H., & Goel, S. C. (2008). Performance-based plastic design of special truss moment frames. *ENGINEERING JOURNAL-AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION INC*, 45(2), 127-150.

- [24] Goel, S. C., Liao, W. C., Reza Bayat, M., & Chao, S. H. (2010). Performance-based plastic design (PBPD) method for earthquake-resistant structures: an overview. *The structural design of tall and special buildings*, 19(1-2), 115-137.
- [25] Goel, S. C., Liao, W. C., Bayat, M. R., & Leelataviwat, S. (2010). An energy spectrum method for seismic evaluation of structures. In *Improving the Seismic Performance of Existing Buildings and Other Structures* (pp. 765-776).
- [26] Liao, W. C. (2010). Performance-based plastic design of earthquake resistant reinforced concrete moment frames (Doctoral dissertation, University of Michigan).
- [27] Liao, W. C., & Goel, S. C. (2014). Performance-Based Seismic Design of RC SMF Using Target Drift and Yield Mechanism as Performance Criteria. *Advances in Structural Engineering*, 17(4), 529-542.
- [28] Bai, J., & Ou, J. (2016). Earthquake-resistant design of buckling-restrained braced RC moment frames using performance-based plastic design method. *Engineering Structures*, 107, 66-79.
- [29] Gorji, M. S., & Cheng, J. R. (2018). Plastic analysis and performance-based design of coupled steel plate shear walls. *Engineering Structures*, 166, 472-484.
- [30] McKenna, F., Fenves, G. L., Jeremic, B., & Scott, M. (2015). Open system for earthquake engineering simulation, 2000. URL <http://opensees.berkeley.edu>. [May 2008].
- [31] Choi, I. R., & Park, H. G. (2010). Cyclic loading test for reinforced concrete frame with thin steel infill plate. *Journal of Structural Engineering*, 137(6), 654-664.
- [32] ASCE 7 (2010). American Society Of Civil Engineers Standard 7 Minimum Design Loads For Buildings And Other Structures. American Society Of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA.
- [33] FEMA (2009). Quantification of Building Seismic Performance Factors (ATC-63 Project), FEMA P695, Federal Emergency Management Agency, Washington D.C., USA.
- [34] FEMA (2006). Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures. FEMA 440, Federal Emergency Management Agency, Washington D.C., USA.
- [35] ACI Committee 318. (2015). Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14): An ACI Standard: Commentary on Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318R-14), an ACI Report. American Concrete Institute.
- [36] ETABS, C. (2015). 15.0. Berkeley. CA: Computers and Structures inc.