

Numerical investigation of the performance of L-shaped steel shear wall under unidirectional and bidirectional cyclic loading

Reza Jamalzaei¹, Farhang Farahbod^{2*}, Amir Ayazi³

1- MSC Graduate, Department of Civil Engineering, West Tehran Branch, Islamic Azad University, Tehran, Iran

2- Assistant Professor, Department of Civil Engineering, West Tehran Branch, Islamic Azad University, Tehran, Iran

3- Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Shahr-e-Qods Branch, Islamic Azad University, Tehran, Iran

ABSTRACT

The cyclic behavior of steel shear walls has been the subject of numerous experimental and numerical investigations in recent years, most of which have focused on unidirectional loading. It should be noted When significant damage associated with bidirectional loading is anticipated, the test should be conducted under bidirectional deformation reversals. The present study was conducted with the aim of investigating the seismic performance of L-shaped steel shear wall under unidirectional and bidirectional cyclic loading. Accordingly, the L-shaped configuration was adopted to better simulate the real response of this system under bidirectional loading. Before creating the studied models in ABAQUS finite element software, verification was done. Then 14 numerical models, under two unidirectional and bidirectional cyclic loading patterns, considering variables such as plate thickness change, vertical boundary elements cross-section change, the use of high-strength steel in the boundary elements, use of simple connections and reduction of cross-section in elements It was created and subjected to nonlinear static analysis. ATC-24 code was used to apply unidirectional loading and FEMA 461 was used for bidirectional loading, and seismic parameters were evaluated. The results show that the finite element models under the bidirectional loading pattern had an increase in resistance of about 40% and hardness of about 20% compared to the average results of the models under unidirectional loading, but the dissipated energy was almost 70% lower than the model under unidirectional loading.

ARTICLE INFO

Receive Date: 11 December 2022

Revise Date: 25 May 2023

Accept Date: 12 July 2023

Keywords:

Unidirectional loading

Bidirectional loading

L-Shaped steel plate shear wall

Nonlinear static analysis

Cyclic Loading

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://doi.org/10.22065/jsce.2023.376326.2992>

*Corresponding author: Farhang Farahbod

Email address: farahbod.f@wtiau.ac.ir

مطالعه عددی عملکرد دیوار برشی فولادی L شکل تحت بارگذاری چرخه‌ای یک‌جهته و

دوجبهته

رضا جمال‌زائی^۱، فرهنگ فرحبید^{۲*}، امیر ایازی^۳

۱- کارشناس ارشد سازه، گروه مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران غرب، تهران، ایران

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

۳- استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد شهر قدس، تهران، ایران

چکیده

رفتار چرخه‌ای دیوارهای برشی فولادی موضوع بسیاری از مطالعات تجربی و عددی در سال‌های گذشته بوده که بیشتر بر بارگذاری یک‌جهته تمرکز داشته است. باید توجه داشت هر گاه احتمال خسارت قابل توجهی همراه با اعمال بار دو طرفه وجود داشته باشد، بارگذاری می‌بایست به صورت رفت و برگشتی و دو طرفه انجام شود. پژوهش حاضر با هدف بررسی عملکرد لرزه‌ای دیوار برشی فولادی L شکل، تحت بارگذاری چرخه‌ای یک‌جهته و دوجبهته انجام شده است بر این اساس پیکربندی L شکل برای شبیه‌سازی بهتر پاسخ واقعی این سیستم تحت بار دوجبهته اتخاذ گردید. قبل از ایجاد نمونه‌های مورد مطالعه در نرم افزار اجزای محدود آباکوس، عملیات صحت‌سنجی انجام شد که در نهایت تطابق قابل قبولی با نتایج آزمایشگاهی مشاهده گردید. در ادامه "۱۴ مدل عددی"، تحت دو الگوی بارگذاری چرخه‌ای یک‌جهته و دوجبهته با در نظر گرفتن متغیرهایی نظیر تغییر در ضخامت ورق جان، تغییر در مقطع المانهای مرزی عمودی، استفاده از فولاد پرمقاومت در المانهای مرزی، استفاده از اتصالات ساده مفصلی و مقطع کاهش یافته، ایجاد و مورد تحلیل استاتیکی غیرخطی قرار گرفت. به منظور اعمال بار یک‌جهته از دستورالعمل بارگذاری ATC-24 و جهت بارگذاری دوجبهته از آیین نامه FEMA 461 استفاده گردید و پارامترهای لرزه‌ای مورد ارزیابی قرار گرفت. نتایج حاصل از تحلیل غیرخطی نشان داد نمونه‌های اجزای محدود تحت الگوی بار دوجبهته، افزایش مقاومتی حدود ۴۰ درصد و سختی حدود ۲۰ درصد نسبت به میانگین نتایج نمونه‌های تحت بارگذاری یک‌جهته داشته اما اتلاف انرژی حدود ۷۰ درصد کمتر از نمونه با بارگذاری یک‌جهته بدست آمد.

کلمات کلیدی: بارگذاری یک‌جهته، بارگذاری دوجبهته، دیوار برشی فولادی L شکل، تحلیل استاتیکی غیرخطی، بارگذاری چرخه‌ای

| شناسه دیجیتال: | | سابقه مقاله: | | | | |
|----------------|---|--------------|------------------------|------------|-----------------|------------|
| doi: | https://doi.org/10.22065/jsce.2023.376326.2992 | چاپ | انتشار آنلاین | پذیرش | بازنگری | دریافت |
| | 10.22065/jsce.2023.376326.2992 | ۱۴۰۳/۰۱/۳۱ | ۱۴۰۲/۰۳/۲۱ | ۱۴۰۲/۰۳/۲۱ | ۱۴۰۲/۰۳/۰۴ | ۱۴۰۱/۰۹/۲۰ |
| | | | فرهنگ فرحبید | | *نویسنده مسئول: | |
| | | | farahbod.f@wtiau.ac.ir | | پست الکترونیکی: | |

۱- مقدمه

مطالعات آزمایشگاهی و عددی انجام شده در سه دهه گذشته نشان داده است که دیوار برشی فولادی یک سیستم موثر و اقتصادی برای مقاومت در برابر بارهای جانبی باد و زلزله است. طراحی مناسب این دیوارها، شکل پذیری بیشتر، سختی زیاد، چرخه هیستریزس پایدار و ظرفیت جذب انرژی بیشتری را در پی خواهد داشت. در این تحقیق سیستم دیوار برشی فولادی L شکل، متشکل از دو دیوار فولادی متعامد بدون سخت کننده با جان نازک و دارای دو المان مرزی عمودی غیر مشترک لبه‌ای و یک المان مرزی عمودی میانی می‌باشد. در دیوار برشی L شکل، تنش‌های کششی در مسیر رسیدن به المان مرزی میانی متصل به دو دیوار متعامد کاهش پیدا می‌کند و این امر موجب عملکرد بهتر در آن ناحیه می‌شود به طوری که المان مرزی عمودی مشترک بین دو دیوار متعامد مقاومت بیشتری نسبت به المان لبه‌ای غیرمشترک داشته و در حالت کلی می‌تواند ظرفیت برشی و مقاومت بالاتری نسبت به دیوار برشی فولادی معمول از خود نشان دهد [۱]. با توجه به خطر لرزه خیزی بالا در کشورهایی چون ژاپن، ایالات متحده، کانادا و ایران نیاز به مقاوم سازی بسیاری از ساختمان‌ها در برابر زلزله، استفاده از سیستم دیوار برشی فولادی با پیکربندی L شکل به دلیل سختی و مقاومت بالا مناسب و مقرون به صرفه به نظر می‌رسد و می‌تواند نسبت به مدل‌های معمول رفتار بهتری در مقابل زلزله از خود نشان دهد. در اوایل دهه‌ی ۸۰ میلادی با آغاز تحقیقات پایه، محققینی چون کولاک^۱ و توربرن^۲ [۲] و ارائه مدل تحلیل نواری توسط این محققین، استفاده از دیوار برشی‌های فولادی بدون سخت کننده به سبب مقاومت فراکمانشی قابل توجه این سیستم، نظر پژوهشگران زیادی را به خود جلب نمود و بر اساس همین تحقیقات پایه، آیین نامه‌های فولاد کانادا و آمریکا ضوابطی را برای تحلیل دیوارهای برشی فولادی با جان نازک ارائه نمودند. در سال ۲۰۰۸ تحقیقاتی توسط مایکل برونو^۳ [۳] در کشور آمریکا صورت گرفت که در آن از اتصالات RBS^۴ بین تیر و ستون استفاده شد، نتایج تحقیق‌های انجام شده حاکی از آن بود که مقدار شکل پذیری، حداکثر برش پایه و جذب انرژی در اتصالات RBS بیشتر از اتصال ساده می‌باشد. همچنین خرازی و همکارانش [۴] در سال ۲۰۱۰ روش اصلاح شده اندرکنش ورق و قاب را به منظور تحلیل دیوار برشی فولادی ارائه کردند که اندرکنش بین رفتار برشی و خمشی سیستم را به خوبی تشریح کرده و در مقایسه با نتایج آزمایشگاهی متعدد سازگاری خوبی از خود نشان داد. صبوری قمی و همکارانش [۵] در سال ۲۰۱۱ اثر بازشوهای متقارن در رفتار دیوارهای برشی فولادی را بررسی نمودند نتایج نشان داد با افزایش مساحت بازشوها در تمامی نمونه‌ها کاهش ظرفیت باربری و انرژی جذب شده محسوس است. همچنین تحقیقاتی در سالهای اخیر به منظور چگونگی عملکرد تقاطع دو دیوار برشی متعامد در رفتار کلی آن انجام شده است به طور مثال در سال ۲۰۱۲، وی لی^۵ و کینگ نینگ لی^۶ [۶]، تحقیقاتی بر روی یک دیوار برشی L شکل بتنی انجام دادند که نتایج بیانگر عملکرد لرزه‌ای بهتر نمونه L شکل در مقایسه با مدل سنتی بود. امامی و همکاران [۷] در سال ۲۰۱۳ بر روی رفتار چرخه‌ای دیوار برشی فولادی دوزنقه‌ای و همچنین دیوار برشی فولادی سخت نشده تحقیق نمودند این مطالعه تجربی برای مقایسه سختی، نسبت انعطاف پذیری و ظرفیت جذب انرژی سه نوع دیوار برشی مختلف شامل دیوار برشی سخت نشده، دیوار برشی موجدار دوزنقه‌ای عمودی و دیوار برشی موجدار دوزنقه‌ای افقی انجام شد نتایج نشان داد مقاومت نهایی نمونه سخت نشده تقریباً ۱۷ درصد نسبت به نمونه‌های موجدار بزرگتر بوده و ظرفیت جذب انرژی، نسبت انعطاف پذیری و سختی اولیه نمونه‌های موجدار تقریباً ۴۰، ۵۲ و ۲۳ درصد در مقایسه با نمونه سخت نشده بیشتر است. حسین‌نژاد و تهرانی‌زاده [۸] در سال ۲۰۱۴ تحقیقاتی بر روی دیوارهای برشی فولادی با تعداد طبقات مختلف و نسبت عرض به ارتفاع متفاوت انجام دادند، آنها نتیجه گرفتند که تسلیم ورق در پانل‌های با تعداد طبقات کمتر خیلی زودتر از قاب پیرامونی انجام می‌گیرد در حالی که در تعداد طبقات زیاد تسلیم کامل ورق به تعویق می‌افتد. در سال ۲۰۱۵ مرادی‌نژاد و همکارانش [۹] به بررسی تاثیر موقعیت قرارگیری دیوار برشی فولادی، بر خرابی پیشرونده پرداختند نتایج حاصل از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی نشان داد که قرارگیری دیوار برشی فولادی در کنج پلان منجر به رفتار بهتر سازه در برابر تخریب پیشرونده می‌گردد. در سال ۲۰۱۶ شیائومنگ ژانگ^۷ و همکارانش [۱۰] تحقیق آزمایشگاهی بر روی یک

¹ Kulak

² Thorburn

³ Michel Bruneau

⁴ Reduced Beam Section

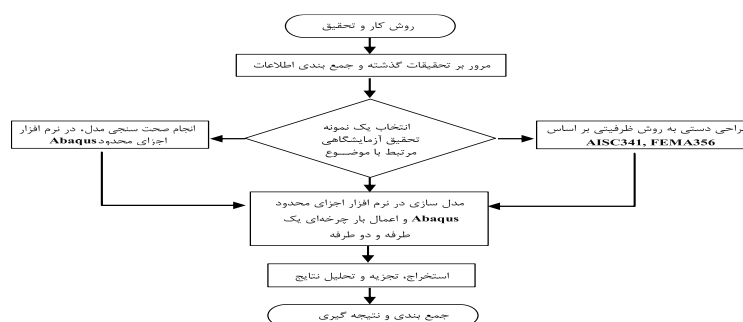
⁵ Wei Li

⁶ Qing-ning Li

⁷ Xiaomeng Zhang

دیوار برشی فولادی مرکب T شکل با هدف ارزیابی مقاومت، سختی، تغییرشکل، شکل پذیری و ظرفیت اتلاف انرژی آن انجام دادند، نتایج نشان داد که نسبت نیروی محوری و جزئیات پیکربندی دیوار تأثیر قابل توجهی بر کل رفتار پسماند خواهد داشت. همچنین در سال ۲۰۱۷ حمیدی پور و همکارانش [۱۱] به بررسی دیوار برشی فولادی بازشودار تحت تأثیر بار انفجار پرداختند که در این تحقیق برخی پارامترهای اصلی تأثیرگذار بر رفتار غیرخطی دیوار برشی فولادی بازشودار و بدون بازشو مورد مطالعه قرار گرفته و با مقایسه پارامترهای خروجی آنها اثر بازشو بر رفتار دیوار برشی فولادی تحت بارگذاری انفجار بررسی شد. در سال ۲۰۱۸ مجید قلهکی و همکاران [۱۲] به بررسی شاخص آسیب دیوارهای برشی ورق فولادی پرداختند، در این راستا ۲۷ قاب شامل ۱۸ قاب با سیستم باربر جانبی از نوع دیوار برشی فولادی نازک و همچنین ۹ قاب خمشی فولادی ویژه با سه ارتفاع مختلف در پیکربندی های کوتاه، میانی و بلند مورد تجزیه و تحلیل قرار گرفت شاخص خرابی هر قاب برای سطوح مختلف عملکرد با استفاده از چهار شاخص پارک و انگ، تغییر مکان نسبی حداکثر، شکل پذیری و شکل پذیری پلاستیک محاسبه شد. مشاهدات نشان داد که شاخص خسارت برای قاب با سیستم باربر جانبی دیوار برشی فولادی در قاب های بلندتر نسبت به دیگر قابها نتایج مناسب تری را ارائه نموده است. در سال ۲۰۱۹ قمری و همکاران [۱۳] با جدا نمودن ورق دیوار فولادی از المان مرزی ستون و قرار دادن سخت کننده در دو سمت ورق دیوار فولادی توانستند از اعمال نیروی برشی زیاد به ستونها جلوگیری کنند، همچنین مناسب ترین زاویه برای ورق دیوار فولادی برابر با ۶۰ درجه پیشنهاد شد. در مطالعه آزمایشگاهی و عددی صورت گرفته توسط ازندریانی و همکاران [۱۴] در سال ۲۰۲۰ بر روی دیوارهای برشی فولادی شامل ورقهای با تنش تسلیم پایین نشان داد که استفاده از اتصال صلب و مفصلی تیر به ستون می تواند بر عملکرد و جذب انرژی سیستم دیوار فولادی تأثیر بگذارد و مشخصات مصالح ورقهای دیوار فولادی می تواند تأثیر چنین ارتباطی را مشهودتر نماید. همچنین در سال ۲۰۲۱، کنارنگی و همکاران [۱۵] رفتار چرخه ای دیوار برشی کامپوزیت با شکل مقطع C را با هدف تعیین میزان مقاومت و ظرفیت جابجایی نسبی تحت بار جانبی، مورد بررسی قرار دادند که نتایج ارزشمندی در خصوص چگونگی رفتار لرزه ای این مدل و توسعه دستورالعمل های طراحی در ساختمانهای فولادی بلند مرتبه به همراه داشت. در سال ۲۰۲۲ جیان لی^۸ و همکاران [۱۶] طی یک مطالعه آزمایشگاهی و عددی، پنج نمونه دیوار برشی کامپوزیت با مقطع L شکل (دو نمونه با فلنج پهن و سه نمونه با فلنج باریک) را تحت بارگذاری چرخه ای قرار دادند که با توجه به نتایج آزمایش، عملکرد پسماند، سختی، کاهش ظرفیت باربری، اتلاف انرژی، شکل پذیری چرخه ای و رفتار تأخیر برشی به تفصیل مورد بررسی قرار گرفت علاوه بر این، مدل های اجزای محدود توسط نرم افزار اجزای محدود ABAQUS تولید شدند در نهایت نمونه های با فلنج پهن ظرفیت باربری و سختی اولیه بالاتری را نشان دادند در حالی که نمونه های با فلنج باریک، شکل پذیری چرخه ای و ظرفیت اتلاف انرژی بهتری داشتند.

با توجه به مطالعه مراجع فوق، اکثر تحقیقات انجام شده با تمرکز بر دیوار برشی فولادی ساده و تحت بارگذاری چرخه ای یک جهته انجام شده و مطالعات بسیار محدودی در خصوص رفتار دیوار برشی فولادی با مقطع L شکل تحت بارگذاری چرخه ای انجام پذیرفته است، لذا در پژوهش حاضر سعی شده است با استفاده از یک روش عددی مناسب و کارآمد به بررسی ارتباط شکل مقطع این سیستم نوین و الگوی بارگذاری یک جهته و دوجته بر عملکرد لرزه ای و مقایسه پاسخ های سازه ای آنها با یکدیگر پرداخته شود.

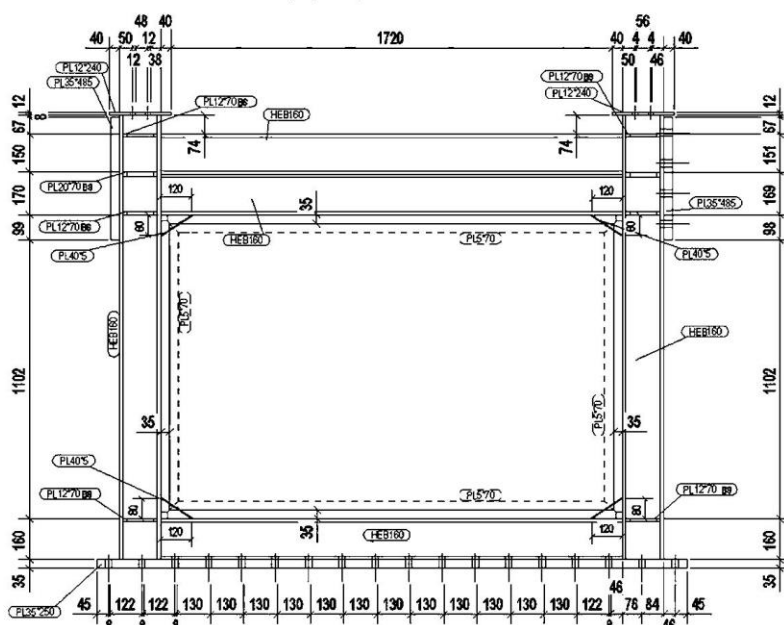


شکل ۱: نمودار روندنمای مراحل انجام تحقیق

⁸ Jian Li

۱-۱ اعتبار سنجی شبیه سازی های عددی

در این تحقیق به منظور اطمینان از صحت نتایج مدل سازی از مقاله عرفان علوی- فریبرز ناطقی [۱۷] که در سال ۲۰۱۲ طی یک کار آزمایشگاهی در پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی تهران^۹ به بررسی رفتار^۹ نمونه دیوار برشی فولادی با مشخصات مختلف پرداختند، بهره گرفته شد. همچنین جهت مدل سازی در نرم افزار اجزای محدود، از نمونه دیوار برشی فولادی ساده بدون سخت کننده "SPSW2" استفاده گردید. به این منظور، نمونه در نرم افزار اجزای محدود آباکوس^{۱۰} مدل سازی شد. این نرم افزار از توانایی بالایی در تحلیل های غیرخطی برخوردار است. در این راستا ابتدا اعضای تشکیل دهنده دیوار برشی فولادی شامل تیر، ستون و ورق فولادی با المان ۴ گره ای پوسته ای^{۱۱} مدل شد سپس در کنار یکدیگر قرار گرفت و برای اتصال به یکدیگر تمام المان ها با یکدیگر یکپارچه گردید. در شکل ۱ مشخصات هندسی و نمایه کلی نمونه آزمایش شده نشان داده شده است.



شکل ۲: جزئیات نمونه آزمایشگاهی SPSW2 مورد استفاده جهت صحت سنجی [۱۷]

جدول ۱: مشخصات مصالح مدل صحت سنجی دیوار برشی فولادی SPSW2

| ضخامت جان (t) (mm) | عرض بال (b) (mm) | ارتفاع جان (h) (mm) | نسبت پواسون | تنش نهایی | تنش تسلیم | مدول الاستیسیته (Gpa) | اجزای سازه ای |
|--------------------------|------------------------|---------------------------|-------------|-----------|-----------|-----------------------------|--------------------------------|
| | | | | (Mpa) | (Mpa) | | |
| ۰/۸ | - | ۱۵۰۰ | ۰/۳ | ۵۰۰ | ۲۸۰ | ۲۰۷ | (Web Plate) صفحه ورق جان دیوار |
| ۱۳ | ۱۶۰ | ۱۶۰ | ۰/۳ | ۴۵۰ | ۴۰۰ | ۲۰۷ | (VBE) المان های مرزی قائم |
| ۱۳ | ۱۶۰ | ۱۶۰ | ۰/۳ | ۴۵۰ | ۴۰۰ | ۲۰۷ | (HBE) المان های مرزی افقی |

پس از آماده سازی شرایط آزمایش جهت بارگذاری چرخه ای نمونه، از دستورالعمل بارگذاری ATC-24 استفاده شد [۲۱]. این استاندارد یکی از قدیمی ترین دستورالعمل های تدوین شده در ایالات متحده آمریکا در حوزه ارزیابی لرزه ای به شمار می رود که در آن از جابجایی تسلیم به عنوان پایه ای برای افزایش دامنه بارگذاری استفاده می گردد.

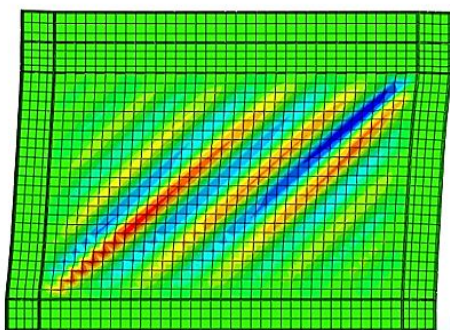
^۹ IIEES

^{۱۰} ABAQUS

^{۱۱} S4R

۲- صحت‌سنجی مدل‌سازی نمونه SPSW2 در نرم‌افزار ABAQUS

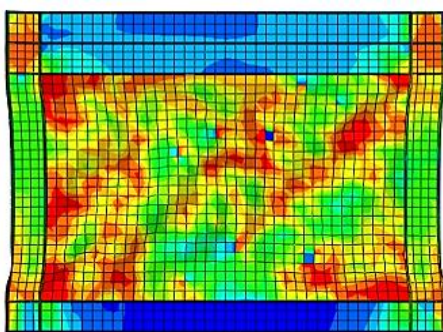
این دیوار برشی فولادی یک نمونه با ورق نازک بدون سخت‌کننده بوده که در این تحقیق به منظور صحت‌روند مدل‌سازی استفاده گردید. پاسخ‌ها تا حدود دریفت ۰/۰۴٪ در محدوده نزدیک الاستیک بود و پدیده کمانش موجی شکل در ورق داخلی در حدود دریفت ۰/۱۸٪ ظاهر شد. شکل ۳ نمونه را در دریفت ۲/۵٪ نشان داده است. در چرخه ۲۶ مقاومت برشی نمونه به ۷۶۵ کیلونیوتن در ۶۰ میلی‌متر جابجایی افقی رسید و سرانجام نمونه مقدار ۴/۶٪ دریفت را تحمل نمود و آزمایش در چرخه ۲۸ متوقف شد، شکل ۵ نمونه را در وضعیت نهایی نشان داده است، تعدادی پارگی موضعی و گسیختگی در جوشهای شیاری فیش پلیت‌ها در چهار گوشه رخ داد.



شکل ۴: تشکیل میدان کشش قطری در ورق فولادی هنگام تحلیل



شکل ۳: تشکیل میدان کشش قطری نمونه SPSW2 در آزمایشگاه [۱۷]



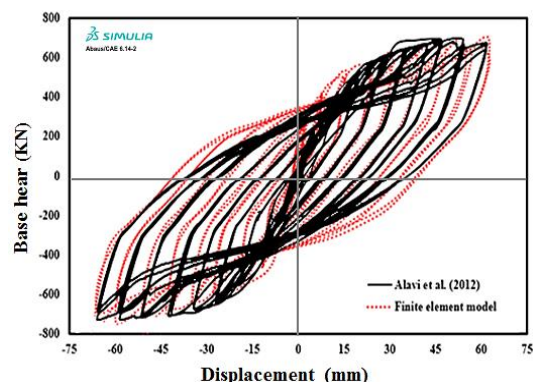
شکل ۶: توزیع تنش در حالت بارگذاری چرخه‌ای در انتهای تحلیل



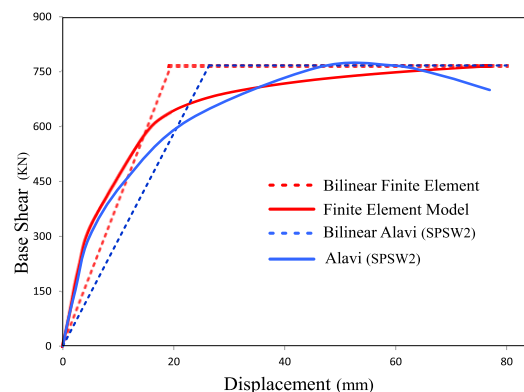
شکل ۵: تغییر شکل پلاستیک ستون نمونه SPSW2 در دریفت ۴/۵۶٪ [۱۷]

به منظور مدل‌سازی نمونه SPSW2 در نرم‌افزار آباکوس ابتدا اعضای تشکیل دهنده دیوار برشی فولادی شامل تیر، ستون و ورق فولادی، با المان ۴ گره‌ای پوسته‌ای مدل شدند سپس در کنار یکدیگر قرار گرفتند و برای اتصال به هم تمام المان‌ها با یکدیگر یکپارچه شدند. در ادامه جهت اتصال ورق فولادی به المان‌های مرزی و همچنین اتصال تیر به ستون از قید tie جهت شبیه‌سازی جوش نفوذی کامل استفاده گردید. برای شبیه‌سازی نقص اولیه در دیوار برشی فولادی قبل از تحلیل اصلی یک تحلیل کمانشی انجام شد. در ادامه مدل‌سازی و به منظور شبیه‌سازی رفتار مدل اجزا محدود با نمونه آزمایشگاهی، درجات آزادی بال پایینی تیر در تراز پایه مقید شد. همچنین برای رفتار دو بعدی قاب و شبیه‌سازی مهار عمود بر صفحه، چشمه اتصالات تیر در راستای عمود بر صفحه مقید شد. با توجه به مقید بودن انتهای نمونه به کف در مدل آزمایشگاهی SPSW2، هنگام مدل‌سازی در نرم‌افزار، شرایط گیرداری بالا و پایین دیوار برشی را مشخص کرده و در بالا و پایین دیوار برشی درجات آزادی تعیین شد، به این منظور از گزینه Displacement/Rotation استفاده گردید که هر شش درجه آزادی انتقالی و دورانی را متناسب با شرایط مدل آزمایشگاهی مسدود کرده و همچنین برای ایجاد شرایط مشابه مدل آزمایشگاه در قسمت المان‌های مرزی فوقانی کلیه درجات آزادی به غیر از حرکت در جهت X حول محور خارج از صفحه، باز گذاشته شد و گره‌های خارجی بال‌ها در پیرامون چشمه اتصال در برابر تغییرمکان در جهت X مهار گردیدند. برای انجام تحلیل استاتیکی غیر خطی در حالت رفت و برگشتی از حلگر Abaqus/Explicit استفاده شد این حلگر نسبت به حلگر استاندارد از سرعت بالاتری برخوردار می‌باشد در همین راستا بار رفت و

برگشتی مطابق با دستورالعمل بارگذاری ATC-24 به نرم افزار معرفی شد و سپس به وسط تیرهای دویل اعمال شد. نوع بارگذاری با توجه به شرط مرزی تعریف شده از نوع جابجایی کنترل در نظر گرفته شد. در هنگام آزمایش، تاریخچه بارگذاری تغییرمکان، توسط جک به وسط تیر بالایی اعمال گردید. این روش بارگذاری در نرم افزار، با در نظر گرفتن یک گره مرجع در وسط جان تیر بالایی که تاریخچه بارگذاری به آن اعمال شد مدل گردید. برای توزیع نیروی این نقطه بر روی سطحی که در عمل نیرو به آن اعمال می شد، سطح مذکور و گره مرجع توسط گزینه Coupling به یکدیگر بسته شد و نیرو و تغییرمکان این گره برای مقایسه با نتایج آزمایشگاهی ثبت گردید. پس از تعریف بارها و شرایط تکیه گاهی، مدل مورد نظر مش بندی گردید و به المانهای کوچک تبدیل شد تا نرم افزار بتواند ماتریس سختی برای هر المان تشکیل داده و این ماتریس سختی ها را اسمبل و مطابق با نیروهای گره ای، تحلیل را انجام داده و نیروها و تغییر شکل های المانها را بدست آورد. برای مش بندی ابتدا از مش با ابعاد مختلف استفاده شد و در نهایت با مقایسه نتایج مشخص شد که مش با اندازه ۵۰ میلی متر بهترین عملکرد را دارا است. مش های بزرگتر باعث افزایش مقاومت نهایی مدل نسبت به نمونه آزمایشگاهی خواهد شد و در مش های کوچکتر با افزایش زمان تحلیل، نتایج با مش به اندازه ۵۰ میلی متر یکسان شد. برای مقطع تیر و ستون از مش به اندازه ۴۰ میلی متر استفاده شد. اما برای ورق فولادی و نیز تیر و ستون در طول از همان اندازه مش ۵۰ میلی متر استفاده گردید.



شکل ۸: همپوشانی مدل اجزای محدود و مدل آزمایشگاهی



شکل ۷: مقایسه منحنی نیرو- تغییرمکان و دوخطی حاصل از تحلیل بارافزون مدل اجزای محدود و آزمایشگاه

در شکل ۷ مقایسه منحنی نیرو- تغییرمکان حاصل از تحلیل بارافزون مدل اجزای محدود و آزمایشگاه و در شکل ۸ نیز منحنی هیستریزیس مدل تحلیلی به همراه مدل آزمایشگاهی آورده شده است، با مقایسه نتایج می توان ملاحظه نمود که سختی اولیه مدل اجزای محدود، به میزان بسیار کمی از سختی اولیه مدل آزمایشگاهی بیشتر است. همانطور که در شکل ۷ نشان داده شده مقدار بار نهایی دو مدل، اختلاف اندکی با یکدیگر دارند با توجه به اینکه مقدار مقاومت نهایی در نمونه آزمایشگاهی علوی برابر ۷۶۷/۲ کیلو نیوتن و نمونه اجزای محدود برابر با ۷۶۵/۱ کیلو نیوتن می باشد میزان خطای صحت سنجی برابر ۰/۲۸ درصد بدست آمد که بیانگر تطابق رضایت بخش بین منحنی های چرخه ای آزمایشی و تحلیل عددی خواهد بود. با توجه به تطابق قابل قبول نتایج، می توان نتیجه گیری کرد که مدل سازی و فرضیات در نظر گرفته شده در تحلیل، از دقت قابل قبولی برخوردار بوده و می توان از مدل سازی انجام شده برای بررسی پارامترهای مختلف استفاده نمود.

۳- مدل سازی نمونه های مورد مطالعه

در این تحقیق ۷ مدل دیوار برشی فولادی L شکل تحت دو نوع الگوی بارگذاری یک جهته و الگوی بارگذاری دوجهته در مجموع ۱۴ مدل با توجه به پارامترهایی نظیر ضخامت ورق جان، شکل مقطع المانهای مرزی عمودی، نوع فولاد مصرفی و نحوه اتصال المانهای مرزی افقی و عمودی به یکدیگر انتخاب و مدل سازی شدند. جهت ارزیابی رفتار این مدل ها ابتدا نمونه های اصلی (شاهد) طراحی شده و در ادامه نمونه های مورد بررسی با توجه به مشخصات نمونه های اصلی و اعمال پارامترهای مذکور ایجاد گردید.

۳-۱ طراحی مقاطع با استفاده از روش ظرفیتی

در آیین نامه طراحی لرزه‌های سازه‌های فولادی آمریکا^{۱۲} دیوارهای برشی فولادی بدون سخت‌کننده و با ورق نازک جان، عموماً به عنوان دیوارهای برشی فولادی ویژه طراحی می‌شوند، این آیین نامه شامل ضوابط طراحی برای دیوارهای برشی فولادی ویژه و برای مناطق با خطر لرزه‌خیزی بالا می‌باشد [۱۸]. این دیوارها دارای جان نازک هستند که قادرند نیروهای کششی بزرگ را تحمل نمایند اما مقاومت فشاری آنها بسیار کم و ناچیز و در حد صفر است. در این روش، ورق فولادی برای تحمل صد درصد برش طبقه طراحی می‌شود و از مشارکت قاب پیرامونی در انتقال برش طبقه صرف نظر می‌گردد، در ضوابط لرزه‌های آیین نامه فولاد آمریکا و راهنمای طراحی دیوارهای برشی فولادی^{۱۳}، طراحی تیرها و ستون‌ها به میزان نیروهای وارده ناشی از میدان کششی وابسته می‌باشد به عبارت دیگر افزایش ضخامت ورق فولادی، نیروی انتقالی ناشی از میدان کشش ورق به المان‌های مرزی دیوار را افزایش می‌دهد که منجر به افزایش ابعاد ستون‌ها می‌گردد. طراحی‌های معمولی نشان داده‌اند که زاویه تنش کششی از ۳۰ درجه تا ۵۵ درجه تغییر می‌کند. در این تحقیق دیوار برشی فولادی جزئی از سیستم باربری جانبی در یک ساختمان ۱۵ طبقه با سیستم قاب خمشی دوگانه متشکل از قاب خمشی فولادی و دیوار برشی فولادی فرض شده و طراحی مقاطع بر این اساس انجام پذیرفته است. طراحی اولیه ضخامت ورق جان براساس یک زاویه مفروض α محاسبه گردیده است. با فرض $\alpha=30^\circ$ درجه زاویه تنش کششی و داشتن طول و ارتفاع دیوار برشی فولادی ابتدا با استفاده از رابطه (F5-1) آیین نامه AISC 341-16 یک ضخامت اولیه برای ورق جان بدست آمد.

$$t_w \geq \frac{V_u}{\phi 0.42 F_{y(\text{Plate})} L_{cf} \sin(2\alpha)} \quad (1)$$

در رابطه ۱ پارامتر t_w ضخامت طراحی ورق جان، V_u مقاومت برشی مورد نیاز و L_{cf} فاصله خالص پانل جان بین بالهای المانهای مرزی قائم است. پس از تعیین ضخامت ورق جان، انتخاب اولیه المانهای مرزی قائم بر اساس سختی مورد نیاز داده شده در بخش F5-4a آیین نامه AISC 341-16 انجام پذیرفت.

$$I_c \geq 0.00307 \frac{t_w h^4}{L} \quad (2)$$

در رابطه ۲، I_c ممان اینرسی المان مرزی قائم، عمود بر خط ورق جان بوده، L فاصله بین خطوط مرکزی المانهای مرزی قائم و h فاصله بین خطوط مرکزی المانهای مرزی افقی است که در نهایت مقاطع المانهای مرزی عمودی بر اساس ممان اینرسی حداقل حاصل شده است. در ادامه به منظور طراحی اولیه المانهای مرزی افقی نیروی اعمالی از طرف ورق جان از زاویه α انتخابی به دست آمده است. در آیین نامه AISC 341-16 پیشنهاد شده است المانهای مرزی افقی یک سختی حداقلی را شبیه به آنچه برای المانهای مرزی قائم می‌باشند تامین نماید. در این رابطه $t_w \Delta$ اختلاف در ضخامت ورق جان بالا و پایین المان مرزی افقی است.

$$I_{HBE(\text{req})} \geq 0.003 \frac{\Delta t_w L^4}{h} \quad (3)$$

پس از محاسبه و طراحی مقاطع المانهای مرزی قائم و افقی و تعیین ضخامت جان، مجدداً زاویه میدان کششی قطری بر اساس مقاطع طراحی شده محاسبه گردید، به این منظور از رابطه ۲-۱۷ آیین نامه AISC 341 استفاده شده است.

$$\tan^4(\alpha) = \frac{1 + \frac{t_w L}{2A_c}}{1 + t_w h \left(\frac{1}{A_b} + \frac{h^3}{360I_c} \right)} \quad (4)$$

در رابطه ۴، I_c و A_c به ترتیب سطح مقطع و ممان اینرسی ستونهای کناری، h ارتفاع طبقه و A_b سطح مقطع تیر است.

¹² AISC 341-16¹³ Design Guide 20

جدول ۲: مشخصات مقاطع نمونه شاهد دیوار برشی فولادی

| نمونه شاهد | المان مرزی افقی (HBE) | المان مرزی قائم (VBE) | ورق جان (WP) | زاویه میدان کشش قطری (α) |
|---|-----------------------|-----------------------|--------------|-----------------------------------|
| SL ₁ [*] , SF ₁ [*] | ۲۵×۱۸×۳۴×۴۰۰-PG | ۴۰×۳۴۰-BOX | ۱۱×۴۶۶۰-PL | ۹/۵ درجه |

۳-۲ نمونه‌های تحلیلی ایجاد شده در نرم افزار ABAQUS

جهت ارزیابی و مقایسه رفتار نمونه‌های دیوار برشی فولادی L شکل تحت الگوی بار دوجبهته و یک‌جبهته مطابق جدول ۲، ابتدا نمونه اصلی (شاهد) ساخته شد و مورد تحلیل غیرخطی شبه‌استاتیکی با استفاده از حلگر Abaqus/Standard قرار گرفت، در ادامه نمونه‌های جدید از روی مدل‌های اصلی با توجه به تغییر در پارامترهایی نظیر ضخامت ورق جان، شکل هندسی مقطع، نوع فولاد مصرفی در المانهای مرزی، مقطع کاهش یافته در المانهای مرزی افقی، مدل‌سازی و مورد بررسی قرار گرفتند.

جدول ۳: پارامترهای موثر در ایجاد نمونه‌های تحلیلی

| ردیف | مؤلفه تعیین‌کننده | متغیر |
|------|------------------------------|---|
| ۱ | تغییر در ضخامت ورق جان | ضخامت‌های ۹mm, ۱۳mm, ۱۱mm |
| ۲ | نوع اتصال تیر به ستون | اتصال مفصلی ساده (Simple Joint)، اتصال گیردار کامل تیر با مقطع کاهش یافته (RBS) |
| ۳ | فولاد مصرفی در المانهای مرزی | فولاد نرمه (ST37)، فولاد پرمقاومت (ST52) |
| ۴ | شکل مقطع المانهای مرزی عمودی | BOX, HEB |

جدول ۴: مشخصات نمونه‌های عددی دیوار برشی فولادی L شکل

| مشخصات نمونه‌های تحلیلی | ورق جان (mm) | المان مرزی افقی (mm) | المان مرزی عمودی (mm) | الگوی بارگذاری نمونه‌های عددی | |
|---|--------------|----------------------|-----------------------|-------------------------------|------------------------------|
| | | | | دوجبهته | یک‌جبهته |
| نمونه دارای ضخامت ورق جان ۱۱ میلی‌متر | ۱۱×۴۶۶۰-PL | ۲۵×۱۸×۳۴×۴۰۰-PG | ۴۰×۳۴۰-BOX | SL ₁ [*] | SF ₁ [*] |
| نمونه دارای ضخامت ورق جان ۱۳ میلی‌متر | ۱۳×۴۶۶۰-PL | ۲۵×۱۸×۳۴×۴۰۰-PG | ۴۰×۳۴۰-BOX | SL ₂ | SF ₂ |
| نمونه دارای ضخامت ورق جان ۹ میلی‌متر | ۹×۴۶۶۰-PL | ۲۵×۱۸×۳۴×۴۰۰-PG | ۴۰×۳۴۰-BOX | SL ₃ | SF ₃ |
| نمونه با اتصال RBS تیر به ستون | ۱۱×۴۶۶۰-PL | ۲۵×۱۸×۳۴×۴۰۰-PG | ۴۰×۳۴۰-BOX | SL ₄ | SF ₄ |
| نمونه با اتصال ساده تیر به ستون | ۱۱×۴۶۶۰-PL | ۲۵×۱۸×۳۴×۴۰۰-PG | ۴۰×۳۴۰-BOX | SL ₅ | SF ₅ |
| نمونه دارای فولاد پرمقاومت ST52 در ستون | ۱۱×۴۶۶۰-PL | ۲۵×۱۸×۳۴×۴۰۰-PG | ۴۰×۳۴۰-BOX | SL ₆ | SF ₆ |
| نمونه دارای مقطع HEB در ستون | ۱۱×۴۶۶۰-PL | ۲۵×۱۸×۳۴×۴۰۰-PG | ۴۲×۳۰×۴۰۰×۳۴۰-HEB | SL ₇ | SF ₇ |

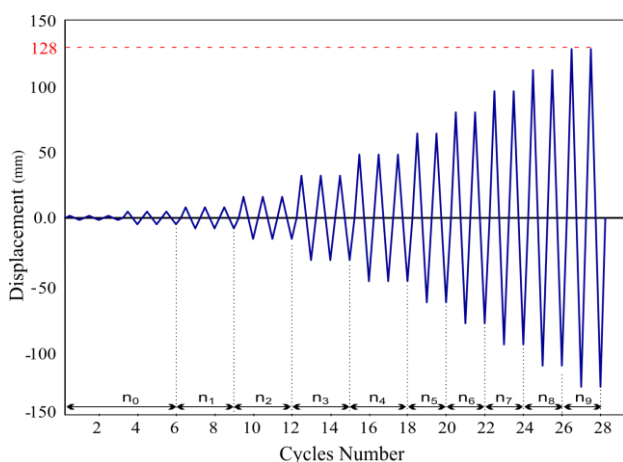
پس از مدل‌سازی نمونه‌های مورد تحقیق، مش‌بندی و معرفی شرایط مرزی و اولیه در نرم افزار اجزای محدود ABAQUS، بارگذاری و تحلیل بر روی نمونه‌ها انجام شد.

۳-۳ بارگذاری چرخه‌ای نمونه‌ها

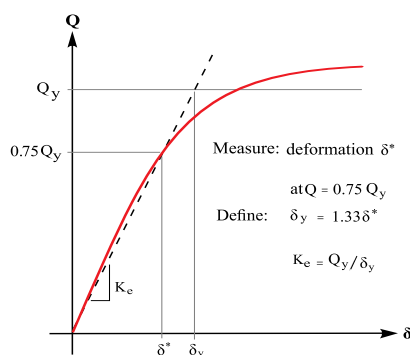
در این تحقیق به منظور اعمال بار یک‌جبهته^{۱۴} بر روی نمونه‌های اجزای محدود SF₁^{*} تا SF₇ از دستورالعمل بارگذاری^{۱۵} ATC-24 و جهت بارگذاری دوجبهته بر روی نمونه‌های SL₁^{*} تا SL₇ از آیین‌نامه FEMA 461 مطابق با الگوی بار پیشنهادی استفاده شد.

¹⁴ Unidirectional Loading¹⁵ protocol

استاندارد ATC-24 یکی از قدیمی ترین دستورالعمل‌های تدوین شده در ایالات متحده آمریکا در حوزه ارزیابی لرزه‌ای به شمار رفته که در آن از جابجایی تسلیم به عنوان مبنایی برای افزایش دامنه بارگذاری استفاده شده است.



شکل ۱۰: تاریخچه بارگذاری چرخه‌ای یک‌جهته (ATC24)



شکل ۹: تعیین مقادیر نیرو تغییر مکان تسلیم و سختی الاستیک (ATC24)

۳-۳-۱ بارگذاری چرخه‌ای یک‌جهته

به منظور تعیین تغییر مکان نقطه جاری شدن و استفاده از این پارامتر جهت تعیین تاریخچه بارگذاری چرخه‌ای یک‌جهته، ابتدا یک تحلیل استاتیکی غیرخطی بارافزون^{۱۶} انجام شد و پس از ترسیم منحنی نیرو-تغییر مکان، منحنی حاصله، دوخطی شده و با استفاده از روابط پیشنهادی آیین نامه ATC-24 و شکل ۹ ابتدا مقدار δ^* بدست آمده و δ_y با استفاده از نمودار و روابط زیر حاصل شد. Q_y مقاومت تسلیم سازه بوده و تخمین Q_y می‌تواند بر اساس نتایج حاصله از یک آزمایش با بارگذاری یکنواخت (بارافزون) بدست آید. جهت اعمال تاریخچه بارگذاری تغییر مکان، در Abaqus/Standard یک نقطه مرجع^{۱۷} در وسط تیر بالایی، مدل شد و برای توزیع نیروی این نقطه بر روی سطحی که در عمل نیرو به آن اعمال شده است، سطح مذکور و گره مرجع، توسط گزینه کوپلینگ^{۱۸} به یکدیگر بسته شدند به کمک این قید حرکت یک سطح به حرکت یک نقطه مقید شده است.

۳-۳-۲ بارگذاری چرخه‌ای دوجته

در این تحقیق جهت انجام بارگذاری دوجته رفت و برگشتی^{۱۹}، از آیین‌نامه FEMA 461^{۲۰} استفاده شد [۱۹]. استفاده از این دستورالعمل امکان شبیه‌سازی آثار لرزه‌ای محتمل در مقطع ستونهای دیوار برشی فولادی L شکل را فراهم می‌نماید. هنگامی که خسارت قابل توجهی تحت بارگذاری لرزه‌ای در جهات گوناگون پیش‌بینی شود، آزمایش می‌بایست تحت بارگذاری دوجته چرخه‌ای انجام گردد. تغییر شکل دوجته ممکن است به دنبال الگوی مداری شش ضلعی پیشنهاد شده در FEMA 461 اعمال شود بر این اساس آزمایش دوجته باید با استفاده از نسبت اولیه دریافت یک محوره^{۲۱} یعنی تاریخچه بارگذاری نشان داده شده در شکل ۱۱ شروع شود. به طور کلی روند بارگذاری چرخه‌ای دوجته و نحوه اعمال تاریخچه تغییر مکان حاصله به قاب در نمونه اصلی، به ترتیب زیر انجام پذیرفته است:

۱- انجام تحلیل بارافزون دوجته بر روی مدل اصلی و رسم منحنی نیرو-تغییر مکان تا دریافت نهایی ۲- استخراج تغییر مکان نقطه تسلیم (Φ_y) پس از دو خطی کردن منحنی نیرو-تغییر مکان ۳- پیاده سازی الگوی بارگذاری پیشنهادی FEMA 461 با داشتن تغییر مکان نقطه تسلیم (Φ_y) ۴- با توجه به شکل ۱۲ بارگذاری در چرخه اول و مرحله اول (i.1) از مرکز الگو در نقطه (o) به اندازه $\Phi_y/2$ آغاز شده و در مرحله دوم (ii.1) از چرخه اول به $\Phi_y/4$ می‌رسد و به همین ترتیب مطابق با الگو تا پایان چرخه اول در نقطه (a) ادامه پیدا

¹⁶ Pushover analysis

¹⁷ Reference Point

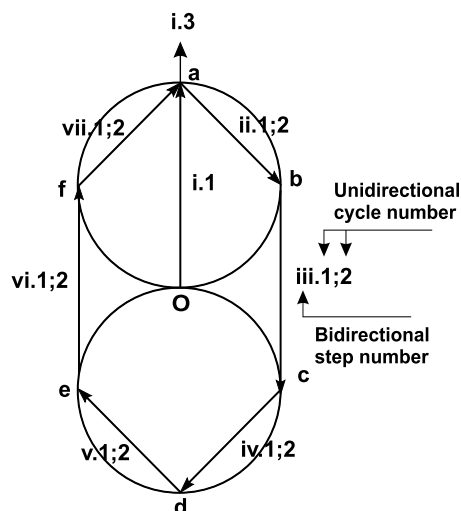
¹⁸ Coupling

¹⁹ Bidirectional Load Reversals

²⁰ Federal Emergency Management Agency

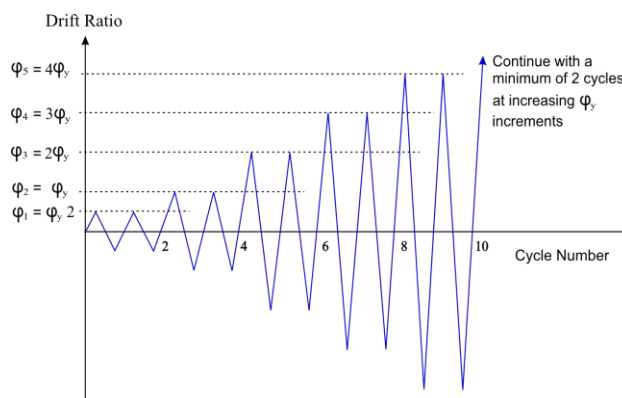
²¹ Unidirectional

می‌کند. ۵- چرخه اول و دوم بارگذاری از نظر تغییرمکان اعمال شده در شروع بارگذاری با یکدیگر برابر و به مقدار $\Phi/2$ می‌باشد ۶- چرخه‌های فرد برابر ۷ مرحله و چرخه‌های زوج برابر ۶ مرحله می‌باشد ۷- استخراج تاریخچه بارگذاری تا تغییرمکان نهایی در دو راستای اصلی و فرعی ۸- معرفی تاریخچه بارگذاری تغییرمکانی برای محورهای اصلی و فرعی به نرم‌افزار آباکوس به عنوان دو Amplitude مجزا جهت اعمال بار تغییرمکانی به نمونه اصلی.



شکل ۱۲: الگوی مداری (اوربیتال) دو چرخه اول برای بارگذاری

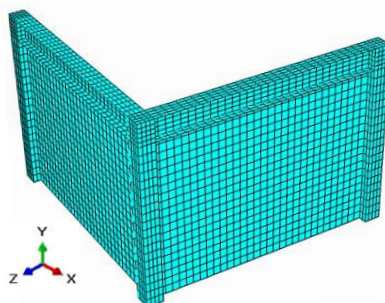
دوجته (FEMA461) [۱۹]



شکل ۱۱: تاریخچه بارگذاری تغییرشکل تحت بار رفت و برگشتی

۴- تحلیل عددی

در این تحقیق برای مدل‌سازی کلیه نمونه‌ها و اعضای آنها اعم از ورق جان دیوار و اعضای قاب پیرامونی، از المان پوسته‌ای چهارگره‌ای S4R و روش انتگرال‌گیری کاهش‌یافته استفاده شده است. هر گره دارای سه درجه آزادی انتقالی (u_x, u_y, u_z) و سه درجه آزادی دورانی ($\theta_x, \theta_y, \theta_z$) می‌باشد. المان S4R، چرخش‌های بزرگ و کرنش‌های اجزای محدود را در نظر گرفته و امکان تغییر در ضخامت را ایجاد می‌کند بنابراین برای تحلیل‌های با کرنش بزرگ و برای مصالحی که ضریب پواسون مؤثر آنها غیر صفر است و همچنین مواردی که غیرخطی شدن هندسی و غیرخطی شدن مواد ممکن است رخ دهد، مناسب می‌باشد. مشخصات مقاطع عرضی با استفاده از انتگرال‌گیری‌های متعددی در ضخامت صفحه، محاسبه می‌شود. المان S4R، از یک روش انتگرال‌گیری کاهش‌یافته استفاده می‌کند، به نحوی که فقط از یک نقطه انتگرال‌گیری در مرکز صفحه استفاده می‌کند. این روش می‌تواند نتایج دقیق تری را رقم بزند و در عین حال نسبت به حالت استفاده از المان‌هایی که بصورت کامل انتگرال‌گیری در آنها انجام می‌شود و به خصوص در مسائل سه بعدی، زمان تحلیل را به مراتب کاهش خواهد داد.



شکل ۱۳: مدل مش‌بندی شده دیوار برشی فولادی L شکل

به منظور در نظر گرفتن نقص عضو و تامین شرایط اولیه قبل از بارگذاری، ابتدا یک تحلیل کمانشی برای تعیین ۴ مود اول کمانش ورق جان صورت پذیرفت. همچنین جهت جلوگیری از کمانش خارج از صفحه درجات آزادی چشمه اتصال تیر بالایی در برابر تغییرمکان خارج از صفحه بسته شد و شرایط تکیه‌گاهی پای ستون‌ها نیز بصورت گیردار فرض شد و درجات آزادی آنها بسته شد. در هر دو روش اعمال بار

دیوار برشی تحت بارگذاری رفت و برگشتی قرار گرفت و تحلیل غیرخطی از نوع کنترل جابجایی^{۲۲} با توجه به مفروضات نمونه صحت سنجی شده (SPSW2) دریفت هدف برابر ۲/۵٪ و دریفت نهایی برابر با ۴٪. منظور گردید. در ادامه تنش‌ها، کرنش‌های پلاستیک و جابجایی‌ها جهت بررسی نتایج استخراج شد.

۴-۱ تحلیل غیرخطی یک‌جهته به روش کنترل جابجایی

به منظور دستیابی به اطلاعات کلی در مورد سختی، مقاومت، ظرفیت شکل‌پذیری، اثرات سخت‌شوندگی و همچنین ارزیابی رفتار لرزه‌ای سیستم تحت الگوی بار یک‌جهته از تحلیل شبه‌استاتیکی چرخه‌ای و بارگذاری رفت و برگشتی مطابق دستورالعمل نشریه ATC-24 استفاده گردید. برابری روابط مندرج در این دستورالعمل، شش چرخه اول بارگذاری الاستیک بوده و مقدار تغییرمکان آنها کمتر از تغییرمکان نقطه جاری شدن اختیار شد. در این چرخه‌ها بار اعمالی به سیستم به صورت کنترل شونده توسط جابجایی به نمونه‌ها وارد شد. مطابق بند ۴-۱ این نشریه، تعیین تعداد چرخه‌ها و تغییرمکان بیشینه هر گام بارگذاری، به صورت زیر در نظر گرفته شده است:

- تعداد چرخه‌های n_0 با تغییرمکان بیشینه کوچکتر از δ_y باید حداقل برابر ۶ باشد.
- تعداد چرخه‌های n_1 با تغییرمکان بیشینه برابر با δ_y باید حداقل برابر ۳ باشد.
- تعداد چرخه‌های n_2 با تغییرمکان بیشینه برابر با $\delta_2 = \delta_y + \Delta$ باید حداقل برابر ۳ باشد.
- تعداد چرخه‌های n_3 با تغییرمکان بیشینه برابر با $\delta_3 = \delta_y + 2\Delta$ باید حداقل برابر ۳ باشد.
- تعداد چرخه‌های n_m تا n_3 با تغییرمکان بیشینه برابر با $\delta_4 = \delta_y + 3\Delta$ تا $\delta_m = \delta_y + (m-1)\Delta$ باید حداقل برابر ۲ باشد.

به منظور تعیین تغییرمکان نقطه جاری شدن و استفاده از این پارامتر جهت تعیین تاریخچه بارگذاری چرخه‌ای، ابتدا یک تحلیل استاتیکی غیرخطی بارافزون انجام شد و پس از ترسیم منحنی نیرو - تغییرمکان، منحنی دوطرفه شده و با استفاده از روابط پیشنهادی ATC-24 ابتدا مقدار δ^* بدست آمده و δ_y با استفاده از نمودار و روابط مربوطه حاصل شد. در ادامه پس از بدست آمدن δ_y و دریفت تغییرمکان هدف ۲/۵٪ متناظر با جابجایی ۸۰ میلی‌متر و دریفت نهایی ۴٪ متناظر با جابجایی ۱۲۸ میلی‌متر، تاریخچه تغییرمکان نقطه کنترل در تیر بالایی و در راستای اصلی جهت انجام تحلیل غیرخطی به نرم افزار اجزای محدود معرفی شد. به منظور مدل‌سازی نقطه کنترل جهت اعمال تاریخچه بارگذاری تغییرمکان به قاب، یک نقطه مرجع در وسط تیر بالایی مدل گردید و برای توزیع نیروی این نقطه بر روی سطحی که در عمل نیرو به آن اعمال می‌شود سطح مذکور و گره مرجع، توسط گزینه Coupling به یکدیگر بسته شدند این قید کمک می‌کند تا بتوان حرکت یک سطح را به حرکت یک نقطه مقید کرد.

۴-۲ تحلیل غیرخطی دو‌جهته به روش کنترل جابجایی

جهت انجام تحلیل غیرخطی دو‌جهته، ابتدا با توجه به توصیه آیین‌نامه FEMA 461 نیاز به مقدار تغییرمکان نقطه تسلیم منحنی ظرفیت مدل خواهد بود که مطابق با روش زیر انجام شد:

- تحلیل دو‌جهته بارافزون نمونه مورد نظر به منظور بدست آوردن تغییرمکان نقطه تسلیم با توجه به توصیه آیین‌نامه FEMA 356 در خصوص اثرات لرزه‌ای چند جهته^{۲۳} و همزمانی مولفه‌های لرزه‌ای اعمال شده [۲۰].
- استخراج تغییرمکان نقطه تسلیم پس از دو خطی کردن منحنی نیرو-تغییرمکان حاصله از تحلیل دو‌جهته بارافزون.
- پیاده سازی الگوی بارگذاری اوربیتال شش ضلعی^{۲۴} به روش پیشنهادی FEMA 461.
- استخراج مختصات تغییرمکانهای رئوس شش ضلعی بارگذاری در ۲۸ چرخه با کمک منحنی تاریخچه بارگذاری تک محوره رفت و برگشتی^{۲۵}.

²² Displacement Control

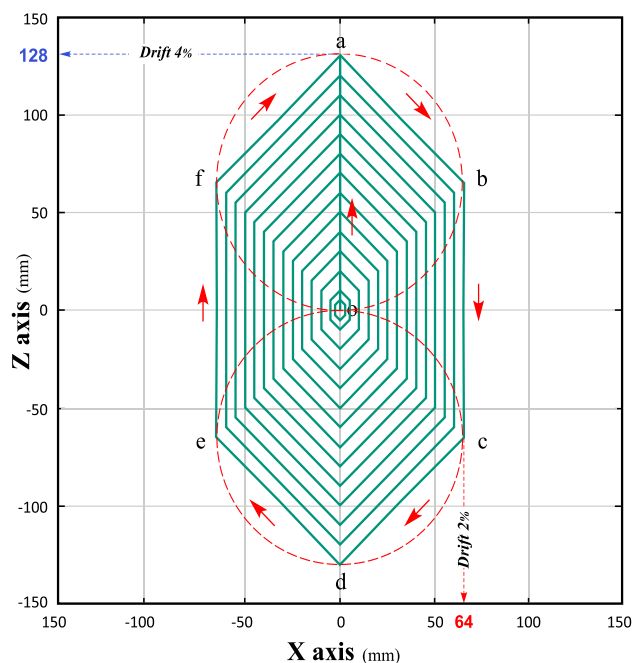
²³ Multidirectional Seismic Effects

²⁴ Hexagonal orbital pattern

²⁵ Unidirectional Load Reversals

- ترسیم تاریخچه بارگذاری، جهت اعمال بار در دو راستای اصلی Z و فرعی X به عنوان دو Amplitude در محل نقطه کنترل قاب و در موقعیت وسط تیر بالایی.

جدول ۵: تاریخچه تغییر مکان دوجته (FEMA461)



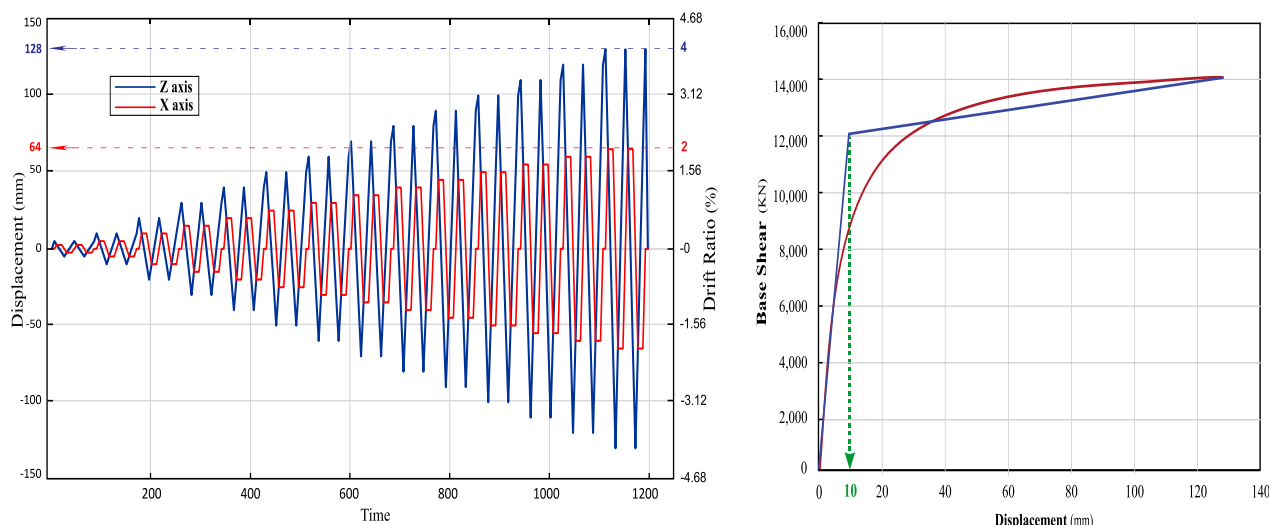
| Analysis Step | Number of Cycle | Step Time | Cumulative Time | Displacement | | Drift Ratio Percent (%) |
|---------------|--------------------------|-----------|-----------------|-------------------|-----|-------------------------|
| | | | | (mm) | | |
| 7 | Φ ₁ Cycle 1 | 45 | 45 | Φ _Y /2 | 5 | 0.16 % |
| 13 | Φ ₁ Cycle 2 | 40 | 85 | Φ _Y /2 | 5 | 0.16 % |
| 20 | Φ ₁ Cycle 3 | 45 | 130 | Φ _Y | 10 | 0.31 % |
| 26 | Φ ₂ Cycle 4 | 40 | 170 | Φ _Y | 10 | 0.31 % |
| 33 | Φ ₂ Cycle 5 | 45 | 215 | 2Φ _Y | 20 | 0.63 % |
| 39 | Φ ₂ Cycle 6 | 40 | 255 | 2Φ _Y | 20 | 0.63 % |
| 46 | Φ ₃ Cycle 7 | 45 | 300 | 3Φ _Y | 30 | 0.94 % |
| 52 | Φ ₃ Cycle 8 | 40 | 340 | 3Φ _Y | 20 | 0.63 % |
| 59 | Φ ₄ Cycle 9 | 45 | 385 | 4Φ _Y | 40 | 1.25 % |
| 65 | Φ ₄ Cycle 10 | 40 | 425 | 4Φ _Y | 40 | 1.25 % |
| 72 | Φ ₅ Cycle 11 | 45 | 470 | 5Φ _Y | 50 | 1.56 % |
| 78 | Φ ₅ Cycle 12 | 40 | 510 | 5Φ _Y | 50 | 1.56 % |
| 85 | Φ ₆ Cycle 13 | 45 | 555 | 6Φ _Y | 60 | 1.88 % |
| 91 | Φ ₆ Cycle 14 | 40 | 595 | 6Φ _Y | 60 | 1.88 % |
| 98 | Φ ₇ Cycle 15 | 45 | 640 | 7Φ _Y | 70 | 2.19 % |
| 104 | Φ ₇ Cycle 16 | 40 | 680 | 7Φ _Y | 70 | 2.19 % |
| 111 | Φ ₈ Cycle 17 | 45 | 725 | 8Φ _Y | 80 | 2.50 % |
| 117 | Φ ₈ Cycle 18 | 40 | 765 | 8Φ _Y | 80 | 2.50 % |
| 124 | Φ ₉ Cycle 19 | 45 | 810 | 9Φ _Y | 90 | 2.81 % |
| 130 | Φ ₉ Cycle 20 | 40 | 850 | 9Φ _Y | 90 | 2.81 % |
| 137 | Φ ₁₀ Cycle 21 | 45 | 895 | 10Φ _Y | 100 | 3.13 % |
| 143 | Φ ₁₀ Cycle 22 | 40 | 935 | 10Φ _Y | 100 | 3.13 % |
| 150 | Φ ₁₁ Cycle 23 | 45 | 980 | 11Φ _Y | 110 | 3.44 % |
| 156 | Φ ₁₁ Cycle 24 | 40 | 1020 | 11Φ _Y | 110 | 3.44 % |
| 163 | Φ ₁₂ Cycle 25 | 45 | 1065 | 12Φ _Y | 120 | 3.75 % |
| 169 | Φ ₁₂ Cycle 26 | 40 | 1105 | 12Φ _Y | 120 | 3.75 % |
| 176 | Φ ₁₃ Cycle 27 | 45 | 1150 | 13Φ _Y | 130 | 4.06 % |
| 182 | Φ ₁₃ Cycle 28 | 40 | 1190 | 13Φ _Y | 130 | 4.06 % |

شکل ۱۴: الگوی بارگذاری مداری (اوربیتال) شش ضلعی در ۲۸ چرخه

برای بارگذاری دوجته (FEMA 461)

برای بررسی رفتار سازه و مولفه‌های آن در برابر نیروهای لرزه‌ای، ایجاد یک تاریخچه بارگذاری هماهنگ برای آزمایش، که الگو مناسبی از واقعیت را نشان دهد لازم است. با انجام تحلیل بارافزون دوجته، پس از دوخطی کردن منحنی بار تغییر مکان (شکل ۱۵)، مقدار تغییر مکان نقطه تسلیم برابر ۱۰ میلی‌متر بدست آمد که این مقدار به عنوان معیار تسلیم برای ایجاد الگوی بارگذاری اوربیتال شش ضلعی براساس روش پیشنهادی FEMA 461 انتخاب شد. سپس با داشتن تغییر مکان نقطه تسلیم، مقادیر $\Phi_Y/2$ ، $\Phi_Y/4$ ، $2\Phi_Y$ تا $13\Phi_Y$ منتج و مختصات نقاط a, b, c, d, e, f در دو راستای Z و X و در ۲۸ چرخه مطابق شکل ۱۴ استخراج و الگوی بارگذاری اوربیتال شش ضلعی ترسیم گردید، در نهایت تاریخچه بارگذاری تغییر مکان دوجته رفت و برگشتی برای محورهای Z و X ترسیم و هر تاریخچه بارگذاری به عنوان یک دامنه به نرم‌افزار جهت تحلیل مدل معرفی شد. در شکل ۱۴ الگوی بارگذاری اوربیتال دوجته ترسیم شده است، بارگذاری ابتدا با مبدا O در مرکز الگو آغاز و مطابق با توصیه آیین نامه FEMA 461 در گام اول به اندازه $\Phi_Y/2$ معادل ۵ میلی‌متر در راستای محور Z به راس a در شش ضلعی اول رسید و در گام دوم با برگشت به اندازه $\Phi_Y/4$ معادل ۲/۵ میلی‌متر در دو راستای Z و X به راس b در شش ضلعی اول رسید و در گام سوم مجدداً به مقدار $\Phi_Y/2$ در امتداد محور Z- تا راس c ادامه پیدا کرد و متناسب با الگو به همین ترتیب تا نقطه a در شش ضلعی اول ادامه یافت و چرخه اول بارگذاری در ۷ گام تکمیل شد. در ادامه از نقطه a یک چرخه کامل مشابه چرخه اول طی شد تا چرخه دوم نیز در شش ضلعی اول و گام ۱۳ تکمیل گردید در این مرحله مطابق توصیه آیین نامه مقدار بارگذاری با دو برابر شدن به مختصات Φ_Y معادل ۱۰ میلی‌متر از مبدا O و در راستای Z منتقل شد و دو چرخه دیگر به همین ترتیب تا رسیدن به نقطه $2\Phi_Y$ معادل ۲۰ میلی‌متر ادامه یافت و در نهایت پس از ۱۸۲ گام به موقعیت $13\Phi_Y$ در نقطه a، واقع در راس شش ضلعی چهاردهم رسید که این نقطه معادل دریافت نهایی ۴٪ و انتهای چرخه ۲۸ خواهد بود.

در جدول ۵ چرخه‌های بارگذاری تا تغییرمکان ۱۳۰ میلی‌متر نشان داده شده است. پس از بدست آمدن مختصات نقاط رئوس شش ضلعی در ۲۸ چرخه، تاریخچه تغییرمکان در دو راستای بارگذاری X و Z به منظور اعمال در نرم‌افزار آباکوس، به صورت شکل ۱۶ می‌باشد.



شکل ۱۶: نمودار تاریخچه تغییرمکان دوجبهته در راستای محوره‌های Z و X بر اساس ۲۸ چرخه (FEMA 461)

شکل ۱۵: استخراج تغییرمکان نقطه تسلیم از منحنی دوطرفه بار تغییرمکان پس از تحلیل بارافزون دوجبهته

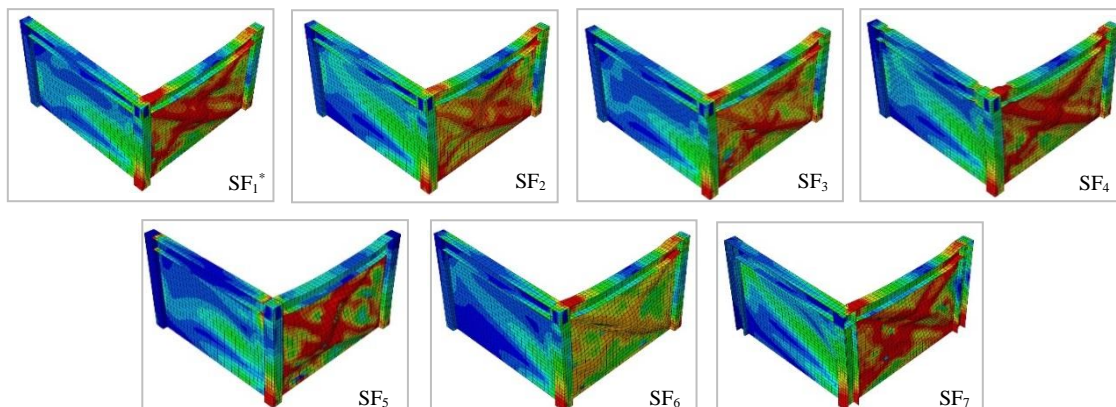
۵- تحلیل و بررسی نتایج

تحلیل نمونه‌های دیوار برشی فولادی L شکل با رعایت ضوابط و شیوه پیشنهادی آیین‌نامه‌های ATC-24 و FEMA 461 انجام پذیرفت و کانتورهای توزیع تنش، کرنش‌های پلاستیک و جابجایی‌ها استخراج شد. خروجی تحلیل‌های چرخه‌ای، منحنی‌های هیستریزیس و نمودار بار-تغییرمکان بوده که جهت ارزیابی رفتار انواع مدل‌ها از لحاظ مشخصه‌های رفتاری عمده، شامل سختی، مقاومت، شکل‌پذیری و جذب انرژی و وضعیت جمع شدگی منحنی هیستریزیس^{۲۶} مورد استفاده قرار گرفت. نمودار بار-تغییرمکان حاوی اطلاعات ارزشمندی در خصوص رفتار لرزه‌ای هر سازه است. پارامترهای مهم لرزه‌ای هر سازه را می‌توان از ساده سازی این نمودارها محاسبه نمود. همچنین با مشاهده نمودار بار-تغییرمکان می‌توان رفتار کلی سازه را استنباط نمود.

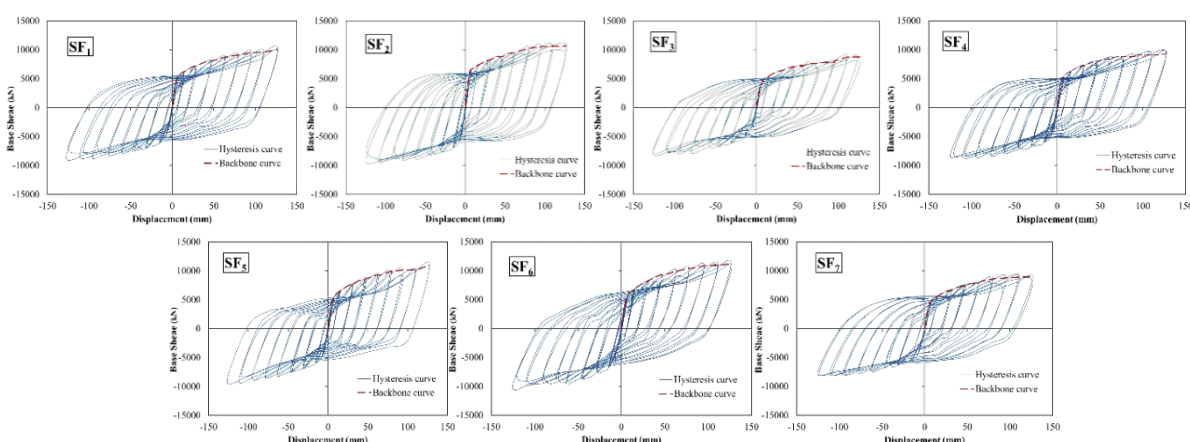
۵-۱ نتایج تحلیل غیرخطی تحت بارگذاری یک‌جبهته بر اساس ATC-24

پس از شروع بارگذاری، میدان کششی قطری در تمامی نمونه‌ها تشکیل شد و تا تغییرمکان هدف برابر ۸۰ میلی‌متر، معادل دریفت ۰.۲/۵، هیچ گونه کمانشی درالمانهای مرزی افقی بوجود نیامد در نهایت بارگذاری تا دریفت ۰.۴٪ و تغییرمکان نظیر ۱۲۸ میلی‌متر با هدف بررسی بیشتر ظرفیت باربری سازه ادامه یافت. با توجه به شکل ۱۷، کانتورهای تنش^{۲۷} ایجاد شده در نمونه‌های SF₁، SF₂، SF₃، SF₄ و SF₇ نشان می‌دهد که مود خرابی، جاری شدن ورق جان در مرحله اول و در ادامه تشکیل مفصل پلاستیک در تیر بالای بوده است. در نمونه SF₅ یعنی مدل با اتصال مفصلی تیر به ستون، جاری شدن ورق جان در ابتدا رخ داده و سپس مفصل پلاستیک در پای ستون ایجاد شده است. در نمونه SF₆، مدل با فولاد پرمقاومت در قاب پیرامونی، قبل از جاری شدن ورق جان، المان مرزی افقی به نقطه تسلیم رسیده و تنش بیشتری به دلیل مقاومت بالای خود تحمل کرده است که این امر یک مود رفتاری نامطلوب به شمار می‌رود. آیین‌نامه AISC 341-16 در خصوص طراحی لرزه‌ای دیوار برشی فولادی مقرر می‌دارد که تسلیم کششی ورق جان اولین مکانیزم تسلیم در دیوار برشی فولادی باشد.

²⁶ Pinching
²⁷ stress contours



شکل ۱۷: کانتورهای تنش فون میزس حاصل از تحلیل غیرخطی تحت بارگذاری چرخه‌ای یک‌جهته تا دررفت ۴٪



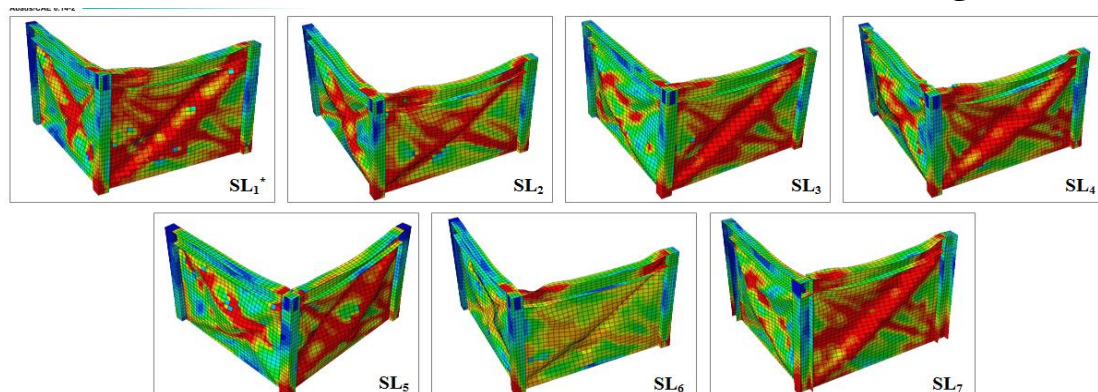
شکل ۱۸: منحنی‌های هیستریزس حاصل از تحلیل غیرخطی بارگذاری یک‌جهته بر اساس ATC 24

شکل ۱۸ نشان می‌دهد که نمونه‌ها دارای رفتار هیستریزس پایدار بوده و کاهش مقاومت در چرخه‌های بارگذاری بسیار کم است. در دیوارهای برشی فولادی، گرچه ورق فولادی در مراحل اولیه بارگذاری کم‌انرژی می‌نماید، ولی این مطلب به منزله ناپایداری سیستم تلقی نمی‌گردد. منحنی‌ها دوکی شکل هستند، بیشترین سطح منحنی متعلق به نمونه SF₂ که دارای اتلاف انرژی بیشتری نسبت به سایر نمونه‌ها بوده و کمترین سطح منحنی مربوط به نمونه SF₃ است.

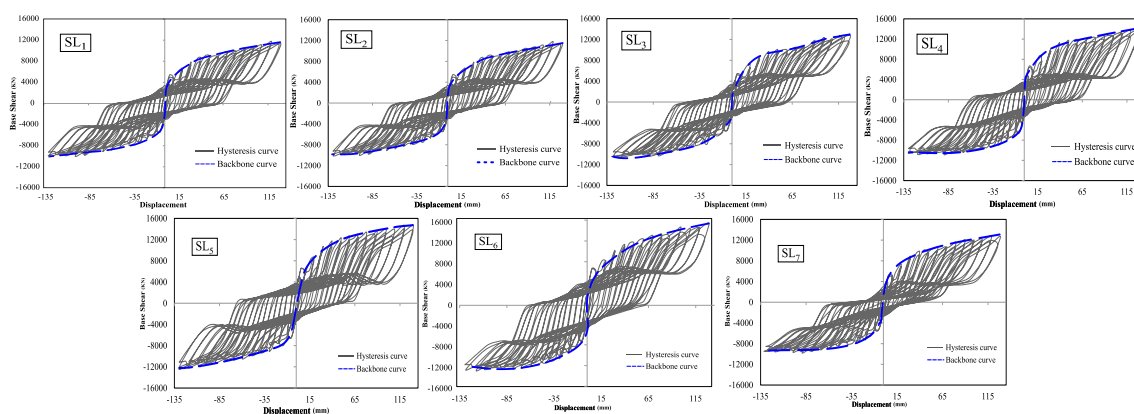
۲-۵ نتایج تحلیل غیرخطی تحت بارگذاری دوجته بر اساس FEMA 461

در سیستم دیوار برشی فولادی L شکل پس از اعمال بارگذاری دوجته، ابتدا میدان کششی قطری در تمامی نمونه‌ها تشکیل شد و با هدف بررسی بیشتر ظرفیت باربری سازه در برابر تغییرمکان جانبی، بارگذاری تا دررفت ۴٪ ادامه یافت. کانتورهای تنش ایجاد شده در نمونه‌های SF₁، SF₂، SF₃، SF₄ و SF₇ نشان داد که در ابتدا تسلیم ورق جان اتفاق افتاده و در ادامه مفصل پلاستیک در تیر بالایی تشکیل شده است. در نمونه SF₅ یعنی مدل با اتصال مفصلی تیر به ستون، مشابه نمونه SF₅ جاری شدن ورق جان در ابتدا رخ داد و سپس مفصل پلاستیک در پای ستون ایجاد شده است. در نمونه SF₆ مدل با فولاد پر مقاومت در قاب پیرامونی، قبل از جاری شدن ورق جان، المان مرزی افقی به نقطه تسلیم رسیده و تنش بیشتری به دلیل مقاومت بالای خود تحمل کرده است. پس از پایان تحلیل برای ترسیم منحنی‌های هیستریزس، با توجه به دوجته بودن بارگذاری انجام شده در دو راستای Z و X، پارامترهای RF₁ و RF₃ به ترتیب عکس‌العمل نیرو در برابر جابجایی وارده در راستای Z و عکس‌العمل نیرو در برابر جابجایی وارده در راستای X متناظر با جابجایی‌های U₃ و U₁ یعنی تغییرمکان در جهت Z و تغییرمکان در جهت X استخراج شد و در ادامه جهت بررسی برآیند کلی نیروهای وارده در دو راستای عمود برهم با توجه به توصیه

آیین‌نامه FEMA 356 در خصوص اثرات همزمان لرزه‌ای^{۲۸}، هر دو عکس‌العمل نیرویی با یکدیگر جمع شده (RF_3+RF_1) و برای رسم نمودار هیستریزیس در راستای اصلی (U_3) مورد استفاده قرار گرفت.

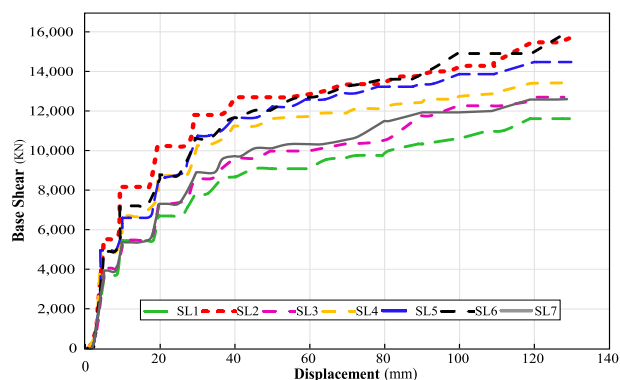


شکل ۱۹: کانتورهای تنش فون میزس حاصل از تحلیل غیرخطی تحت بارگذاری چرخه‌ای دوجبهته تا دررفت نهایی ۴٪

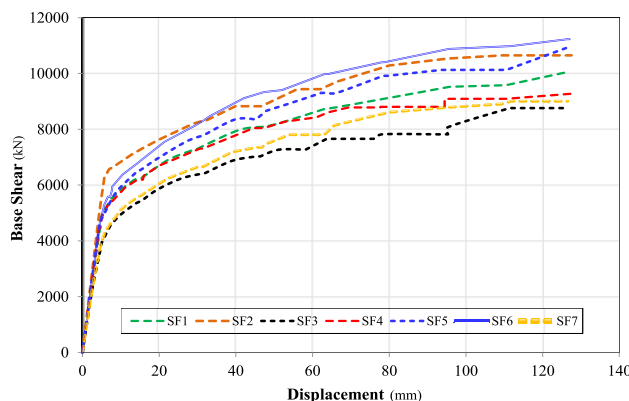


شکل ۲۰: منحنی هیستریزیس نمونه‌های عددی حاصل از تحلیل غیرخطی بارگذاری دوجبهته بر اساس FEMA 461

شکل ۲۰ منحنی‌های هیستریزیس حاصل از تحلیل غیرخطی دوجبهته را نشان می‌دهد که در تمامی نمودارها، لاغری و ایجاد پدیده جمع شدگی مشهود است. این پدیده موجب کاهش مساحت تجمعی حلقه‌های هیستریزیس شده و در نتیجه انرژی مستهلک شده کمتری را موجب گردیده است.



شکل ۲۲: نمودار مقایسه‌ای پوش هیستریزیس تحت بارگذاری دوجبهته (FEMA461)



شکل ۲۱: نمودار مقایسه‌ای پوش هیستریزیس تحت بارگذاری یک‌جبهته (ATC-24)

²⁸ Concurrent Seismic Effects

۳-۵ ارزیابی لرزه‌ای نمونه‌های تحقیق

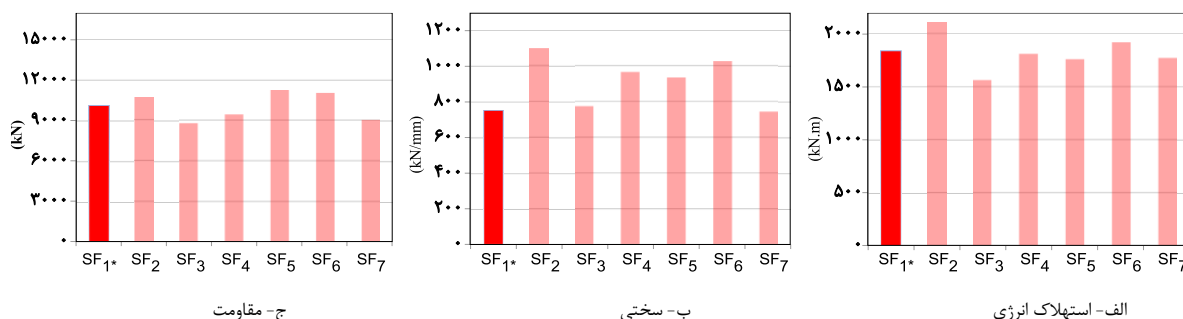
در این بخش پارامترهای مهم لرزه‌ای نظیر شکل پذیری، سختی، مقاومت، جذب و استهلاک انرژی سیستم و ضریب رفتار، مورد بررسی و مقایسه با یکدیگر قرار گرفت. در زلزله، اعضای سازه‌ای لرزه‌بر وارد فاز غیرارتجاعی شده و در آنها مفاصل پلاستیک تشکیل می‌شود. جهت برآورد عددی رفتار لرزه‌ای سازه‌ها، لازم است منحنی بار- تغییرمکان چرخه‌ای عضو سازه‌ای را استخراج نمود تا بر مبنای آن بتوان پاسخ لرزه‌ای سازه‌ها را تخمین زد. مدل‌های چرخه‌ای عمدتاً توسط پارامترهایی تعریف می‌شوند که بیانگر مقاومت، سختی، نسبت شکل‌پذیری، زوال و سایر خصوصیات اجزای سازه‌ای می‌باشند، پارامترهای رفتار چرخه‌ای را می‌توان از روش‌های مختلفی بدست آورد که در این تحقیق در مرحله تحلیل نتایج جهت محاسبه میزان جذب انرژی سیستم و استهلاک انرژی با داشتن منحنی هیستریزس نمونه‌ها از نرم افزار متلب^{۲۹} جهت محاسبه مساحت زیرین حلقه از منحنی هیستریزس به صورت تجمعی استفاده شد. در ادامه برای بدست آوردن سایر پارامترهای لرزه‌ای از منحنی ظرفیت سازه، با توجه به داشتن منحنی هیستریزس نمونه‌ها و استخراج منحنی پوش^{۳۰} و دوخطی کردن منحنی بار- تغییرمکان مقادیر مورد نظر حاصل شد. بدین منظور از روش "پرستلی و پائولی" منحنی بار- تغییرمکان دو خطی شده و سپس با روش "چوپرا" پارامترهای فوق‌الذکر بدست می‌آید. در این روش با کمک روابط هندسی منحنی ظرفیت را دو خطی کرده و مساحت سطح زیر نمودار را محاسبه می‌کنیم. سپس قسمت خطی را تا جایی ادامه داده که سطح زیر نمودار آن با سطح زیر نمودار منحنی دو خطی یکی شود، بعد از مراحل مذکور ضریب رفتار، نسبت شکل‌پذیری، سختی اولیه، ظرفیت باربری و اولین مفصل پلاستیک به سادگی بدست خواهد آمد که نتایج حاصله در جداول ۶ و ۷ و شکل‌های ۲۳ تا ۲۵ نشان داده شده است.

جدول ۷: پارامترهای لرزه‌ای حاصل از تحلیل غیرخطی تحت بارگذاری دو طرفه (FEMA461)

| نمونه عددی | مقاومت نهایی (V ₀) | سختی الاستیک (K _E) | سختی اولیه (K ₀) | اتلاف انرژی (D.E) | ضریب رفتار (R) | شکل پذیری (μ) |
|-------------------|--------------------------------|--------------------------------|------------------------------|-------------------|----------------|---------------|
| | (kN) | (kN/mm) | (kN/mm) | (kN.m) | | |
| SL ₁ * | ۱۱۶۰۹ | ۷۵۶ | ۱۶۰ | ۴۵۵ | ۱۱/۲ | ۲/۴ |
| SL ₂ | ۱۵۷۲۸ | ۱۱۴۳ | ۳۰۴ | ۷۳۷ | ۱۱/۲ | ۳/۳ |
| SL ₃ | ۱۲۶۹۶ | ۸۲۶ | ۱۸۲ | ۵۴۶ | ۱۱/۴ | ۲/۴ |
| SL ₄ | ۱۲۵۷۸ | ۹۹۳ | ۲۵۶ | ۵۳۶ | ۱۱/۱ | ۳/۲ |
| SL ₅ | ۱۴۴۷۳ | ۱۰۷۰ | ۲۳۷ | ۵۳۹ | ۱۱/۵ | ۲/۸ |
| SL ₆ | ۱۵۹۹۵ | ۱۰۴۰ | ۱۸۲ | ۱۰۱۰ | ۱۱/۵ | ۱/۹ |
| SL ₇ | ۱۲۶۰۹ | ۷۹۴ | ۱۹۶ | ۱۱۸ | ۱۱/۶ | ۲/۷ |

جدول ۶: پارامترهای لرزه‌ای حاصل از تحلیل غیرخطی تحت بارگذاری یک طرفه (ATC-24)

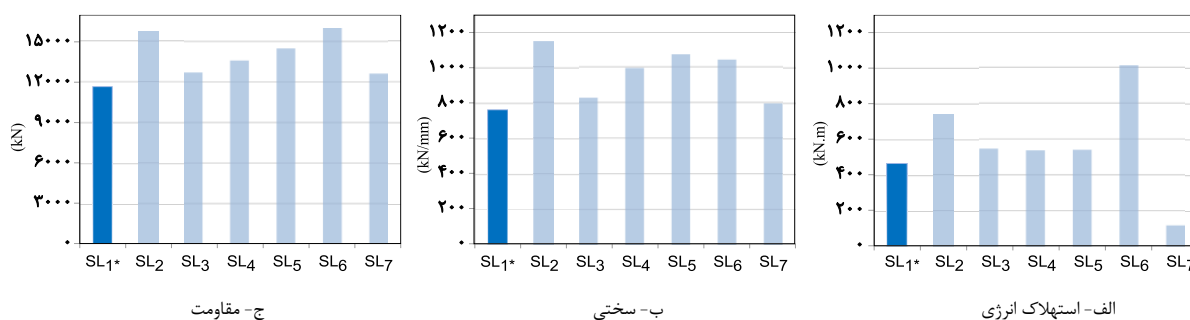
| نمونه عددی | مقاومت نهایی (V ₀) | سختی الاستیک (K _E) | سختی اولیه (K ₀) | اتلاف انرژی (D.E) | ضریب رفتار (R) | شکل پذیری (μ) |
|-------------------|--------------------------------|--------------------------------|------------------------------|-------------------|----------------|---------------|
| | (kN) | (kN/mm) | (kN/mm) | (kN.m) | | |
| SF ₁ * | ۱۰۰۷۱ | ۷۴۵ | ۱۵۳ | ۱۸۰۸ | ۹/۱ | ۲/۸ |
| SF ₂ | ۱۰۶۵۲ | ۱۰۹۶ | ۲۳۴ | ۲۱۰۷ | ۸/۱ | ۳/۸ |
| SF ₃ | ۸۷۵۹ | ۷۷۳ | ۱۴۴ | ۱۵۶۰ | ۹/۵ | ۲/۸ |
| SF ₄ | ۹۴۱۳ | ۹۶۴ | ۲۰۱ | ۱۸۰۸ | ۹/۲ | ۳/۶ |
| SF ₅ | ۱۱۲۳۰ | ۹۳۳ | ۱۹۳ | ۱۷۵۶ | ۸/۹ | ۲/۹ |
| SF ₆ | ۱۰۹۸۸ | ۱۰۲۴ | ۱۶۲ | ۱۹۱۷ | ۱۰/۱ | ۲/۵ |
| SF ₇ | ۹۰۰۶ | ۷۴۲ | ۱۵۴ | ۱۷۶۹ | ۸/۸ | ۲/۹ |



شکل ۲۳: نمودار مقایسه‌ای استهلاک انرژی، سختی و مقاومت در نمونه‌های حاصل از تحلیل یک‌جهته در مقایسه با نمونه شاهد

²⁹ Matlab

³⁰ Backbone



شکل ۲۴: نمودار مقایسه‌ای استهلاک انرژی، سختی و مقاومت در نمونه‌های حاصل از تحلیل دوجته در مقایسه با نمونه شاهد

شکل‌های ۲۳ و ۲۴ به ترتیب میزان استهلاک انرژی، سختی و مقاومت نمونه‌های مورد بررسی را در مقایسه با نمونه اصلی (شاهد) نشان می‌دهند همانطور که دیده می‌شود در نمونه‌های حاصل از تحلیل یک‌جته دیوار برشی فولادی L شکل، نمونه با کمترین ضخامت در ورق جان (SF₃) مقاومت، و استهلاک انرژی کمتری نسبت به مدل مرجع داشته است. از طرف دیگر این مقادیر در نمونه‌های با ضخامت ورق جان حداکثر (SF₂) نسبت به نمونه شاهد افزایش نشان می‌دهد که نشانگر تاثیر محسوس و موثر افزایش ضخامت ورق جان بر میزان ظرفیت باربری سازه در این نوع الگوی بارگذاری است. در دیوار برشی فولادی L شکل تحت بارگذاری دوجته تاثیر مثبت افزایش ضخامت ورق جان و استفاده از فولاد پر مقاومت بر افزایش مقاومت، سختی و استهلاک انرژی مشهود است. همچنین نمونه دارای اتصال مفصلی در المانهای مرزی افقی (SL₅) بعد از نمونه (SL₂) بیشترین سختی را در بین نمونه‌های مورد بررسی داشته است و از طرفی نمونه با مقطع H در المانهای مرزی عمودی (SL₇) کمترین اتلاف انرژی را نسبت به سایر نمونه‌ها دارا بوده و از نظر مقاومت و سختی بعد از مدل شاهد کمترین مقادیر را نشان داد. درصد تغییرات این پارامترها در دو مدل، نسبت به نمونه شاهد در جداول ۹ و ۱۰ نشان داده شده است.

جدول ۹: مقایسه تغییرات پارامترهای مقاومت، سختی و اتلاف انرژی در نمونه‌های مدل دوجته با نمونه شاهد

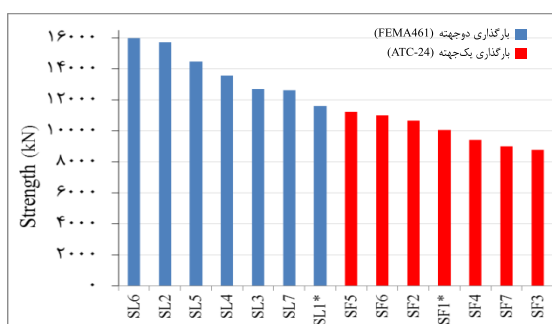
| نمونه | مقاومت نهایی (V ₀) (kN) | سختی الاستیک (K _E) (kN/mm) | اتلاف انرژی (D.E) (kN.m) |
|-----------------|-------------------------------------|--|--------------------------|
| SL ₂ | ۳۵٪/۱۵ | ۵۱٪/۲ | ۶۳٪ |
| SL ₃ | ۹٪/۴ | ۹٪/۳ | ۲۰٪ |
| SL ₄ | ۱۷٪ | ۳۱٪/۳ | ۱۷٪/۸ |
| SL ₅ | ۲۴٪/۱۷ | ۴۱٪/۵ | ۱۸٪/۵ |
| SL ₆ | ۳۷٪/۱۸ | ۳۷٪/۱۶ | ۱۲۲٪ |
| SL ₇ | ۸٪/۶ | ۴٪/۱۸ | -۷۴٪/۱ |

جدول ۸: مقایسه تغییرات پارامترهای مقاومت، سختی و اتلاف انرژی در نمونه‌های مدل یک‌جته با نمونه شاهد (SF₁^{*})

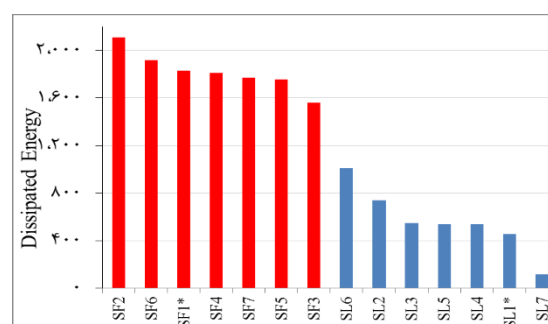
| نمونه | مقاومت نهایی (V ₀) (kN) | سختی الاستیک (K _E) (kN/mm) | اتلاف انرژی (D.E) (kN.m) |
|-----------------|-------------------------------------|--|--------------------------|
| SF ₂ | ۵٪/۱۸ | ۴۷٪ | ۵۲٪/۱۶ |
| SF ₃ | -۱۳٪ | -۳٪/۱۷ | -۶٪/۳ |
| SF ₄ | -۶٪/۱۵ | -۲۹٪/۳ | ۳۱٪ |
| SF ₅ | ۱۱٪/۱۵ | ۲۵٪/۲ | ۲۵٪/۱۸ |
| SF ₆ | ۹٪/۱ | ۳۷٪/۱۵ | ۵٪/۴ |
| SF ₇ | -۱۰٪/۱۶ | -۰٪/۴ | ۰٪/۱۵ |

۴-۵ مقایسه نتایج نمونه‌های دیوار برشی فولادی L شکل تحت بارگذاری یک‌جته و دوجته

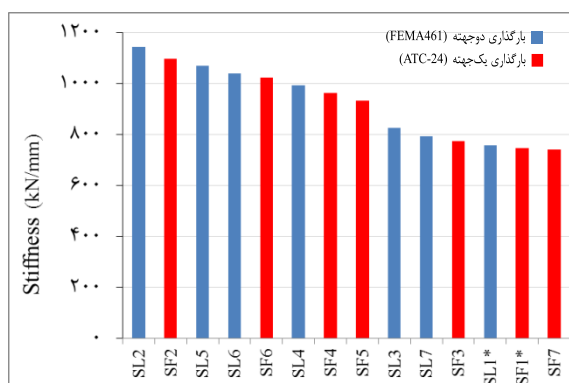
به منظور مقایسه عملکرد دیوار برشی فولادی L شکل تحت بارهای لرزه‌ای و بر اساس دستورالعمل‌های بارگذاری چرخه‌ای ATC-24 و FEMA 461 پارامترهای لرزه‌ای حاصله بررسی و با یکدیگر مورد سنجش عددی قرار گرفت.



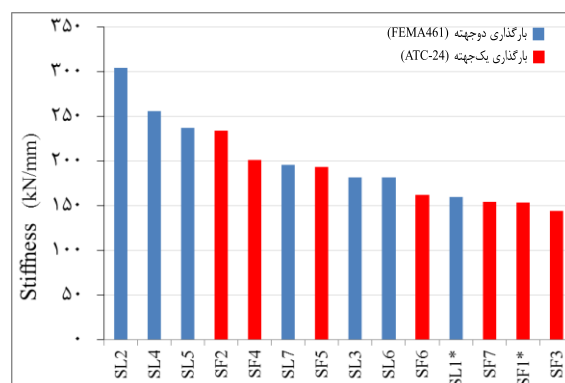
ب - مقاومت نهایی (V₀)



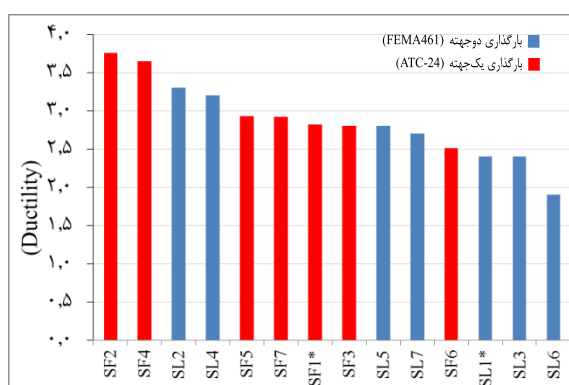
الف - استهلاک انرژی (D.E)



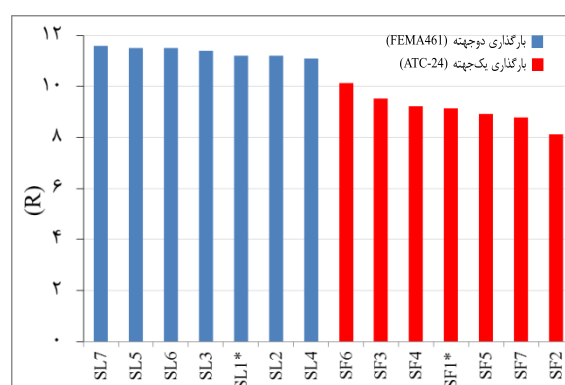
ت- سختی الاستیک (KE)



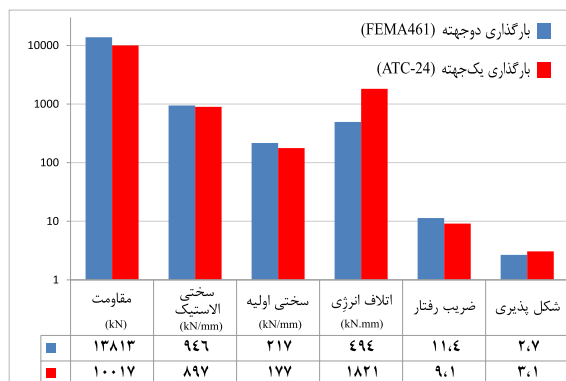
ب- سختی اولیه منحنی دوخطی (K0)



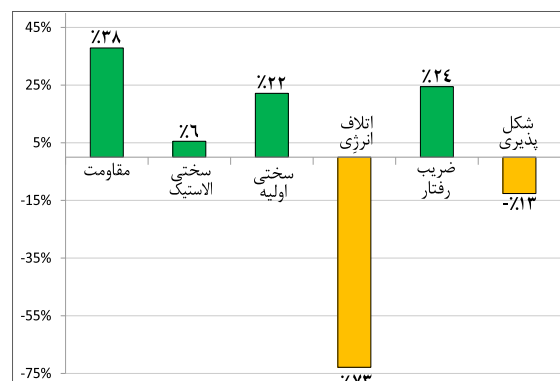
ج- نسبت شکل پذیری (μ)



ث- ضریب رفتار



د- نمودار مقایسه‌ای میانگین نتایج تحلیل غیرخطی دیوار برشی فولادی L شکل تحت الگوی بارگذاری دوجبهته و یکجبهته



چ- درصد تغییرات میانگین نتایج پارامترهای لرزه‌ای تحت بارگذاری دوجبهته نسبت به بارگذاری یکجبهته در دیوار برشی فولادی L شکل

شکل ۲۵: مقایسه پارامتریک نتایج حاصل از الگوی بارگذاری یکجبهته و دوجبهته در دیوار برشی فولادی L شکل

در شکل ۲۵ نمودارهای الف تا د، پارامترهای لرزه‌ای نمونه‌های عددی، تحت بارگذاری یکجبهته و دوجبهته را مورد مقایسه قرار داده است، به طور کلی نمونه‌های SL₂ و SL₆ عملکرد بهتری از نظر سختی، نسبت شکل پذیری و مقاومت نسبت به سایر نمونه‌ها از خود نشان دادند در حالی که نمونه SF₂ از نظر استهلاک انرژی بهترین نتیجه را بدست آورد. ضعیف‌ترین نتایج پارامترهای مقاومت و سختی مربوط به نمونه SF₃ بوده که دارای کمترین ضخامت ورق جان نسبت به سایر نمونه‌ها می‌باشد و این امر حاکی از آن است که با کاهش ضخامت ورق فولادی و کاهش مشارکت ورق فولادی در تحمل بار جانبی، سختی، مقاومت و استهلاک انرژی کاهش چشمگیری داشته است و بالعکس با افزایش سهم ورق فولادی در تحمل بار جانبی نتایج بهتری از نظر مقاومت سختی و استهلاک انرژی حاصل شده است. همچنین استفاده از

فولاد پرمقاومت در المانهای مرزی عمودی تاثیر مطلوبی بر روی مقاومت سازه در هر دو مدل داشته است. نمودار (چ) در شکل ۲۵ نشان می دهد نمونه های تحت الگوی بارگذاری دوجته به طور میانگین از نظر استهلاک انرژی عملکرد ضعیفی نسبت مدل تحت بار یکجته داشته و شکل پذیری کمتری نیز از خود به نمایش گذاشته است درحالی که سایر پارامترهای لرزه ای مورد بررسی در این مدل دارای وضعیت مطلوب و قابل قبولی نسبت به مدل یکجته می باشند.

جدول ۱۰: نمایش پارامتریک نمونه های دارای عملکرد حداکثر و حداقل تحت الگوی بارگذاری دوجته و یکجته

| نتایج حداقل | | | نتایج حداکثر | | | پارامترهای لرزه ای |
|-------------|-------|-----------------|--------------|-------|-----------------|--------------------------------|
| واحد | مقدار | نمونه عددی | واحد | مقدار | نمونه عددی | |
| kN | ۸۷۵۹ | SF ₃ | kN | ۱۵۹۹۵ | SL ₆ | (V ₀) مقاومت نهایی |
| kN/mm | ۴۱۱ | SF ₃ | kN/mm | ۳۰۴ | SL ₂ | (K ₀) سختی اولیه |
| kN/mm | ۱۱۲ | SF ₇ | kN/mm | ۱۱۴۳ | SL ₂ | (K _E) سختی الاستیک |
| kN.m | ۱۱۸ | SL ₇ | kN.m | ۲۱۰۷ | SF ₂ | (D.E) استهلاک انرژی |
| - | ۱/۹ | SL ₆ | - | ۳/۸ | SF ₂ | (μ) نسبت شکل پذیری |
| - | ۸/۱ | SF ₂ | - | ۱۱/۶ | SL ₇ | (R) ضریب رفتار |

۵- نتیجه گیری

در این تحقیق، ۱۴ نمونه دیوار برشی فولادی نازک L شکل، ۷ نمونه تحت بارگذاری یکجته مطابق با دستورالعمل ATC-24 و ۷ نمونه با استفاده از آیین نامه FEMA 461 تحت بارگذاری دوجته در قالب مدل های المان محدود سه بعدی در نرم افزار آباکوس ارائه و بررسی شد سپس منحنی های هیستریزس و نیرو - تغییر مکان برای مدل های مختلف بدست آمد با توجه به تجزیه و تحلیل اطلاعات بدست آمده از نمودارها و جداول می توان به نتایج زیر اشاره کرد.

۱- در الگوی بار دوجته اوربیتال شش ضلعی، با توجه به دامنه های بزرگتر چرخه ای (دریفت) در مقایسه با بارگذاری خطی رفت و برگشتی یکجته در چرخه های یکسان افزایش مقاومت و سختی در کلیه نمونه های تحت بار دوجته دیده شد اما پس از ورود به ناحیه غیرخطی و از طرفی با افزایش تعداد چرخه ها، استهلاک انرژی به میزان قابل توجهی کاهش پیدا کرد.

۲- از نقطه نظر انرژی مستهلک شده با بررسی منحنی های هیستریزس مدل های ارائه شده کلیه مدل هایی که تحت بارگذاری یکجته قرار گرفته بودند پاسخ های سازه ای مناسب تری در استهلاک انرژی داشتند و به طور میانگین حدود ۷۰ درصد بیشتر از مدل های تحت بارگذاری دوجته اتلاف انرژی از خود نشان دادند.

۳- منحنی های هیستریزس حاصل از تحلیل غیرخطی دوجته در تمامی نمونه ها، با توجه به الگوی بارگذاری اوربیتال شش ضلعی و تحمیل درخواست های بزرگتر به سازه دچار لاغری و جمع شدگی شد که این پدیده موجب کاهش مساحت تجمعی حلقه های هیستریزس و در نتیجه انرژی مستهلک شده کمتری را موجب گردید.

۴- از نظر شکل پذیری مدل های تحت بارگذاری یکجته وضعیت مطلوب تری نسبت به مدل دوجته داشته به طوری که ۱۳ درصد شکل پذیری بیش از میانگین نمونه های تحت بارگذاری دوجته داشتند.

۹- در مقایسه سختی دو مدل تحت الگوی بار دوجته و یکجته افزایش سختی در دو حالت الاستیک و غیرخطی در کل محسوس نبود.

۶- با افزایش ضخامت ورق جان به میزان ۱۳ میلی متر، سختی در هر دو الگوی بارگذاری یکجته و دوجته افزایش یافت این افزایش نسبت به نمونه مرجع در مدل یکجته برابر ۴۷ درصد و در مدل با بارگذاری دوجته برابر ۵۱ درصد حاصل شد.

- ۷- استفاده از فولاد پرمقاومت در قاب پیرامونی، موجب شد قبل از جاری شدن ورق جان، المان مرزی افقی به نقطه تسلیم رسیده و تنش بیشتری به دلیل مقاومت بالای خود تحمل و در هر دو الگوی بارگذاری بیشترین افزایش مقاومت را در پی داشت.
- ۸- از منظر ظرفیت باربری مدل‌هایی که با الگوی دوجبهته مورد بارگذاری قرار گرفته بودند عملکرد سازه‌ای بهتری داشته و به طور میانگین حدود ۴۰ درصد بیش از مدل‌های تحت بارگذاری یک‌جبهته مقاومت از خود نشان دادند.
- ۹- با توجه به نتایج پارامتریک بدست آمده تحت الگوهای بارگذاری یک‌جبهته و دوجبهته، استفاده از مقطع H در این سیستم عملکرد قابل قبولی در مقایسه با سایر نمونه‌ها از خود نشان نداد، لذا استفاده از مقطع H در المانهای مرزی عمودی دیوارهای برشی فولادی L شکل به دلیل عدم ارضای الزامات آیین نامه AISC341-16 در خصوص سختی عرضی توصیه نمی‌گردد.
- ۱۰- در مجموع دیوار برشی فولادی L شکل مورد تحقیق، تحت الگوی بار دوجبهته از نظر مقاومت و سختی، در مقایسه با مدل تحت بار یک‌جبهته عملکرد قابل قبولی داشت اما از نظر توان اتلاف انرژی و شکل‌پذیری رفتار مطلوبی از خود نشان نداد.

سپاسگزاری

نویسندگان مقاله از بیان نظرات ارزشمند داوران محترم نشریه مهندسی سازه و ساخت برای پربار گشتن این اثر، کمال سپاسگزاری را دارند.

مراجع

- [1] Rahmani, M., Najarpur kojoor, A. (2016). Advantages of using L-shaped shear wall in reinforced concrete buildings. *4th International Congress on Civil Engineering, Architecture and Urban Development*. Tehran, Shahid Beheshti University.
- [2] 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, Canada.
- [3] Bruneau, M. (2008). Testing of Full-Scale Two-Story Steel Plate Shear Wall with Reduced Beam Section Connections and Composite Floors. *Journal Of Structural Engineering*. New Yourk, State University, University at Buffalo.
- [4] Kharrazi, M.H., Ventura, C.E. and Prion H.G. (2010). Analysis and Design of Steel Plate Walls: Analytical Model. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 38(1), 49-59.
- [5] Sabouri Qomi, S., Ahouri, A. and Mam Azizi, P. (2011), Evaluation of the effect of the dimensions of two symmetrical openings on the stiffness and strength of reinforced steel shear walls, *6th National Congress of Civil Engineering*. Semnan, Semnan University.
- [6] Li, W. and Li, Q.N. (2012). Seismic performance of L-shaped rc shear wall subjected to cyclic loading. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 21(12), 855-866.
- [7] Emami, F. and Mofid, M. and Vafai, A. (2013), Experimental study on cyclic behavior of trapezoidally corrugated steel shear walls. *Journal of Engineering Structures*, 48, 750 –762.
- [8] Hosseinzadeh, S.A.A. and Tehranizadeh, M. (2014), Behavioral Characteristics of Code Designed Steel Plate Shear Wall Systems, *Journal of Construction Steel Research*, 99, 72-84.
- [9] Moradinejad. and Gholampur, S. (2015), Evaluation of the influence of steel shear wall location on progressive failure using non-linear static analysis, *6th Tehran National Steel and Structure Congress*. Tehran, Iran
- [10] Zhanga, X. and Qin, Y. and Chen, Z. and Jiea, L. (2016), Experimental behavior of innovative T-shaped composite shear walls under in-plane cyclic loading, *Journal of Constructional Steel Research*, 120, 143-159.
- [11] Hamidipour, M. Dehghani, H. and Sediqpour, A. (2017), Investigation of the behavior of open steel shear wall under blast loading, *Civil. Architecture and Urban Planning Conference of Islamic World Countries*, Tabriz: Tabriz University.
- [12] Pachideha, G. Gholhaki, M. and Saedi Daryan, A. (2018), Analyzing the damage index of steel plate shear walls using pushover analysis, *Structures* 20, 437-451.

- [15] Jafari, A. Rusta, A. and Ebrahimi, A. (2018), Investigation of the effect of beam-to-column connections on the performance of steel shear walls, *Conference on Civil Engineering, Architecture and Urban Planning in Islamic World Countries*, Tabriz: University of Tabriz
- [13] Ghamari, A., Akbarpour, A. and Ghanbari, A. (2019). Improving behavior of semi-supported steel plate shear walls. *Journal of Central South University*, 26(10), 2891-2905.
- [14] Azandariani, M. Gholhaki, M. and Kafi, M. A. (2020). Experimental and numerical investigation of low-yield strength (LYS) steel plate shear walls under cyclic loading. *Engineering Structures*, 203, 109866.
- [15] Kizilarlan, E. and Bruneau, M. (2021). Hysteretic behavior of repaired C-shaped concrete filled-composite plate shear walls (C-PSW/CF). *Engineering Structures*. 241, 112410
- [16] Li, j. Wang, Z. and Moa, B. (2022), Experimental and numerical study on the seismic performance of an L-shaped double-steel plate composite shear wall, *Structures* 49, 104015.
- [17] Alavi, E. and Nateghi, F. (2013), Experimental study on diagonally stiffened steel plate shear walls with central perforation, *Journal of Constructional Steel Research*. 89 (2013) 9–20.
- [18] AISC 341-16. Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. Chicago: American
- [19] FEMA 461. Interim testing protocols for determining the seismic performance characteristics of structural and nonstructural components. , June 2007, Washington, DC: Federal Emergency Management Agency
- [20] FEMA356. Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings., November 2000, Washington, DC: Federal Emergency Management Agency
- [21] Applied Technology Council. Guidelines for cyclic seismic testing of component of steel structures. Redwood City, CA: ATC-24; 1992