

Determination of Response Modification Factor of the RC frame retrofitted with the links column frame system

Alireza Ezoddin¹, Ali Kheyroddin^{2*} and Majid Gholhaki³

1- Ph.D. Student of Structural Engineering, Semnan University, Semnan, Iran,
Department of Civil Engineering, Semnan Branch, Technical and Vocational University (TVU), Semnan, Iran.

2-Professor, Faculty of Civil Engineering, Semnan University, Semnan, Iran

3-Associate Professor, Faculty of Civil Engineering, Semnan University, Semnan, Iran

ABSTRACT

The adequate solution for protecting main structural members and reducing the destructive effects of earthquakes use of structural systems combined with the replaceable fuse members, which due to the ductile behavior and seismic energy dissipation are next to the main members of the structure. Relatively low cost and easy repair process in these systems leads to rapid return to occupancy after an earthquake. In this study presents the response modification factor 'R' of the RC frame retrofitted with the linked column frame system with the number of floors 3- and 6-story with three different lengths of link beam. Based on the results of modeling the force-displacement curve, the R factor and related parameters are calculated based on the equivalent energy method. The results of the nonlinear static analysis, using the linked column frame system for retrofitting RC frame Can be increased the load bearing capacity and the capability of absorption and dissipation energy than a model of the RC frame without retrofitting about 3.5 times. The R factor in the Limit state method is about 8.95 which is more about 71% than a model of the RC frame without retrofitting. Also, the distance the corresponding displacement for the first plastic hinges formed in link beam and the corresponding displacement for the first plastic hinge formed in the RC frame for the model of LCF-0.8-0.45 is more than other models. This causes the damage to the replaceable link beam and the main structure is remained elastic phase and at a high risk level, this system will achieve to reach the rapid return to occupancy performance level.

ARTICLE INFO

Receive Date: 29 April 2019

Revise Date: 18 August 2019

Accept Date: 28 August 2019

Keywords:

Linked Column Frame System

Link beam

Plastic hinges

Retrofit of RC frame

Response modification factor

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2019.183337.1848>

*Corresponding author: Ali Kheyroddin

Email address: kheyroddin@semnan.ac.ir

تعیین ضریب رفتار قاب‌های بتن آرمه تقویت شده با سیستم قاب ستون پیوند شده

فولادی

علیرضا عزالدین^۱، علی خیرالدین^{۲*}، مجید قلهکی^۳

۱- دانشجوی دکتری سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان

۲- استاد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران

۳- دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران

چکیده

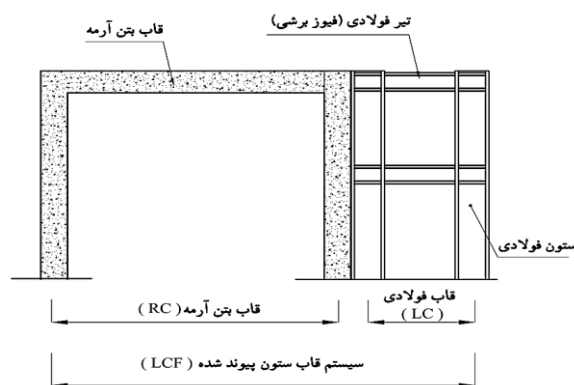
یکی از مناسب‌ترین راه کارها برای کاهش اثرات لرزه‌ای، استفاده از سیستم سازه ترکیب شده با سیستم فیوز سازه‌ی تعویض پذیر است که به منظور رفتار شکل پذیر مناسب و مستهلک کننده‌ی انرژی، در کنار اعضای اصلی سازه می‌باشد. پایین بودن زمان، هزینه و سهولت تعمیر در این سیستم‌ها، سبب بازگشت سریع ساختمان به خدمت رسانی خواهد شد. در این تحقیق به تعیین ضریب رفتار قاب‌های بتن-آرمه تقویت شده با سیستم قاب ستون پیوند شده فولادی با تعداد طبقات ۳ و ۶ طبقه با سه طول متفاوت تیر پیوند پرداخته شده است. براساس نتایج مدل سازی منحنی نیرو-تغییرمکان، ضریب رفتار و پارامترهای مربوط براساس روش انرژی معادل محاسبه شده است. نتایج حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی نشان می‌دهد با استفاده از سیستم قاب ستون پیوند شده فولادی جهت تقویت قاب بتن‌آرمه میزان ظرفیت باربری و قابلیت جذب و استهلاک انرژی را نسبت به نمونه بدون تقویت در حدود ۳/۵ برابر افزایش می‌دهد و مقدار ضریب رفتار در روش طراحی حالت حدی در حدود ۱/۹۵ می‌باشد که این مقدار نسبت به قاب بتن‌آرمه بدون تقویت در حدود ۷۱ درصد بیشتر است. همچنین فاصله بین تغییرمکان متناظر با تشکیل اولین مفصل پلاستیک در تیر پیوند و تغییرمکان متناظر با تشکیل اولین مفصل پلاستیک در قاب بتن‌آرمه برای نمونه‌ای با نسبت طول تیر پیوند به طول دهانه قاب بتن‌آرمه برابر ۰/۴۵ از بقیه نمونه‌ها بیشتر می‌باشد که این باعث می‌شود کلیه‌ی آسیب‌ها به تیر پیوند که قابل تعویض بوده، وارد شده و سازه اصلی در حالت الاستیک باقی بماند و این سیستم در سطح خطر زیاد، قابلیت بازسازی سریع (RR) به سطح عملکرد خود را پیدا می‌کند.

کلمات کلیدی: سیستم قاب ستون پیوند شده، تیر پیوند، تقویت قاب بتن آرمه، مفاصل پلاستیک، ضریب رفتار

| شناسه دیجیتال: | | سابقه مقاله: | | | | |
|----------------|---|--------------|-------------------------|------------|-----------------|------------|
| doi: | https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2019.183337.1848 | چاپ | انتشار آنلاین | پذیرش | بازنگری | دریافت |
| | 10.22065/jsce.2019.183337.1848 | ۱۴۰۰/۰۳/۳۰ | ۱۳۹۸/۰۶/۰۶ | ۱۳۹۸/۰۶/۰۶ | ۱۳۹۸/۰۵/۲۷ | ۱۳۹۸/۰۲/۰۹ |
| | | | علی خیرالدین | | *نویسنده مسئول: | |
| | | | kheyroddin@semnan.ac.ir | | پست الکترونیکی: | |

۱- مقدمه

طراحی لرزه‌ای سازه‌ها بر اساس جذب و استهلاک انرژی در اعضای سازه‌ای است؛ به صورتی که در زلزله‌های شدید دارای رفتار غیرارتجاعی باشند. بعد از وقوع زلزله نورتریج و کوبه در سال ۱۹۹۱ و مشاهده آسیب‌های چشمگیر سازه‌ها در این زلزله‌ها، ضوابط طراحی لرزه‌ای سازه‌ها به طور اساسی تغییر کرد. از مهمترین دستورات عمل‌های تدوین شده برای بهسازی سازه‌های موجود، می‌توان ATC-40 [۱] و FEMA 356 [۲] را نام برد. این دستورات عمل‌ها بر اساس اهمیت ساختمان و کارایی آن پس از وقوع زلزله، آسیب‌های احتمالی را تقسیم بندی کرده و سطوح بهسازی را بر این اساس تعریف کرده‌اند. ساختمان‌هایی که با ویرایش‌های قبلی آیین‌نامه زلزله طراحی شده‌اند یا به دلیل عدم رعایت اصول فنی و استفاده از مصالح نامرغوب دارای ضعف مقاومتی هستند یا ساختمان‌هایی که فقط برای بار ثقلی طراحی شده‌اند و همچنین ساختمان‌های با تغییر کاربری، نیاز به بهسازی دارند. برای بهسازی سازه‌های بتن‌آرمه موجود از روش‌های مختلفی استفاده می‌شود. از آن جمله می‌توان مقاوم سازی به روش ژاکت بتنی و ژاکت فولادی، مقاوم سازی به روش استفاده از الیاف پلیمری، مقاوم سازی به روش افزودن مهاربندی فولادی (داخلی و خارجی)، مقاوم سازی به روش افزودن دیوار برشی بتنی یا فولادی، مقاوم سازی به روش افزودن میراگرها و مقاوم سازی به روش جدید قاب ستون پیوند شده^۱ (LCF) نام برد. این سیستم سازه‌ای از قاب فولادی با اعضا تسلیم شونده قابل تعویض که بصورت المان فیوز عمل می‌کند، جهت افزایش عملکرد در برابر بارهای زلزله تشکیل شده است. در شکل ۱ نمای کلی از سیستم ستون پیوند شده فولادی را نشان می‌دهد.



شکل ۱: نمای کلی قاب خمشی (بتنی یا فولادی) تقویت شده با سیستم ستون پیوند شده [۳].

سیستم قاب ستون پیوند شده از دو بخش، سیستم باربر جانبی اصلی سازه که ستون پیوند شده نامیده می‌شود و سیستم باربر جانبی ثانویه که شامل قاب خمشی مقاوم بوده تشکیل شده است. در سیستم قاب ستون پیوند شده (LCF)، تیرهای پیوند قابل تعویض بکار رفته در ابتدا سختی اولیه سیستم را تامین نموده و سپس با استهلاک انرژی ناشی از تسلیم، رفتار غیرخطی نرم و شکل‌پذیری از خود به نمایش می‌گذارند. استهلاک انرژی و شکل‌پذیری این اعضا سبب محدود نمودن تغییرشکل‌های غیرالاستیک و در نتیجه کاهش خرابی در سیستم قاب خمشی مجاور قاب پیوند شده خواهد شد. رفتار تیرهای پیوند شده در سیستم قاب ستون پیوند شده مشابه رفتار تیرهای پیوند شده در قاب‌های با بادبندهای خارج از مرکز (واگرا) بوده و بر اساس طول تیر پیوند این اعضا در تسلیم برشی یا خمشی و یا خمشی-برشی عمل می‌نمایند. در هنگام زلزله‌های متوسط، سهولت در تعویض اعضا تیر پیوند شده مطابق جزئیات اتصالی که در گزارش دوسیکا و لویس [۴ و ۵] استفاده شده، سبب تسریع در بازگشت ساختمان به وضعیت خدمت رسانی خود خواهد شد. ایده اصلی سیستم قاب ستون پیوند شده توسط نادر و همکارانش در سال ۲۰۰۰ [۶] در پایه‌های عریض پل رودخانه اوکلند در کالیفرنیا مورد استفاده قرار گرفت. تیرهای پیوند شده برشی در پایه این پل‌ها طوری طرح شدند تا هنگام زلزله دارای رفتار تسلیم برشی بوده و پس از خرابی بتوان به راحتی آنها را تعویض نمود. سیستم قاب ستون پیوند شده (LCF) را به عنوان یک سیستم فیوز سازه‌ای که نقش استهلاک کننده انرژی غیرفعال با مستهلک کننده فلزی^۲ (PEDMD) را دارد در نظر گرفت. یعنی عضو پیوند با تغییرشکل غیرخطی، انرژی سازه را مستهلک نموده و نیروهای

¹ Linked Column Frame

² Passive Energy Dissipation Metallic Dampers

موجود در اعضا مجاور را محدود می‌نماید. اعضای فیوز پیش از دیگر اعضا وارد رفتار غیرالاستیک شده و سبب افزایش استهلاک انرژی لرزه-ای در سازه می‌شود. در صورتی که فیوزهای سازه‌ای به طور مناسب طرح شوند، تغییر شکل‌های غیرالاستیک و آسیب‌ها در آنها صورت گرفته و اعضا اصلی سازه در محدوده الاستیک باقی مانده و آسیب‌ها در این اعضا رخ نداده و یا بسیار محدود خواهد بود. حالت ایده‌آل این فیوزها، فیوزهای سازه‌ای قابل تعویضی^۳ هستند بطوری که بتوان آنها را پس از وقوع زلزله و آسیب‌های لرزه‌ای به راحتی با اعضای جدید تعویض نمود. امروزه استفاده از فیوزهای تعویض پذیر سازه‌ای به دلیل رفتار غیرالاستیک مناسب، کنترل و کاهش آسیب در اعضای اصلی و قابلیت تعویض سریع و آسان در سیستم‌های سازه‌ای بسیار متداول شده است. در سیستم‌های سازه‌ای ترکیب شده با این فیوزها آسیب در اعضای اصلی محدود بوده و قابلیت تعویض راحت و سریع فیوزهای آسیب دیده سبب کاهش زمان و هزینه‌های تعمیر ساختمان خواهد شد. مفهوم فیوز امروزه نسبت به گذشته متفاوت است. در گذشته فیوز به اعضا سازه‌ای که به منظور تامین تغییر شکل‌های غیرالاستیک و استهلاک انرژی لرزه‌ای طرح می‌شدند، اطلاق می‌شدند و این فیوزها لزوماً قابل تعویض نبودند. روادر و پوپوف [۷] ایده‌ی قاب مهاربند و اگر را معرفی نمودند و تیر پیوند در این سیستم به علت آن که برای استهلاک انرژی توسط تغییر شکل غیرالاستیک طرح شده بود، عضو فیوز شکل‌پذیر نامیده شد. امروزه استفاده از فیوزهای تعویض پذیر سازه‌ای به سبب رفتار غیرالاستیک مناسب، کنترل و کاهش آسیب در اعضا اصلی و قابلیت تعویض سریع و آسان در سیستم‌های سازه‌ها بسیار متداول شده است. در سیستم‌های سازه‌ای ترکیب شده با این فیوزها، آسیب در اعضا سازه اصلی محدود بوده و قابلیت تعویض راحت و سریع فیوزهای آسیب دیده سبب کاهش زمان و هزینه‌های تعمیر ساختمان خواهد شد. استفاده و گسترش بادبندهای کمانش ناپذیر^۴ [۸-۱۲]، استفاده از میراگرهای جاری شونده فلزی اجزای اضافه کننده‌ی سختی و استهلاک^۵ (ADAS) [۱۳] و اجزای مثلثی^۶ (TADAS) [۱۴-۱۶]، اجزای پانل فولادی برشی [۱۷] و سیستم قاب با ستون پیوند شده (LCF) [۱۸-۱۹] از جمله این سیستم‌های دارای فیوز قابل تعویض هستند. شن و همکاران [۲۰]، طراحی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های مقاوم خمشی فولادی با استفاده از فیوزهای قابل تعویض را مورد بررسی و ارزیابی قرار دادند. نتایج تحقیقات آنها نشان می‌دهد که قاب‌های مقاوم خمشی فولادی با تیرهای پیوند دارای رفتاری شکل‌پذیر و تیرهای پیوند دارای قابلیت تعویض پس از زلزله را دارند، می‌توان از آنها استفاده نمود. شعبی و همکاران [۲۱]، روش جدید طراحی بر اساس عملکرد با سیستم قاب ستون پیوند شده فولادی برای سه سازه ۳، ۶ و ۹ طبقه براساس ساختمان SAC در ناحیه لرزه‌خیزی بالا با استفاده از روش طرح جدید پیشنهادی مورد بررسی قرار دادند. نتایج تحقیقات آنها نشان می‌دهد روش طراحی ارائه شده روشی ساده بوده و توزیع برش بر اساس روش پیشنهادی با نتایج تحلیل غیرخطی دینامیکی مطابقت دارد. لیا و همکاران [۲۲]، سیستم قاب ستون پیوند شده فولادی را برای کاهش پاسخ لرزه‌ای قاب‌های خمشی بتن‌آرمه را پیشنهاد دادند. نتایج تحقیقات آنها نشان می‌دهد نسبت سختی جانبی ستون‌هایی مستهلک کننده انرژی به سختی جانبی قاب خمشی بتن‌آرمه مهمترین پارامتر در این سیستم می‌باشد. استفاده از بادبند کمانش ناپذیر (BRB) و یا قاب با ستون پیوند شده (LCF) در یک سیستم سازه‌ای، سبب تغییر در رفتار کلی سازه شده و سازه‌ی اصلی تبدیل به سازه‌ای با رفتار دوگانه خواهد شد. سیستم قاب ستون پیوند شده (LCF) از دو سیستم سازه‌ای براساس اندرکنش بین دو سیستم، فیوز سازه‌ای و سازه اصلی تشکیل شده است که تیرهای پیوند در آن نقش فیوز را بر عهده دارند. تغییر شکل‌های غیرالاستیک و تسلیم تنها در تیرهای پیوند تشکیل شده و اعضای سازه‌ی اصلی باید در حد الاستیک باقی بمانند. برای آن که نیازهای لرزه‌ای غیرارتجاعی سازه‌ها در برابر زلزله‌های شدید را مورد ارزیابی قرار داد باید ضریب رفتار سیستم سازه‌ای را تعیین نمود. در این مقاله ضریب رفتار سیستم قاب ستون پیوند شده که برای تقویت قاب بتن‌آرمه استفاده شده است، مورد ارزیابی قرار گرفته است. ضریب رفتار سازه عملکرد غیرارتجاعی سازه را در بر دارد و بیانگر مقاومت پنهان سازه در مرحله غیرارتجاعی می‌باشد. با تعیین ضریب رفتار و پارامترهای پاسخ لرزه‌ای سازه می‌توان ظرفیت باربری و عملکرد سازه را در مرحله غیرارتجاعی پیش‌بینی نمود.

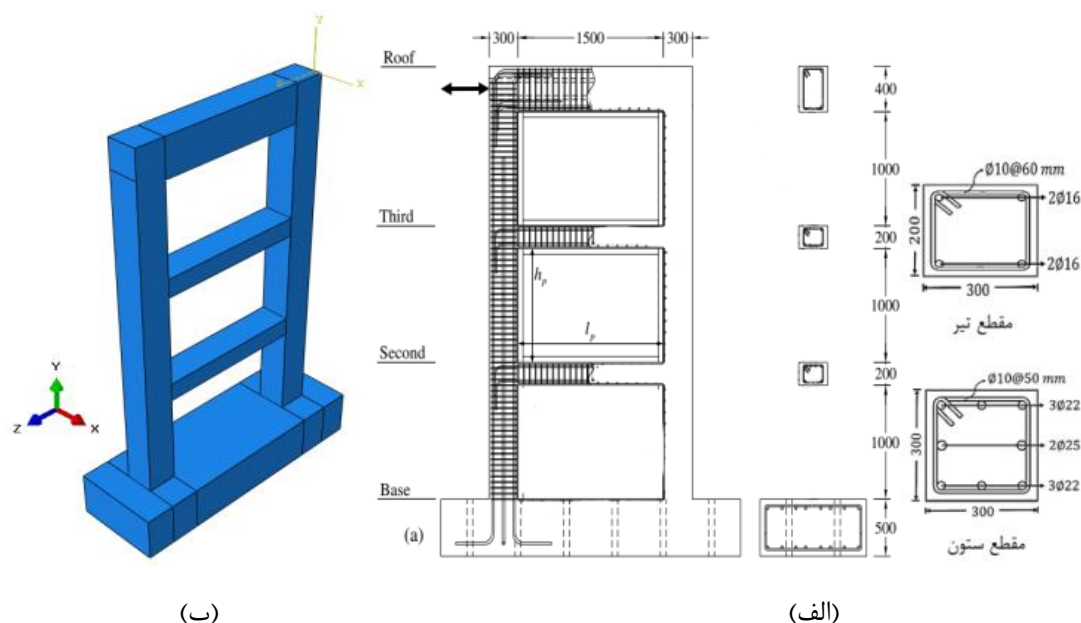
³ Replaceable⁴ Buckling Restrained Brace⁵ Added Damping And Stiffness⁶ Triangular Added Damping And Stiffness

۲- معرفی نمونه‌های مورد مطالعه

در این تحقیق به منظور صحت‌سنجی مدل قاب بتن‌آرمه از مطالعه نمونه آزمایشگاهی چوی و پارک [۲۳] و برای صحت‌سنجی مدل قاب فولادی از مطالعه نمونه آزمایشگاهی چوی و پارک [۲۴] استفاده شده است. برای انجام مدل سه بعدی و آنالیز مدل‌های مورد بررسی از نرم افزار اجزای محدود Abaqus 6.14.2 [۲۵] استفاده شده است.

۲-۱- معرفی نمونه آزمایشگاهی قاب بتن‌آرمه چوی و پارک

برای صحت‌سنجی قاب بتن‌آرمه (RC) از نمونه آزمایشگاهی قاب بتن‌آرمه چوی و پارک [۲۳] استفاده شده است. نمونه آزمایشگاهی چوی و پارک، یک قاب بتن‌آرمه یک دهانه سه طبقه با مقیاس $\frac{1}{3}$ می‌باشد که برای تقویت آن از سیستم قاب ستون پیوند شده فولادی (LCF) استفاده می‌شود. در شکل ۲ جزئیات و ابعاد هندسی مقاطع نمونه آزمایشگاهی چوی و پارک [۲۴] برای قاب بتن‌آرمه سه طبقه نشان داده شده است.



شکل ۲: (الف) ابعاد هندسی و جزئیات آرماتورگذاری نمونه آزمایشگاهی چوی و پارک [۲۳] (ب) مدل‌سازی اجزای محدود قاب بتن‌آرمه (RC).

در جدول ۱ و ۲ مشخصات مصالح نمونه آزمایشگاهی برای قاب بتن‌آرمه ارائه شده است. قاب بتن‌آرمه مطابق آیین‌نامه ACI 318-08 [۲۶] طراحی شده است. نسبت ابعادی (l_p/h_p) برابر 1.5 است.

جدول ۱: مشخصات بتن و آرماتور مصرفی برای قاب بتن‌آرمه.

| مصلح | ضریب پواسون | مدول الاستیسیته (مگاپاسکال) | مقاومت فشاری (مگاپاسکال) | مقاومت کششی (مگاپاسکال) |
|-------|-------------|--------------------------------|-----------------------------|----------------------------|
| بتن | ۰/۱۵ | ۲۵۰۰۰ | ۲۶/۴ | - |
| فولاد | ۰/۳ | ۲۰۰۰۰۰ | - | ۴۰۰ |

جدول ۲: مشخصات تنش تسلیم و نهایی فولاد مصرفی.

| تنش نهایی (مگاپاسکال) | تنش تسلیم (مگاپاسکال) | قطر (میلی متر) | مصالح |
|--------------------------|--------------------------|-------------------|--------------|
| ۵۹۰ | ۴۴۳ | ۲۵ | آرماتور ستون |
| ۵۹۰ | ۴۳۰ | ۲۲ | آرماتور ستون |
| ۵۹۰ | ۴۷۱ | ۱۶ | آرماتور تیر |
| ۵۹۰ | ۴۸۶ | ۱۰ | خاموت |

برای مدل سازی رفتار بتن در نرم افزار اجزای محدود Abaqus از مدل پلاستیک آسیب دیده بتن^۷ استفاده شده است. جدول ۳ مشخصات محدوده پلاستیک بتن که در نرم افزار اجزای محدود Abaqus تعریف شده است را نشان می دهد. برای قاب بتن آرمه از المان سه بعدی هشت گرهی با انتگرال گیری کاهش یافته (C3D8R) و برای آرماتورهای مصرفی از المان ۲ گرهی خرابایی (T3D2) استفاده می شود.

جدول ۳: مشخصات محدوده پلاستیک بتن.

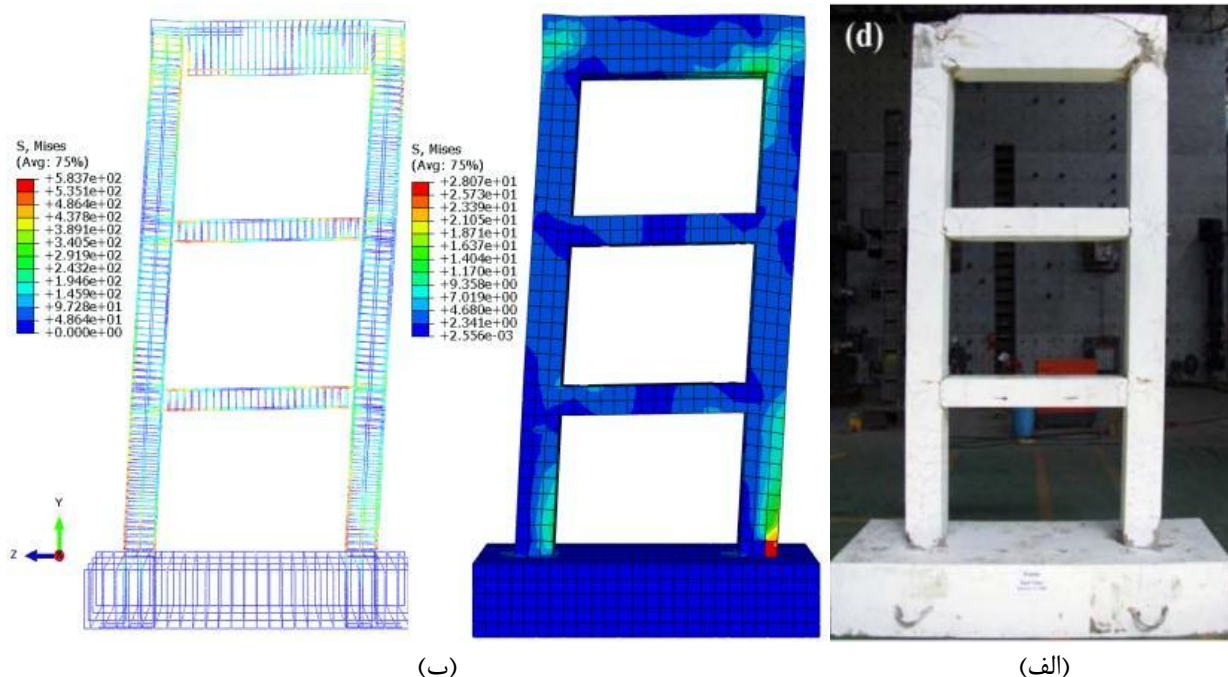
| پارامتر ویسکوزیته | K | F _{b0} /f _{c0} | خروج از مرکزیت | زوایه اتساع |
|-------------------|-------|----------------------------------|----------------|-------------|
| ۰/۰۰۰۲ | ۰/۶۶۷ | ۱/۱۶ | ۰/۱ | ۳۱ |

برای صحت سنجی دقیق نمونه آزمایشگاهی قاب بتن آرمه چوی و پارک، انتخاب اندازه مناسب مش بندی دارای اهمیت می باشد. برای دستیابی به نتایج دقیق در زمان بهینه، آنالیز حساسیت برای اندازه مش بندی، انجام می شود. جدول ۴ مراحل تحلیل حساسیت به مش بندی برای قاب بتن آرمه ارائه شده است. شکل ۳ تغییر شکل قاب بتن آرمه برای نمونه آزمایشگاهی چوی و پارک و مدل اجزای محدود، تحت بارگذاری بارافزون را نشان می دهد.

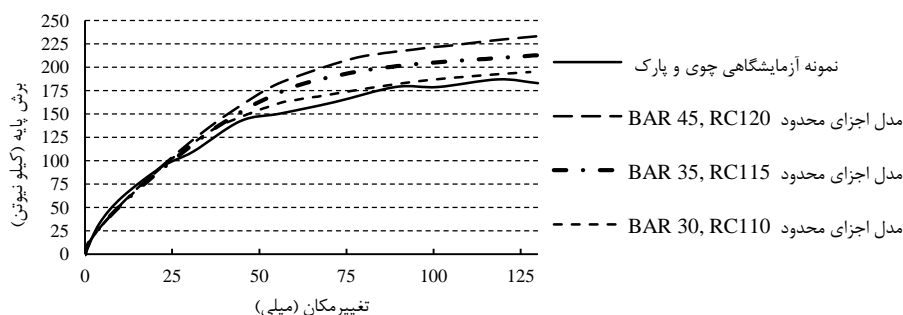
جدول ۴: ابعاد و نوع المان مش بندی برای مدل اجزای محدود قاب بتن آرمه.

| ابعاد المانها (میلی متر) | نوع المان | نام عضو |
|--------------------------|-----------|--------------|
| ۱۲۰ | گام ۱ | |
| ۱۱۵ | گام ۲ | قاب بتن آرمه |
| ۱۱۰ | گام ۳ | |
| ۴۵ | گام ۱ | آرماتور |
| ۳۵ | گام ۲ | مصرفی |
| ۳۰ | گام ۳ | |

⁷ Concrete Damage Plasticity



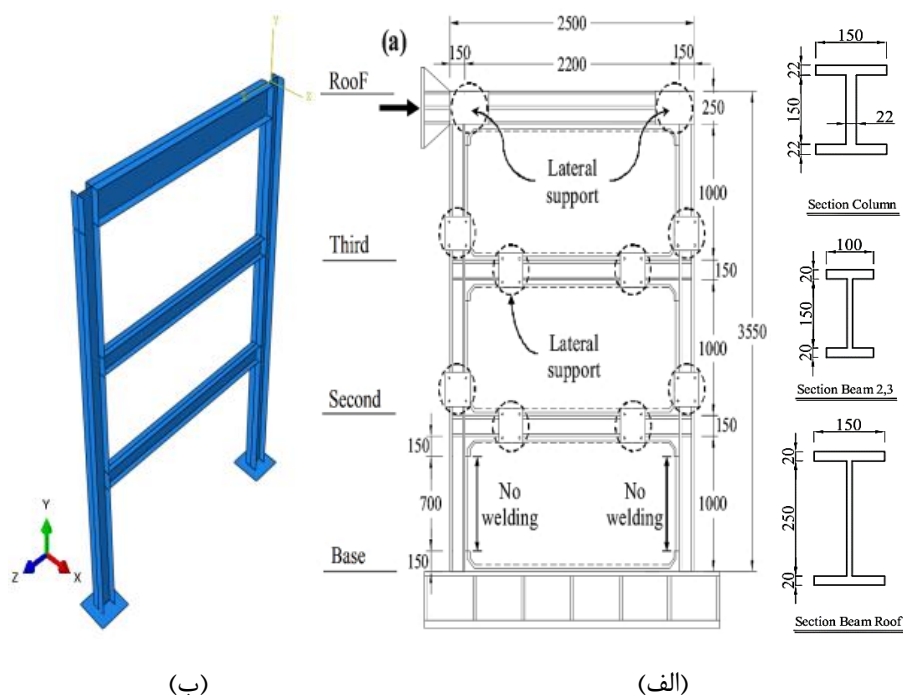
شکل ۳: تغییر شکل نمونه آزمایشگاهی چوبی و پارک، (ب) تنش فون مایسز مدل قاب بتن آرمه اجزای محدود در تغییر مکان نهایی. شکل ۴ مقایسه صحت سنجی منحنی بارافزون نمونه آزمایشگاهی چوبی و پارک با مدل اجزای محدود قاب بتن آرمه را نشان می‌دهد. مدل اجزای محدود قاب بتن آرمه با اندازه مش بندی برای بتن ۱۱۰ میلی‌متر و اندازه مش‌ها برای آرماتور ۳۰ میلی‌متر (مدل اجزای محدود BAR 30, RC110) انتخاب شد که تطابق خوبی با نتایج نمونه آزمایشگاهی چوبی و پارک دارد.



شکل ۴: مقایسه نتایج آنالیز حساسیت صحت سنجی نمونه آزمایشگاهی قاب بتن آرمه چوبی و پارک و مدل اجزای محدود قاب بتن آرمه.

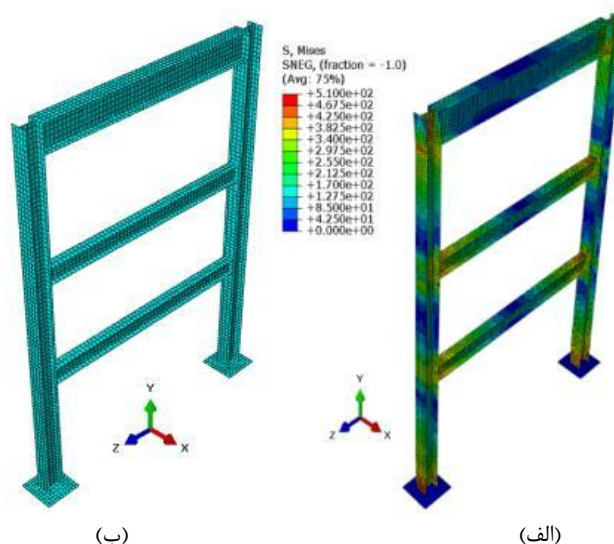
۲-۲- معرفی نمونه آزمایشگاهی قاب فولادی چوبی و پارک

برای صحت‌سنجی قاب فولادی (LC) از نمونه آزمایشگاهی قاب فولادی چوبی و پارک استفاده شده است. قاب فولادی تست شده توسط چوبی و پارک، یک قاب فولادی یک دهانه سه طبقه با مقیاس $\frac{1}{3}$ و اتصالات گیردار می‌باشد که برای مقاوم‌سازی قاب بتن آرمه از سیستم قاب ستون پیوند شده (LCF) استفاده شده است. در شکل ۵ جزئیات و ابعاد قاب فولادی نمونه آزمایشگاهی چوبی و پارک [۲۴] برای قاب فولادی را نشان می‌دهد. مقطع همه ستون‌ها H-150×150×22×22 mm و مقطع تیر برای طبقه دوم و سوم H-150×100×12×20 mm و برای طبقه بام H-250×150×12×20 mm می‌باشد.



شکل ۵: ابعاد هندسی و جزئیات نمونه آزمایشگاهی قاب فولادی چوبی و پارک [۲۳] (ب) مدل سازی اجزای محدود قاب فولادی (LC).

در نرم افزار اجزای محدود Abaqus 6.14.2، برای مدل سازی رفتار فولاد از مدل الاستیک^۸ فولاد با مدول الاستیسیته ۱۹۹۹۴۷/۹۸ مگاپاسگال و ضریب پواسون ۰/۳ استفاده شده است. برای المان های قاب فولادی از المان پوسته ای چهارگره ای با انتگرال گیری کاهش یافته (S4R) استفاده شده است. این المان توانایی بررسی رفتار هر دو پوسته ضخیم و نازک را داراست. شکل ۶ (ب) شبکه بندی مدل اجزای محدود را نشان می دهد.



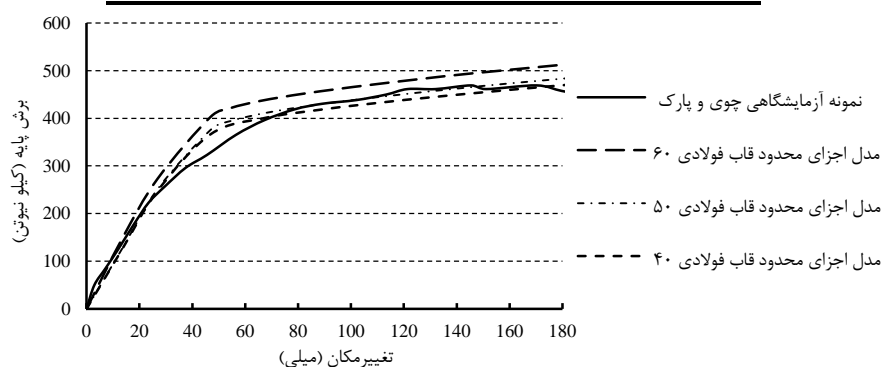
شکل ۶: (الف) تغییر شکل نهایی و تنش فون مایسز مدل اجزای محدود، (ب) مش بندی قاب فولادی اجزای محدود.

⁸ Elastic

برای صحت‌سنجی نمونه آزمایشگاهی قاب فولادی چوی و پارک با مدل اجزای محدود و دستیابی به نتایج دقیق در زمان بهینه، آنالیز حساسیت برای اندازه مش‌بندی، انجام شده است. در جدول ۵ مراحل تعیین ابعاد و اندازه مش‌ها با انجام تحلیل حساسیت به مش-بندی برای قاب فولادی (LC) ارائه شده است.

جدول ۵: ابعاد و نوع المان مش‌بندی برای مدل اجزای محدود قاب فولادی.

| نام عضو | نوع المان | ابعاد المان‌ها (میلی‌متر) | گام |
|------------|-----------|---------------------------|-----|
| قاب فولادی | S4R | ۱ گام | ۶۰ |
| (LC frame) | | ۲ گام | ۵۰ |
| | | ۳ گام | ۴۰ |

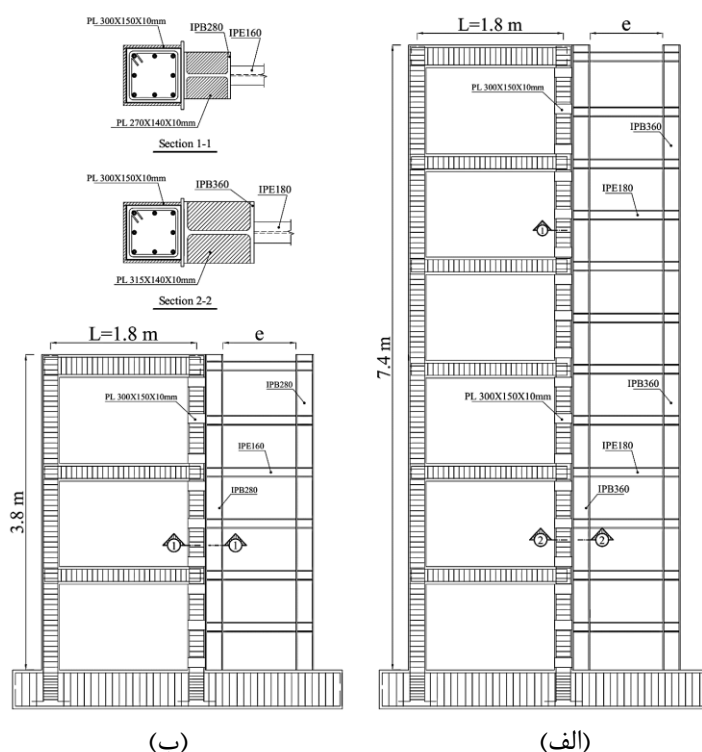


شکل ۷: صحت‌سنجی نمونه آزمایشگاهی چوی و پارک و مدل اجزای محدود قاب بتن‌آرمه.

شکل ۷ صحت‌سنجی منحنی بارافزون نمونه آزمایشگاهی چوی و پارک با مدل اجزای محدود را نشان می‌دهد که مدل اجزای محدود قاب فولادی با اندازه مش‌بندی ۴۰ میلی‌متر انتخاب شده است که تطابق خوبی با نتایج نمونه آزمایشگاهی چوی و پارک دارد.

۲-۳- معرفی نمونه اجزای محدود سیستم قاب ستون پیوند شده (LCF)

در این مقاله نمونه اجزای محدود که با نمونه آزمایشگاهی صحت‌سنجی شده است با استفاده از سیستم قاب ستون پیوند شده (LCF) با سه طول مختلف تیر پیوند برای دو قاب بتن‌آرمه با تعداد طبقات سه و شش مقاوم‌سازی شده، مورد بررسی قرار گرفته است. برای نمونه سه طبقه مقطع ستون قاب فولادی (LC) از IPB 280 و تیرهای رابط از IPE 160 و برای نمونه شش طبقه مقطع ستون قاب فولادی از IPB 360 و تیرهای رابط از IPE 180 استفاده شده است. شکل ۸ ابعاد قاب بتن‌آرمه که با سیستم LCF مقاوم‌سازی شده و نحوه اتصال آن به قاب بتن‌آرمه را نشان داده شده است. نحوه نام‌گذاری نمونه‌ها بدین صورت است که مفهوم LCF بیانگر سیستم ستون پیوند شده فولادی و عدد اول بعد از LCF مقدار طول تیر پیوند بر حسب متر و عدد دوم نسبت طول تیر پیوند به طول دهانه قاب بتن‌آرمه است (در تمام نمونه‌ها طول دهانه قاب بتن‌آرمه برابر ۱/۸ متر می‌باشد)، بطوری‌که در جدول ۶ نشان داده شده است. برای قابل مقایسه بودن نتایج، مشخصات مصالح، مش‌بندی، شرایط مرزی و قطر آرماتورهای مصرفی در تمامی نمونه‌ها مشابه نمونه آزمایشگاهی چوی و پارک [۲۳] برای قاب بتن‌آرمه انتخاب شده است.



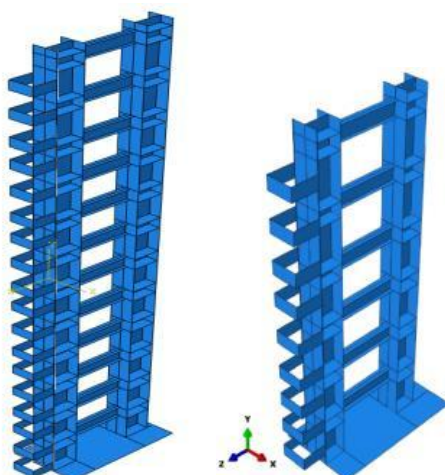
شکل ۸: الف) قاب بتن آرمه که با سیستم LCF تقویت شده. الف) شش طبقه ب) سه طبقه.

جدول ۶: نامگذاری و اندازه طول تیر پیوند برای نمونه‌های مختلف.

| مدل | طول تیر پیوند (e) (متر) | e/L |
|--------------|-------------------------|------|
| LCF-0.55-0.3 | ۰/۵۵ | ۰/۳ |
| LCF-0.8-0.45 | ۰/۸ | ۰/۴۵ |
| LCF-1.1-0.6 | ۱/۱ | ۰/۶ |

برای تعریف اندرکنش بین بتن و آرماتورها در قاب بتن آرمه از قید ناحیه مدفون شده (Embedded region) استفاده شده است. برای اتصال ورق فولادی پای سیستم LCF به فونداسیون قاب بتن آرمه، از قید Tie استفاده می‌شود. این قید این امکان را فراهم می‌سازد تا دو ناحیه را بتوان کاملاً به هم چسباند (جوش شده) حتی اگر مش‌های آن دو مشابه نباشند. برای اتصال قاب LCF به قاب بتن آرمه از بست‌های U شکل استفاده شده است. اندرکنش بین قاب خمشی بتن آرمه (RC) و قاب فولادی (LC)، از نوع تماسی^۹ انتخاب می‌شود. در این نوع اندرکنش می‌توان خاصیت حاکم به رفتار مماسی دو سطح (مانند ضریب اصطکاک) و یا خاصیت حاکم به رفتار عمودی دو سطح (مانند سختی در برخورد) را تعریف کرد. مقدار ضریب اصطکاک برای تماس بین قاب بتن آرمه (RC) و قاب فولادی (LC) برابر ۰/۱۸ تعریف شده است. بار اعمالی برای بررسی سیستم قاب ستون پیوند شده، به صورت کنترل تغییرمکان در تیر فوقانی تحت اثر بار جانبی افزایش دهنده اعمال شده است. شکل ۹ نحوه اتصال قاب فولادی (LC) با استفاده از بست‌های فولادی U شکل به قاب بتن آرمه (RC) را نشان می‌دهد.

⁹ Contact



شکل ۹: اتصال قاب فولادی با بست‌های U شکل که به قاب بتن آرمه متصل شده.

۳- ضریب رفتار

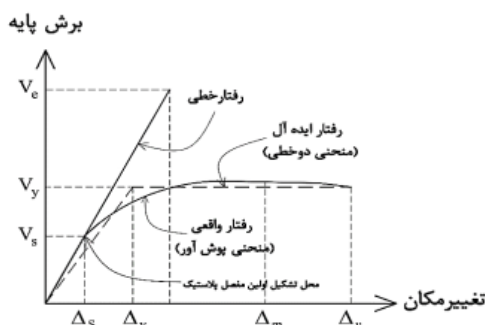
ضریب رفتار (R) سازه، ضریبی است که عملکرد غیرارتجاعی سازه را در بردارد و بیانگر مقاومت پنهان سازه در مرحله غیرارتجاعی است. به همین دلیل، مقاومت مورد نیاز سازه از تقسیم مقاومت مورد نیاز سازه در حالت کاملاً ارتجاعی بر این ضریب محاسبه می‌گردد و به این ترتیب، مقاومت مورد نیاز سازه کاهش داده می‌شود. ظرفیت تغییرشکل غیرارتجاعی سازه‌ها به کمک ضریب شکل‌پذیری بیان می‌گردد. بنابراین، ضریب رفتار سازه به صورت مستقیم به ضریب شکل‌پذیری آن وابسته است. هرچه ضریب شکل‌پذیری یک سازه بیشتر باشد، میزان جذب و استهلاک انرژی سیستم سازه‌ای بالاتر می‌باشد در نتیجه، مقدار ضریب رفتار بزرگتر خواهد بود. ضریب شکل‌پذیری، ضریب مقاومت افزون، میرایی سازه، زمان تناوب، عملکرد مورد انتظار سازه، خاک محل، مشخصات زلزله، نوع مصالح مصرفی، زمان تناوب پیچشی، روش طراحی سازه و مدل ساده شده نیرو-تغییر مکان از عوامل تاثیرگذار بر ضریب رفتار هستند [۲۷].

۳-۱ پارامترهای مؤثر بر ضریب رفتار

تحقیقات محققین دانشگاه برکلی نشان داده است که اجزای تشکیل دهنده ضریب رفتار از چهار ضریب تشکیل می‌شوند که ضریب رفتار در روش طراحی در حالت حدی نهایی مطابق رابطه (۱) است [۲۸].

$$R = R_R \cdot R_\mu \cdot R_S \cdot R_\xi \quad (1)$$

در رابطه (۱) R_R ضریب کاهش ناشی از نامعینی یا ضریب درجه نامعینی سازه، R_μ ضریب کاهش ناشی از شکل‌پذیری، R_S ضریب کاهش ناشی از مقاومت افزون یا ضریب اضافه مقاومت و R_ξ ضریب میرایی است. شکل ۱۰ منحنی ایده‌آل رفتار کلی سازه و نمودار دوخطی الاستیک-پلاستیک را نشان می‌دهد که با استفاده از روبرز می‌توان ضریب رفتار و پارامترهای لرزهای را بدست آورد.



شکل ۱۰: منحنی ایده‌آل رفتار کلی سازه و نمودار دوخطی الاستیک-پلاستیک

۳-۱-۱- ضریب نامعینی

در رابطه (۱) R_R ضریب کاهش ناشی از نامعینی یا ضریب درجه نامعینی سازه است. ضریب نامعینی، افزایش درجه اطمینان در سیستم‌های لرزه‌ای را که از چندین قاب مقاوم در بردارند را محدود می‌سازد. مقدار ضریب نامعینی مطابق با دستورالعمل ATC-19 [۲۸] بصورت جدول ۷ زیر است:

جدول ۷: مقدار ضریب نامعینی مطابق با ATC-19 [۲۸].

| ضریب قید اضافی (R_R) | تعداد قاب‌های مقاوم در برابر نیروی جانبی |
|--------------------------|--|
| ۰/۷۱ | ۲ |
| ۰/۸۶ | ۳ |
| ۱ | ۴ |

۳-۱-۲- ضریب کاهش شکل پذیری

سازه‌ها بر اثر وجود شکل‌پذیری، مقدار قابل توجهی از انرژی زلزله را با رفتار هیستریزس مستهلک می‌کنند، که مقدار این استهلاک انرژی، بستگی به مقدار شکل‌پذیری کلی سازه دارد. به دلیل این ظرفیت استهلاک انرژی، می‌توان نیروی طراحی الاستیک (V_e) را به تراز نیروی برشی حد تسلیم (V_y) کاهش داد. از این رو، ضریب کاهش بر اثر شکل‌پذیری، عبارت است از تقسیم نیروی برش الاستیک (V_e) (در صورتی که رفتار سازه الاستیک باقی بماند) به نیروی برشی حد تسلیم (V_y) که مطابق رابطه (۲) محاسبه می‌شود.

$$R_\mu = \frac{V_e}{V_y} \quad (2)$$

برای محاسبه ضریب کاهش شکل‌پذیری، روابط مختلفی توسط محققان ارائه شده است، روش‌های کراوینکلر و ناصر [۲۹]، میراندا و برترو [۳۰] و روش نیومارک^{۱۰} و هال^{۱۱} [۳۱] در گزارش ATC19 [۲۸] برای محاسبه ضریب کاهش شکل‌پذیری پیشنهاد شده است. در این تحقیق از روش نیومارک و هال استفاده شده است. نیومارک و هال برای محاسبه ضریب کاهش شکل‌پذیری (R_μ) سیستم‌های الاستیک-پلاستیک کامل یک درجه آزادی روابط زیر را پیشنهاد کردند. برای زمان‌های تناوب کمتر از ۰/۰۳ ثانیه (فرکانس‌های بالای ۳۳ هرتز):

$$R_\mu = 1 \quad (3)$$

برای زمان‌های تناوب بین ۰/۱۲ و ۰/۵ ثانیه (فرکانس‌های بین ۲ و ۸ هرتز):

$$R_\mu = \sqrt{2\mu - 1} \text{ و } \frac{\mu}{R_\mu} \geq 1 \quad (4)$$

برای زمان‌های تناوب بزرگ‌تر از ۱/۰ ثانیه (فرکانس‌های کوچک‌تر از ۱ هرتز):

$$R_\mu = \mu \quad (5)$$

برآورد R_μ در زمان‌های تناوب بین ۰/۰۳ و ۰/۱۲ ثانیه و نیز بین ۰/۵ و ۱/۰ ثانیه با درون‌یابی بین مقادیر حدی روابط فوق قابل محاسبه است. مطابق این روابط ضریب کاهش شکل‌پذیری تابعی از زمان تناوب و ضریب شکل‌پذیری (μ) است. برای این منظور برای سازه تحلیل فرکانسی انجام شد و زمان تناوب سازه برای قاب سه و شش طبقه به ترتیب برابر ۰/۰۵۶۳ و ۰/۱۳۵۴ ثانیه بدست آمد. ضریب شکل‌پذیری کلی سازه از تقسیم تغییرمکان جانبی حداکثر (Δ_m) به تغییرمکان جانبی تسلیم (Δ_y) تعریف می‌شود. ضریب شکل‌پذیری از رابطه ۶ محاسبه می‌شود.

$$\mu = \frac{\Delta_m}{\Delta_y} \quad (6)$$

¹⁰ Newmark¹¹ Hall

۳-۱-۳- ضریب اضافه مقاومت

مقاومت جانبی ساختمان عموماً از مقاومت طراحی آن تجاوز می‌کند و اکثراً اعضای با ظرفیتی مساوی یا بیشتر از بارهای طراحی طرح می‌شوند و تقریباً تمامی اعضا دارای مقاومت اضافی هستند. برای تعیین مقدار ضریب اضافه مقاومت علاوه بر روش‌های آزمایشگاهی می‌توان از روش‌های تحلیلی همچون روش استاتیکی غیرخطی استفاده نمود. ضریب اضافه مقاومت سازه برابر با نسبت نیروی برشی حد تسلیم (V_y) به نیروی برشی با تشکیل اولین مفصل پلاستیک (V_s) در سازه می‌باشد که از رابطه (۶) بدست می‌آید.

$$R_S = \Omega_0 = \frac{V_y}{V_s} \quad (7)$$

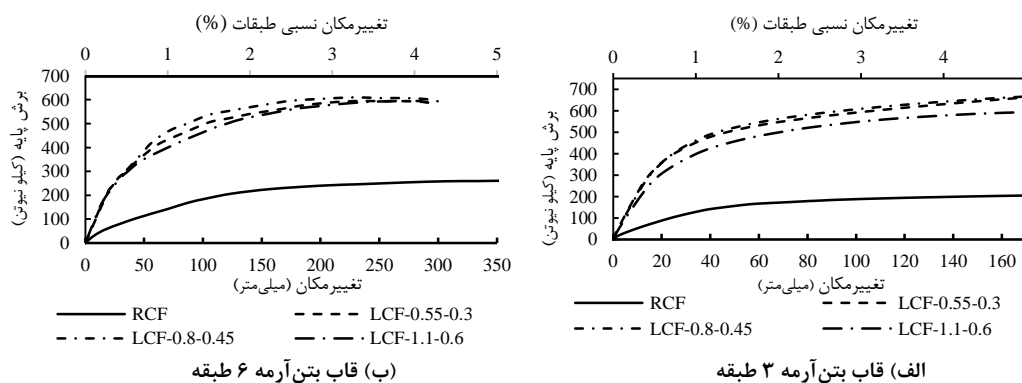
۳-۱-۴- ضریب میرایی

میرایی اغلب برای بیان خاصیت جذب انرژی در قاب‌های ساختمانی بکار می‌رود. از اینکه انرژی جذب شده با رفتار هیستریزس انجام می‌گیرد. میرایی که از طریق هیستریزس در یک ساختمان در محدوده الاستیک صورت می‌گیرد عموماً میرایی معادل لزج نامیده می‌شود و ۵ درصد میرایی بحرانی در نظر گرفته می‌شود. استفاده از ضریب میرایی R_E به عنوان یکی از اجزای ضریب رفتار فقط هنگامی درست می‌باشد که المان‌های ویسکوز به طور صریح در مراحل طراحی به حساب آورده شده باشند یا به عبارتی نیروهای ناشی از میرایی به صورت صریح در فرآیند طراحی به حساب آمده باشند. آیین نامه IBC 2018 [۳۲] برای میرایی ۵ درصد ضریب میرایی برابر یک در نظر گرفته است. در این مقاله نیز مقدار ضریب میرایی برابر یک در نظر گرفته شده است.

۴- بررسی رفتار سیستم قاب ستون پیوند شده (LCF)

۴-۱- بررسی رفتار مدل‌های تقویت شده تحت بارافزون

منحنی ظرفیت، نشان دهنده‌ی برش پایه قابل تحمل توسط سازه، تحت بارگذاری تدریجی افزایشی، به ازای تغییر شکل جانبی تراز معین شده سازه می‌باشد. با توجه به این که سطح زیر منحنی پوش‌آور بیانگر مقدار انرژی مستهلک شده توسط سازه است، بنابراین هرچه سطح زیر این منحنی بزرگتر باشد، سازه شکل‌پذیر و توانایی بیشتری در جذب و استهلاک انرژی خواهد داشت. در شکل ۱۱ مقایسه نتایج نمودار نیرو-تغییر مکان تمامی نمونه‌ها برای قاب بتن‌آرمه تقویت شده را نشان می‌دهد.



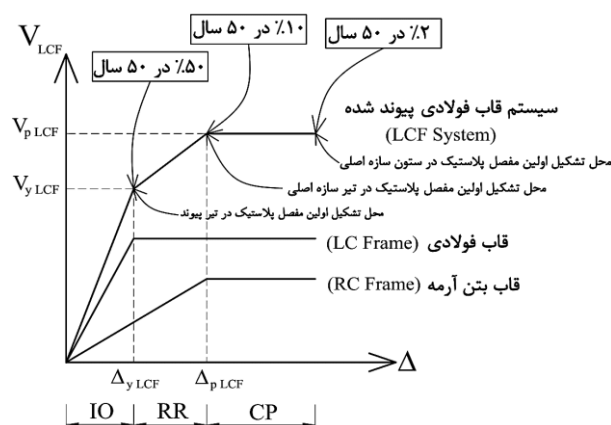
شکل ۱۱: مقایسه منحنی پوش‌آور تمامی نمونه‌های قاب بتن‌آرمه تقویت شده با سیستم LCF.

هدف از تقویت لرزه‌ای با سیستم LCF آن است که تسلیم در تیر پیوند ایجاد شود بطوری‌که اعضای ستون‌ها و تیرهای قاب خمشی بتن‌آرمه (RC)، در حالت الاستیک باقی بمانند و مفاصل پلاستیک ابتدا در تیرهای قاب فولادی (LC) که نقش تیر پیوند را دارند تشکیل شوند. نقش این تیرهای پیوند بصورت فیوزهای برشی می‌باشند که اعضای می‌توانند که اول تسلیم می‌شوند. اعضای تیر پیوند طوری طرح می‌شوند تا با عمل تسلیم شدن بتواند منبع پایداری برای استهلاک انرژی جذب شده توسط سازه را تا رسیدن تیرهای خمشی به مفصل پلاستیک، تامین نماید. همان طوریکه در شکل ۱۱ مشاهده می‌شود، مدل‌هایی که نسبت e/L آنها برابر $0/3$ و $0/45$ می‌باشد بیشترین مقدار بار نهایی را دارند بطوری‌که مقدار ظرفیت باربری قاب بتن‌آرمه تقویت شده با سیستم LCF در حدود $3/2$ برابر نسبت به

قاب بتن آرمه بدون مقاوم سازی، افزایش می دهد. برای جلوگیری از ازدحام نمودارها و تفسیر دقیق تر هر نمونه، نمودار پوش آور برای هر مدل بصورت جداگانه مورد بررسی قرار داده تا بتوان نحوه تشکیل مفاصل پلاستیک در اعضای سیستم LCF را مورد بررسی قرار داد.

۴-۲- سطوح عملکرد و نحوه تشکیل مفاصل پلاستیک در سیستم LCF

برای طراحی لرزه ای بر اساس عملکرد در سازه های با سیستم فیوز، روش طرح پلاستیک براساس عملکرد^{۱۲} (PBPD) می باشد که کلید اصلی آن تفکیک دو سیستم سازه ای بر اساس اندرکنش بین دو سیستم فیوز سازه ای و سازه ای اصلی است. طرح سیستم فیوز سازه ای در ترکیب با سازه ای اصلی، سه سطح عملکرد را شامل می شود [۳۳ و ۳۴]. سطح عملکرد اول: خدمت رسانی بی وقفه^{۱۳} (IO) که در این حالت کلیه اعضای فیوز و اعضای اصلی سازه در زلزله های با احتمال ۵۰ درصد در پنجاه سال در محدوده الاستیک عمل می نمایند. سطح عملکرد دوم: باز سازی سریع^{۱۴} (RR) که در این حالت اعضای فیوز در زلزله های با احتمال ۱۰ درصد در پنجاه سال وارد رفتار غیرالاستیک شده و تسلیم می شوند. در این سطح عملکرد اعضا سازه ای اصلی در محدوده الاستیک باقی خواهند ماند. سیستم فیوز سازه ای در این سطح عملکرد باید کارایی اصلی خود را انجام داده و از تسلیم شدن اعضا سازه ای اصلی جلوگیری نماید. پس از تسلیم اعضای فیوز با تعویض اعضای آسیب دیده، ساختمان به سرعت به خدمت رسانی باز می گردد. سطح عملکرد سوم: آستانه ای فروریزش^{۱۵} (CP) در این سطح عملکرد اعضای سازه هر دو سیستم فیوز و سیستم اصلی در زلزله های با احتمال ۲ درصد در پنجاه سال وارد رفتار غیرالاستیک شده و در باربری سازه شرکت می کنند. سطوح عملکرد سه گانه و نحوه کارکرد کل سازه با سیستم قاب ستون پیوند شده فولادی (LCF) در شکل ۱۲ نشان می دهد.



شکل ۱۲: سطوح عملکرد سازه با سیستم قاب ستون پیوند شده فولادی (LCF).

نحوه تشکیل مفاصل پلاستیک در قاب خمشی بتن آرمه (RC) و قاب ستون پیوند شده فولادی (LC) را تحت بارگذاری بارافزون در شکل ۱۳ نشان داده شده است. نحوه تشکیل مفاصل پلاستیک در سیستم LCF باید بدین صورت باشد که مفاصل پلاستیک ابتدا در تیرهای پیوند و ستون های قاب LC و سپس در تیرها و ستون های قاب بتن آرمه (RC) تشکیل شوند. در نتیجه قاب بتن آرمه در حالت الاستیک باقی می ماند و موجب خواهد شد که در اثر زلزله های شدید به قاب بتن آرمه که وظیفه باربری ثقلی سازه را بر عهده دارد آسیب وارد نشود. همانطوری که در شکل ۱۳ مشاهده می شود برای نام گذاری مفاصل پلاستیک تیر با حرف B و مفصل پلاستیک ستون با حرف C نشان داده شده است. مثلاً B-LC بیانگر مفصل پلاستیک در تیر پیوند قاب LC و B-RC بیانگر مفصل پلاستیک در تیر قاب خمشی بتن-آرمه می باشد. نحوه نام گذاری تشکیل مفاصل پلاستیک در جدول ۸ نشان می دهد.

¹² Performance-Based Plastic Design

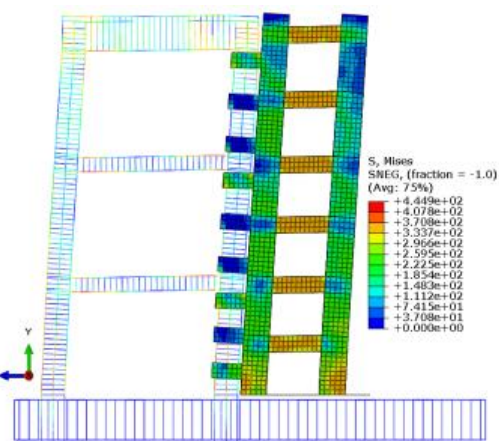
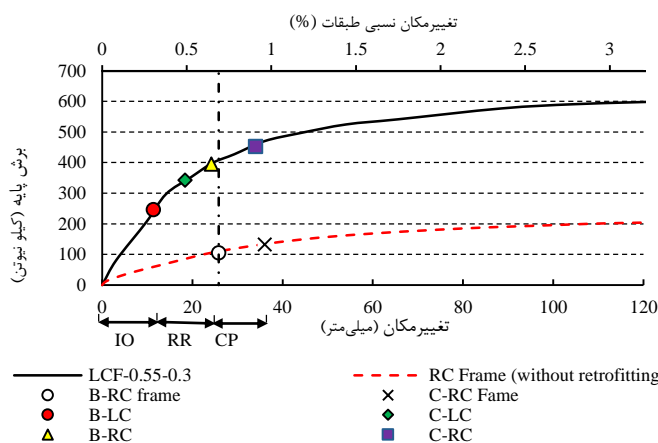
¹³ Immediate Occupancy

¹⁴ Rapid Return to occupancy

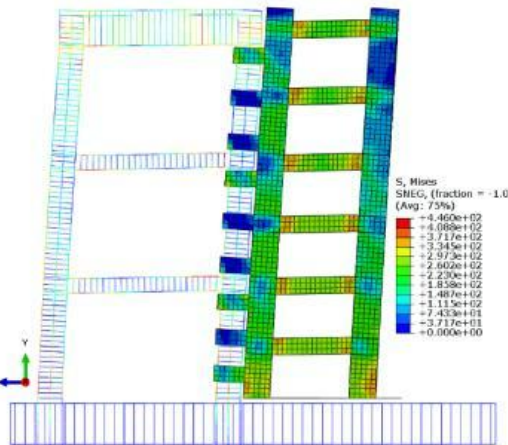
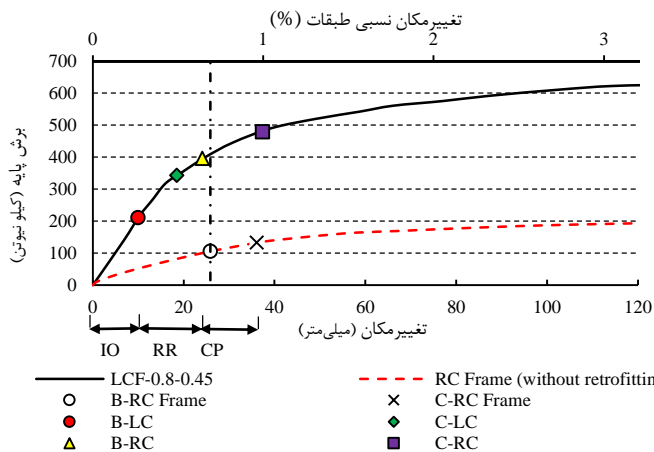
¹⁵ Collapse Prevention

جدول ۸: نام گذاری مفاصل پلاستیک در سیستم LCF و قاب خمشی بتن آرمه

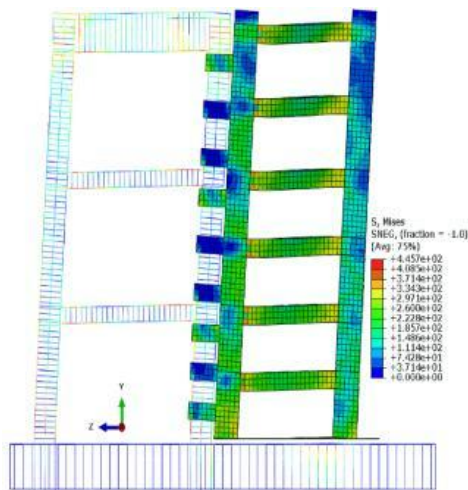
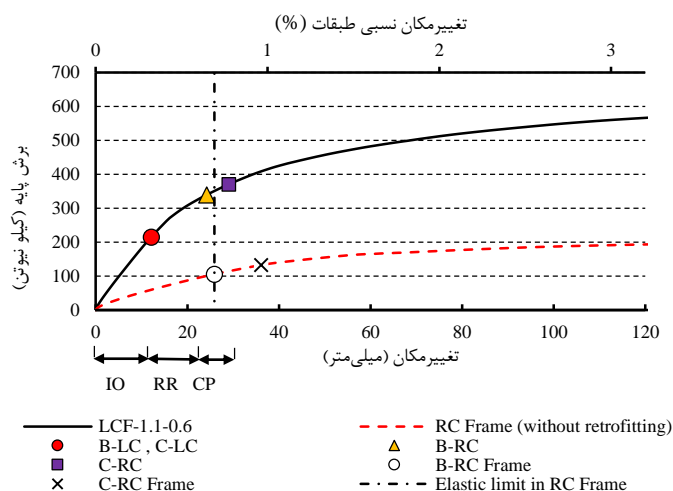
| نام گذاری مفصل پلاستیک | محل تشکیل مفصل پلاستیک |
|------------------------|---|
| B-LC | مفاصل پلاستیک در تیر پیوند قاب LC |
| C-LC | مفاصل پلاستیک در ستون قاب LC |
| B-RC | مفاصل پلاستیک در تیر قاب خمشی RC |
| C-RC | مفاصل پلاستیک در ستون قاب خمشی RC |
| B-RC frame | مفاصل پلاستیک در تیر قاب بتن آرمه بدون تقویت سیستم LCF |
| C-RC frame | مفاصل پلاستیک در ستون قاب بتن آرمه بدون تقویت سیستم LCF |



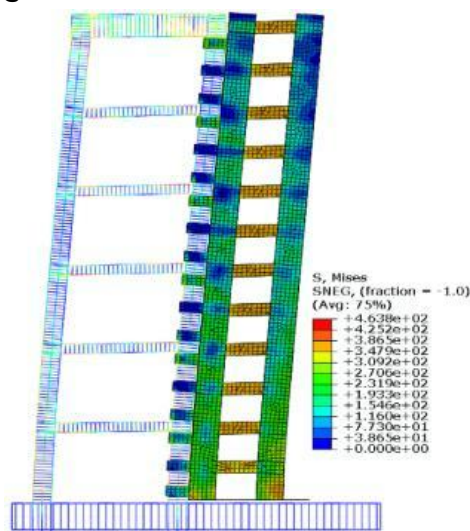
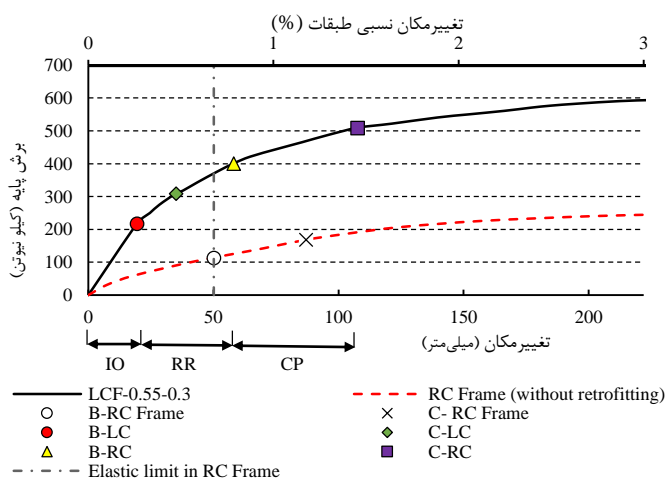
الف) مدل: LCF-0.55-0.3



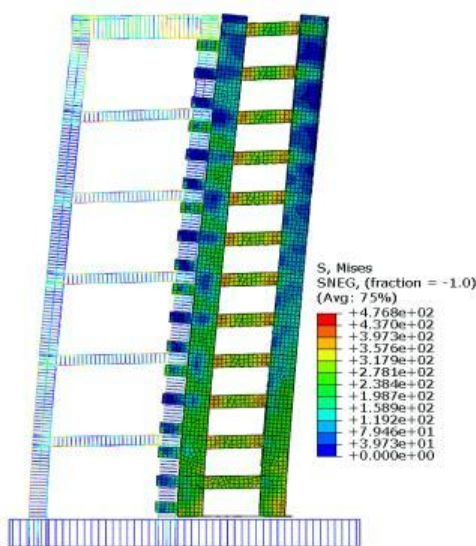
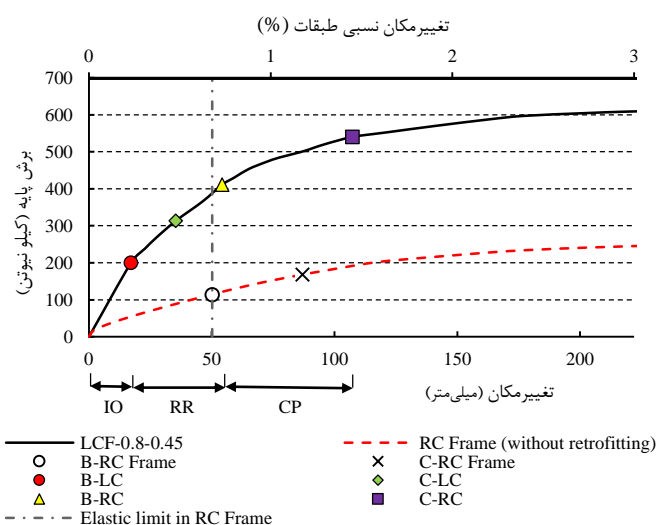
ب) مدل: LCF-0.8-0.45



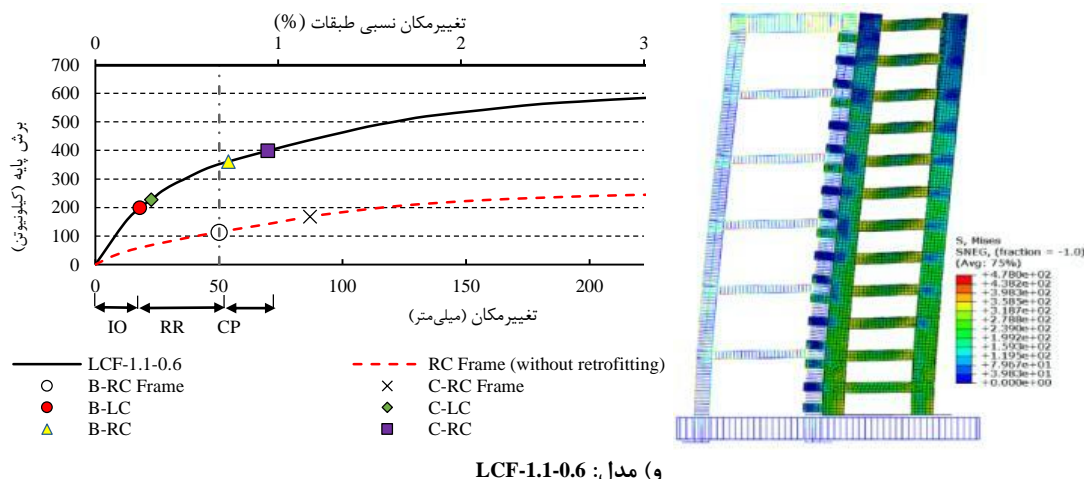
ج) مدل: LCF-1.1-0.6



د) مدل: LCF-0.55-0.3



ه) مدل: LCF-0.8-0.45



شکل ۱۳: نحوه تشکیل مفاصل پلاستیک در نمونه‌هایی با طول‌های متفاوت تیر پیوند در سیستم LCF برای تقویت قاب بتن آرمه ۳ و ۶ طبقه.

همان طوری که از شکل ۱۳ مشاهده می‌شود، در هر سه مدل قاب بتن آرمه سه و شش طبقه تقویت شده با سیستم LCF، مفاصل پلاستیک ابتدا در قاب LC و سپس در قاب بتن آرمه RC تشکیل شده‌اند. در مدل‌های LCF-0.55-0.3 و LCF-0.8-0.45 برای قاب سه و شش طبقه، نحوه تشکیل مفاصل پلاستیک بدین صورت است که اولین مفصل پلاستیک در تیرهای پیوند قاب فولادی (LC) تشکیل شوند که در محدوده خدمت‌رسانی بی‌وقفه (IO) می‌باشد. سپس مفاصل پلاستیک در ستون‌های قاب فولادی (LC) تشکیل شده که در محدوده بازسازی سریع (RR) می‌باشند در این حالت قاب بتن آرمه در حالت الاستیک باقی می‌ماند. در مدل LCF-1.1-0.6 اولین مفصل پلاستیک برای قاب سه و شش طبقه بطور همزمان در تیر و ستون قاب LC به ترتیب در تغییرمکان ۱۰/۹۳ میلی‌متر (در تغییرمکان نسبی ۰/۳ درصد) و ۱۸/۰۱ میلی‌متر (در تغییرمکان نسبی ۰/۵ درصد) تشکیل می‌شوند و با افزایش نیروی اعمالی مفصل‌های پلاستیک برای قاب سه و شش طبقه به ترتیب در تغییرمکان ۲۵/۸۸ میلی‌متر (در تغییرمکان نسبی ۰/۷۲ درصد) و ۵۳/۸۴ میلی‌متر (در تغییرمکان نسبی ۱/۵ درصد) در قاب بتن آرمه تشکیل می‌شوند. هر چه فاصله بین تغییرمکان متناظر با تشکیل اولین مفصل پلاستیک در تیر پیوند (Δ_1) و تغییرمکان متناظر با تشکیل اولین مفصل پلاستیک در تیرهای قاب بتن آرمه (Δ_2) از یکدیگر بیشتر باشد، سیستم LCF توانایی بیشتری برای تحمل نیروهای زلزله بدون آسیب به اعضای خمشی را دارا است. ملکوتیان و همکارانش [۱۹] برای طراحی سیستم‌های LCF و ارزیابی عملکرد آن، نسبت بین تغییرمکان متناظر با تشکیل اولین مفصل پلاستیک در سیستم قاب خمشی (RC) به تغییرمکان متناظر با تشکیل اولین مفصل پلاستیک در تیر پیوند (LC) به عنوان یک شرط پیشنهادی مطابق رابطه‌ی (۸) می‌باشد.

$$1.2 < \frac{\Delta_2}{\Delta_1} < 3 \quad (8)$$

در صورتی که نسبت رابطه (۸) کمتر از یک باشد سیستم فاقد پتانسیل جهت دسترسی به سطح عملکرد بازسازی سریع بوده و مفهوم فیوز در این سیستم از بین می‌رود و این نسبت نزدیک به سه باشد به این معنی است که سیستم پتانسیل لازم برای رسیدن به سطح عملکرد بازسازی سریع (RR) برای بازگشت به خدمت‌رسانی را دارا خواهد بود. جدول ۹ مقدار تغییرمکان با تشکیل اولین مفصل پلاستیک در قاب LC (Δ_1) و تغییرمکان با تشکیل اولین مفصل پلاستیک در قاب RC (Δ_2) را نشان می‌دهد.

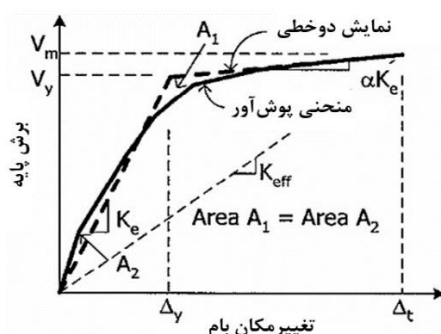
جدول ۹: مقدار تغییرمکان متناظر با تشکیل اولین مفصل پلاستیک در سیستم LCF.

| طبقه | مدل | Δ_1 (میلی‌متر) | Δ_2 (میلی‌متر) | Δ_2/Δ_1 |
|------|--------------|--------------------------|--------------------------|---------------------|
| ۳ | LCF-0.55-0.3 | ۱۱/۶ | ۲۴/۲۶ | ۲/۰۹ |
| | LCF-0.8-0.45 | ۹/۹۲ | ۲۴/۱۱ | ۲/۴۳ |
| | LCF-1.1-0.6 | ۱۰/۹۳ | ۲۵/۸۸ | ۲/۳۶ |
| ۶ | LCF-0.55-0.3 | ۱۹/۴۲ | ۵۸/۱۱ | ۲/۹۹ |
| | LCF-0.8-0.45 | ۱۷/۱۳ | ۵۴/۲۴ | ۳/۱۶ |
| | LCF-1.1-0.6 | ۱۸/۰۱ | ۵۳/۸۴ | ۲/۹۸ |

همان طوری که در جدول ۹ مشاهده می شود نسبت بین تغییر مکان متناظر با تشکیل اولین مفصل پلاستیک در سیستم قاب خمشی (RC) به تغییر مکان متناظر با تشکیل اولین مفصل پلاستیک در تیر پیوند (LC) برای مدل LCF-0.8-0.45 نسبت به دو مدل دیگر بطور میانگین برای قاب سه و شش طبقه در حدود ۱۰ درصد بیشتر است. این بدین معنی است که مدل LCF-0.8-0.45 قابلیت بیشتری جهت جذب و استهلاک انرژی را دارد.

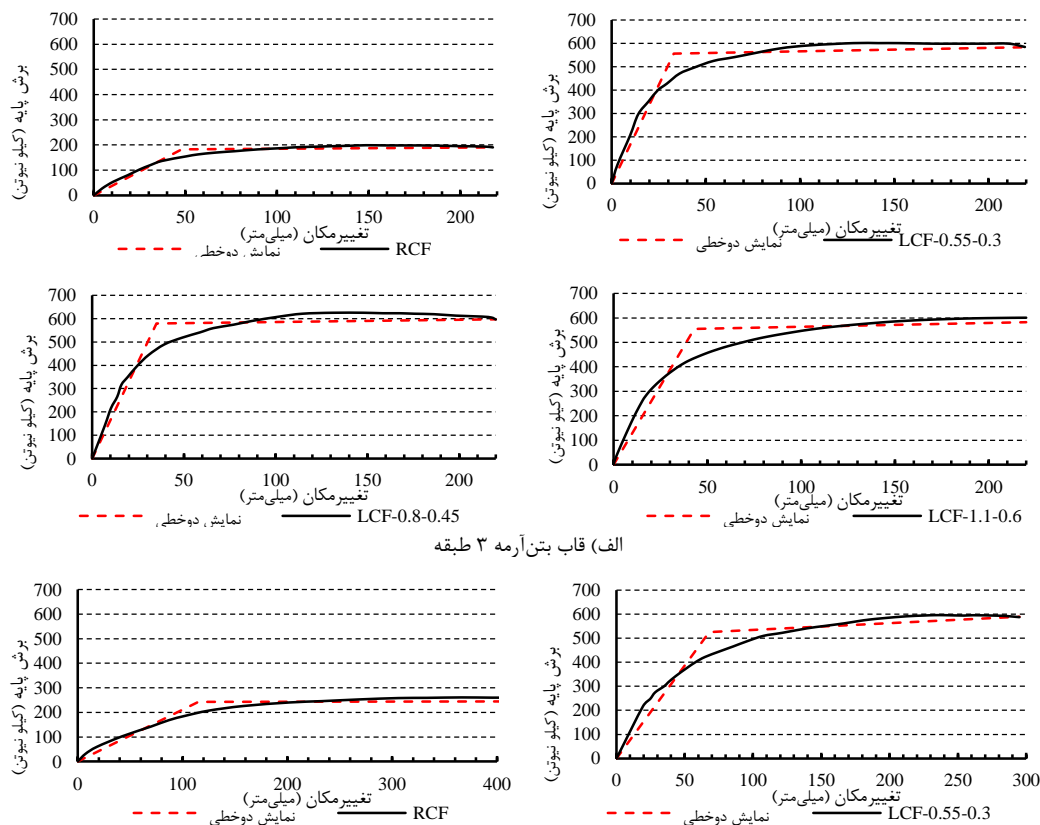
۳-۴- تعیین ضریب رفتار سیستم LCF

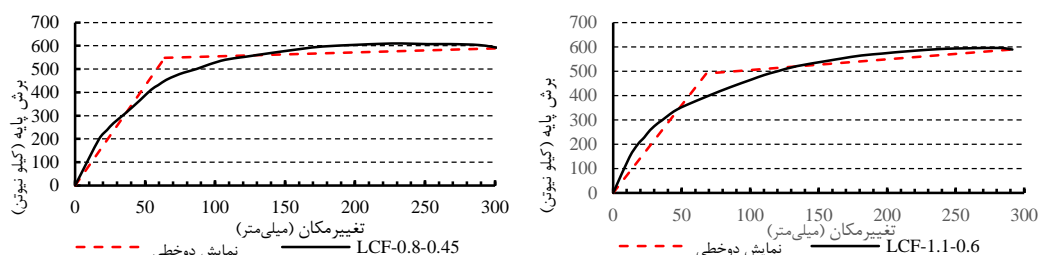
در این مقاله برای محاسبه ضریب رفتار از روش انرژی معادل [۳۳] استفاده شده است. برای محاسبه ضریب رفتار ابتدا باید نمودار دوخطی ایده آل منحنی بارافزون ترسیم شود. تعریف نقطه تسلیم (Δ_y, V_y) بر اساس مفهوم برابری انرژی معادل است $(A_2 = A_1 = \text{سطح})$ (سطح [۳۵] بطوری که شکل ۱۴ نحوه دوخطی کردن منحنی بارافزون را نشان می دهد.



شکل ۱۴: نحوه دوخطی کردن منحنی بارافزون [۳۵].

نمودار دوخطی ایده آل منحنی بارافزون برای نمونه های مختلف سه و شش طبقه در شکل ۱۵ نشان داده شده است.





ب) قاب بتن آرمه ۶ طبقه

شکل ۱۵: نمودار دوخطی ایده آل برای قاب بتن آرمه و قاب بتن آرمه تقویت شده با سه طول مختلف تیر پیوند.

با توجه به شکل ۱۵ و براساس روابط ۱ تا ۷، مقدار ضریب رفتار و پارامترهای موثر پاسخ لرزه‌ای برای دو قاب بتن آرمه تقویت شده با سیستم قاب ستون پیوند شده (LCF) با تعداد طبقات سه و شش طبقه با سه طول مختلف تیر پیوند در جدول ۸ نشان داده می‌شود.

جدول ۸: مقدار ضریب رفتار و پارامترهای موثر بر پاسخ لرزه ای سازه.

| طبقه | مدل | Δ_y (میلی متر) | Δ_u (میلی متر) | \square | V_y (مگاپاسکال) | V_s (مگاپاسکال) | R_s | R_{\square} | R |
|------|--------------|--------------------------|--------------------------|-----------|----------------------|----------------------|-------|---------------|------|
| ۳ | RCF | ۴۹/۵۸ | ۱۵۹/۷۴ | ۳/۲۲ | ۱۸۳ | ۱۰۵/۵۵ | ۱/۷۳ | ۲/۹۴ | ۵/۱۰ |
| ۶ | | ۱۱۸/۲۳ | ۳۹۵/۵۱ | ۳/۳۵ | ۲۴۳/۴ | ۱۱۳/۲۴ | ۲/۱۵ | ۲/۴۹ | ۵/۳۵ |
| | LCF-0.55-0.3 | ۳۵/۵۶ | ۲۱۰/۰۵ | ۵/۹۱ | ۵۵۵/۱۴ | ۲۴۶/۸ | ۲/۲۵ | ۳/۱۸ | ۷/۱۵ |
| ۳ | LCF-0.8-0.45 | ۳۴/۰۸ | ۲۰۷/۴۳ | ۶/۰۹ | ۵۸۰/۰۱ | ۲۱۰/۴۸ | ۲/۷۶ | ۳/۲۴ | ۸/۹۳ |
| | LCF-1.1-0.6 | ۴۳/۵۶ | ۲۰۷/۰۳ | ۴/۷۵ | ۵۵۵/۲ | ۲۱۵/۱۸ | ۲/۵۸ | ۲/۷۲ | ۷/۰۲ |
| | LCF-0.55-0.3 | ۶۵/۸۷ | ۲۷۷/۸۳ | ۴/۲۲ | ۵۲۵/۱۱ | ۲۱۶/۹۸ | ۲/۴۲ | ۲/۹۷ | ۷/۱۹ |
| ۶ | LCF-0.8-0.45 | ۶۲/۱۳ | ۲۸۸/۹۹ | ۴/۶۵ | ۵۴۸/۲ | ۱۹۹/۸۷ | ۲/۷۴ | ۳/۲۷ | ۸/۹۷ |
| | LCF-1.1-0.6 | ۶۹/۹۱ | ۲۴۸/۱۱ | ۳/۵۵ | ۴۹۰/۷۶ | ۱۹۹/۶۸ | ۲/۴۶ | ۲/۸۸ | ۷/۰۸ |

همان طوری که در جدول ۸ نشان داده شده است مقدار ضریب رفتار نمونه LCF-0.8-0.45 نسبت به نمونه قاب بتن آرمه بدون تقویت (RC) برای دو قاب سه و شش طبقه به ترتیب در حدود ۷۵ و ۶۸ درصد بیشتر است. همان طوری که در شکل ۱۳ و جدول ۸ مشاهده می‌شود نمونه LCF-0.55-0.3 دارای سختی بیشتر نسبت به دو نمونه دیگر است و نمونه LCF-0.8-0.45 نسبت به دو نمونه LCF-0.55-0.3 و LCF-1.1-0.6 دارای ضریب رفتار بیشتر است. هرچه مقدار ضریب رفتار بیشتر باشد تیرهای پیوند دارای رفتار برشی و هرچه مقدار ضریب رفتار نمونه کمتر باشد رفتار خمشی برای تیر پیوند حاکم می‌باشد. مقدار متوسط ضریب رفتار نمونه LCF-0.8-0.45 نسبت به نمونه LCF-1.1-0.6 در حدود ۱۰ درصد بیشتر است.

۵- نتیجه گیری

در این تحقیق نحوه تشکیل مفاصل پلاستیک، ضریب رفتار و پارامترهای پاسخ لرزه‌ای سازه برای دو قاب بتن آرمه تقویت شده با استفاده از سیستم قاب ستون پیوند شده (LCF) با تعداد طبقات سه و شش طبقه و با سه طول مختلف تیر پیوند مورد بررسی قرار گرفت که در ارزیابی نتایج حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی موارد زیر مشخص گردید:

۱- قاب بتن آرمه تقویت شده با استفاده از روش LCF، میزان ظرفیت باربری و قابلیت جذب و استهلاک انرژی را نسبت به نمونه بدون تقویت برای قاب سه و شش طبقه بتن آرمه در حدود ۳/۵ برابر افزایش می‌دهد بطوری که مفاصل پلاستیک ابتدا در قاب فولادی (LC) تشکیل می‌شوند و قاب بتن آرمه در حالت الاستیک باقی می‌ماند.

- ۲- فاصله بین تغییرمکان متناظر با تشکیل اولین مفصل پلاستیک در تیر پیوند و تغییرمکان متناظر با تشکیل اولین مفصل پلاستیک در قاب بتن‌آرمه در نمونه LCF-0.8-0.45 نسبت به دو نمونه دیگر بیشتر است. این بیانگر آن است که نمونه LCF-0.8-0.45 پتانسیل بیشتری جهت رسیدن به سطح عملکرد بازسازی سریع برای بازگشت به خدمت رسانی را دارد.
- ۳- مقدار متوسط ضریب رفتار در روش طراحی حالت حدی برای قاب بتن‌آرمه تقویت شده با استفاده از روش LCF برای نمونه LCF-0.8-0.45 در حدود ۸/۹۵ می‌باشد که مقدار ضریب رفتار نسبت به قاب بتن‌آرمه بدون تقویت در حدود ۷۱ درصد افزایش یافته است.
- ۴- بنابراین بهترین میزان کارایی سیستم LCF در نمونه‌های مورد بررسی برای نمونه‌ای با نسبت طول تیر پیوند به طول دهانه قاب بتن‌آرمه برابر ۰/۴۵ است. در این نمونه کلیه آسیب‌ها به تیر پیوند که قابل تعویض بوده، وارد می‌آید و سازه اصلی در حالت الاستیک باقی مانده و این سیستم در سطح خطر زیاد، قابلیت بازسازی سریع (RR) به سطح عملکرد خود را پیدا می‌کند.

مراجع

- [1] Applied Technology Council, (1996). Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. *ATC- 40 report, Redwood City, California*.
- [2] Building Seismic Safety Council (2000). Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. *Report FEMA-356, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.*
- [3] Kheyroddin, A. and Sharbatdar, M.K. (2016). Strengthening of R.C. structures with Steel Plate and FRP Composites. Semnan: Semnan University, Page. 552.
- [4] Dusicka P. and Iwai R. (2007). Development of Linked Column Frame System for Seismic Lateral Loads. *In Structural Engineering Research Frontiers*, pp. 1–13.
- [5] Dusicka, P. and Lewis, G. (2010). Investigation of replaceable sacrificial steel links. *Proceedings of the 9th U.S. National and 10th Canadian Conference on Earthquake Engineering, number 1659*. EERI.
- [6] Nader M, Baker G, Duxbury J and Maroney B. (2000). Seismic design for the self-anchored suspension bridge–san Francisco Oakland bay bridge. *30th Street, Sacramento, CA 95816*.
- [7] Roeder C. W. and Popov E. P. (1977). Inelastic behavior of eccentrically braced steel frames under cyclic loadings. *STI/Recon Tech. Rep. N*, vol. **78**, no. August, p. 20375.
- [8] Pandikkadavath, M. S., and Sahoo, D. R. (2017). Mitigation of seismic drift response of braced frames using short yielding-core BRBs. *Steel Comp. Structure.*, **23**(3) 285-302
- [9] Xu, Z.D., Dai, J. and Jiang, Q.W. (2018). Study on fatigue life and mechanical properties of BRBs with viscoelastic filler. *Steel Comp. Struct.*, **26**(2).
- [10] Cahís, X., Simon, E., Piedrafita, D., Catalan, A. (2018). Core behavior and low-cycle fatigue estimation of the Perforated Core Buckling-Restrained Brace. *Engineering Structures*, vol (174), 126-138.
- [11] Li, G.Q., Sun, Y.Z., Jiang, J., Sun, F.F., Ji, C. (2019). Experimental study on two-level yielding buckling-restrained braces. *Journal of Constructional Steel Research*, vol (159), 260-269.
- [12] Wang Y., Ibarra L., Pantelides C. (2019). Collapse capacity of reinforced concrete skewed bridges retrofitted with buckling-restrained braces. *Engineering Structures*, 184, 99–114.
- [13] Bedon, C., and Amadio, C. (2019). ADAS dampers for the hazard protection of multi-storey buildings with glazing envelopes: a feasibility study. *Bollettino di Geofisica Teorica ed Applicata*. Vol. **60**, n. 2, pp. 197-220. DOI: 10.4430/bgta0253.
- [14] Karami Mohammadi, R. Nasri, A., Ghaffary, A. (2017). TADAS dampers in very large deformations. *International Journal of Steel Structures*, **17**(2): 515-524. DOI 10.1007/s13296-017-6011-y.
- [15] Ghaffary, A., Karami Mohammadi, R. (2016). Framework for virtual hybrid simulation of TADAS frames using opensees and abaqus. *Journal of Vibration and Control*, vol (24), n. 11, pp 2165-2179, <https://doi.org/10.1177/1077546316679029>.
- [16] TahamouliRoudsari M., Eslamimanesh M.B., Entezari A.R., Noori O., Torkaman M. (2018). Experimental Assessment of Retrofitting RC Moment Resisting Frames with ADAS and TADAS Yielding Dampers. *Structures*, vol, **14**, pp 75-87, DOI:10.1016/j.istruc.2018.02.005.
- [17] Rahnvard, R., Hassanipour, A., Suleiman, M., Mokhtari, A. (2017). Evaluation on eccentrically braced frame with single and double shear panels. *Journal of Building Engineering*, vol (10), pp 13-25.
- [18] Malakoutian M, Berman JW, Dusicka P. (2013). Seismic response evaluation of the linked column frame system. *Earthq Eng Struct Dyn*, **42**:795–814.

- [19] Malakoutian M, Berman J.W, Dusicka P, Lopes A. (2016). Quantification of Linked Column Frame Seismic Performance Factors for Use in Seismic Design. *Journal of Earthquake Engineer*; **20**:535–58. DOI:10.1080/13632469.2015.1104750.
- [20] Shen Y., Christopoulos C., Mansour Nabil, Tremblay R. (2011). Seismic design and performance of steel moment-resisting frames with nonlinear replaceable links. · *Journal of Structural Engineering*, vol (137), No. 10, pp1107–1117, DOI: 10.1061/ (ASCE) ST.1943-541X.0000359
- [21] Shoeibi, S., Kafi, M.A., Gholhaki, M. (2017). New performance-based seismic design method for structures with structural fuse system. *Engineering Structures*, 745–760.
- [22] Lia, Y.W., Lib, G.Q., Jiangc J., Sun F.F. (2018). Mitigating seismic response of RC moment resisting frames using steel energy-dissipative columns. *Engineering Structures* **174**, 586–600.
- [23] Choi, I.R. and Park, H.G. (2011). Cyclic loading test for reinforced concrete frame with thin steel infill plate. *Journal of Structural Engineering*, **137**(6), pp.654-664.
- [24] Choi, I.R. and Park, H.G. (2008). Cyclic Test for Framed Steel Plate Walls With Various Infill Plate Details. *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*.
- [25] Abaqus Analysis User's Guide (6.14-2).
- [26] ACI Committee 318 (2014). Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI 318 R-14). *American Concrete Institute: Farmington Hills, MI, USA*.
- [27] Tasnimi, A. A. and Masoumi, A. (2006). Estimation of Response Modification Factors for RC-MRF Structures. Building and Housing Research Center, R-436.
- [28] ATC-19 (1995). Structural Response Modification Factors. *Applied Technology Council*, Redwood City, California, 5–32
- [29] Krawinkler, H., and Nassar, A. A. (1992). Seismic design based on ductility and cumulative damage demands and capacities. *Nonlinear seismic analysis and design of reinforced concrete buildings*, P. Fajfar and H. Krawinkler, Elsevier Applied Science. London and New York, pp. 23-29.
- [30] Miranda, E. and Bertero, V.V. (1994). Evaluation of strength reduction factors for earthquake-resistant design. *Earthquake spectra*, 10(2), pp.357-379
- [31] Newmark, N.M. and Hall, W.J. (1982). *Earthquake spectra and design*. Berkeley, California Earthquake Engineering Research Inst
- [32] IBC (2018). International Building Code. *International Conference of Building Officials*, Whittier, CA.
- [33] ATC-40 (1996). Seismic Evaluation and Retrofit of Reinforced Concrete Buildings. *Applied Technology Council*.
- [34] FEMA-356 (2000). Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. *American Society of Civil Engineers*.
- [34] Kim J., Choi. (2006). Displacement-Based Design of Supplemental Dampers for Seismic Retrofit of a Framed Structure. *Journal of Structural Engineering* © ASCE, Vol. 132, No. 6, June 1. DOI: 10.1061/ASCE0733-9445.