

Investigation of Seismic Fragility and Collapse Capacity of RC Moment Frames Considering the Increase of Stiffness of the Column Relative to the Beam Under Far and Near Field Earthquakes

Siyamak saboonchi

Department of Civil Engineering, Urmia branch, Islamic Azad University, Urmia, Iran
Ashkan Khodabandehlou*

Department of Civil Engineering, Urmia branch, Islamic Azad University, Urmia, Iran
a.khodabandehlou@iaurmia.ac.ir

DOI 10.30495/CIVIL.2023.699218

Keywords:

RC moment frame, performance-based optimization, Strong Column-Weak Beam, center of mass meta-heuristic algorithm, collapse capacity, near-field earthquake, far-field earthquake, incremental dynamic analysis

Abstract

In the present research, the seismic fragility and collapse capacity of concrete moment frames have been investigated by considering different ratios for the weak beam-strong column rule in the optimization process in the performance-based design framework. In order to implement performance-based optimization, the center of mass metaheuristic algorithm has been applied in this research. The philosophy of design approach based on performance and even traditional design methods allows the structure to suffer damage facing strong and relatively strong earthquakes. Therefore, in order to estimate the level of safety of the structure against earthquakes, it seems necessary to use quantitative indicators of seismic safety and the collapse capacity of the structure. In order to predict the collapse capacity of each optimal structure, using incremental dynamic analysis, the modified collapse safety margin ratio under far and near fault earthquakes has been calculated. Two examples, 3-span three and six floor frames have been studied in this research, which are designed in the performance-based optimization framework and considering the coefficients of 0.8, 1.2 and 1.6 to control the weak beam-strong column rule in the optimization process. The results indicate that increasing the rigidity of the column compared to the beam in this research actually affects the ductility of the structure, and by choosing structures with greater rigidity of the column compared to the beam, it leads to an increase in the collapse capacity and a decrease in the fragility of the structure.



This article is an open access article distributed under the terms and conditions of the Creative Commons Attribution (CC BY) license: (<http://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>).

ارزیابی شکنندگی لرزه‌ای و ظرفیت فروریزش قابهای خمشی بتنی بهینه با توجه به افزایش صلبیت ستون نسبت به تیر تحت زلزله‌های دور و نزدیک گسل

سیامک صابونچی

گروه مهندسی عمران، واحد ارومیه، دانشگاه آزاد اسلامی، ارومیه، ایران

اشکان خدابنده‌لو*

گروه مهندسی عمران، واحد ارومیه، دانشگاه آزاد اسلامی، ارومیه، ایران

a.Khodabandehlou@iaurmia.ac.ir*

تاریخ دریافت: ۱۸ آبان ۱۴۰۱

تاریخ پذیرش: ۰۲ بهمن ۱۴۰۱

چکیده

در این تحقیق، شکنندگی لرزه‌ای و ظرفیت فروریزش قابهای خمشی بتنی با در نظر گرفتن نسبت‌های متفاوت برای ضابطه تیر ضعیف-ستون قوی در روند بهینه‌سازی در چهارچوب طراحی مبتنی بر عملکرد، مورد بررسی قرار گرفته شده است. بمنظور بهینه‌سازی مبتنی بر عملکرد، از الگوریتم فراکاوشی مرکز جرم، در این تحقیق استفاده شده است. فلسفه رویکرد طراحی بر اساس عملکرد و حتی روش‌های سنتی طراحی، به سازه این اجازه را می‌دهد که در مواجهه با زلزله‌های قوی و نسبتاً قوی متحمل خسارت شود. لذا بمنظور برآوردی از میزان ایمنی سازه در برابر زلزله‌ها، استفاده از شاخص‌های کمی‌سازی ایمنی لرزه‌ای و ظرفیت فروریزش سازه ضروری به نظر می‌رسد. لذا برای پیشبینی ظرفیت فروریزش هر سازه بهینه، با استفاده از تحلیل دینامیکی فزاینده، نسبت حاشیه ایمنی فروریزش اصلاح شده تحت زلزله‌های دور و نزدیک گسل، محاسبه شده است. دو مثال ۳ و ۶ طبقه ۳ دهانه قابهای مورد مطالعه در این تحقیق می‌باشند که در چارچوب بهینه‌سازی مبتنی بر عملکرد و با در نظر گرفتن ضرایب ۰٫۸، ۱٫۲ و ۱٫۶ برای کنترل ضابطه تیر ضعیف-ستون قوی در روند بهینه‌سازی طراحی شده‌اند. مطابق نتایج بدست آمده مشاهده می‌شود افزایش صلبیت ستون نسبت به تیر در این پژوهش عملاً شکل‌پذیری سازه را تحت تاثیر قرار داده و با انتخاب سازه‌هایی با صلبیت بیشتر ستون نسبت به تیر منجر به افزایش ظرفیت فروریزش و کاهش شکنندگی سازه می‌شود.

کلید واژگان: قاب خمشی بتنی، بهینه‌سازی بر اساس عملکرد، تیر ضعیف-ستون قوی، الگوریتم فراکاوشی مرکز جرم، ظرفیت فروریزش، زلزله نزدیک گسل، زلزله دور گسل، تحلیل دینامیکی فزاینده

۱- مقدمه

قابلیت ایجاد خسارت قابل ملاحظه (بدون ناپایداری جانبی و ثقلی ساختمان)، در اکثریت قریب به اتفاق تیرهای ساختمان با تحقق ضابطه تیر ضعیف _ ستون قوی میسر می‌گردد، بخصوص اگر زلزله بسیار شدید باشد. چنین دوام عملکردی ساختمان به دلیل سالم ماندن ستون‌ها (اعضای که وظیفه تامین پایداری جانبی و ثقلی ساختمان را دارند)، تحت یک زلزله شدید به دست می‌آید. طراحی چنین ستون‌هایی از طریق طراحی بر اساس ظرفیت انجام می‌گردد. جلوگیری از شکست ترد برشی در ستون‌ها و تیرها، جلوگیری از شکست ترد در اتصال تیر به ستون و حصول اطمینان از بزرگتر بودن مجموع ظرفیت خمشی ستون‌های یک گره نسبت به تیرهای متصل شده به آن در یک راستای مشخص از پارامترهای اصلی در طراحی می‌باشند. از طرفی در طراحی‌های مهندسی هدف مطلوب کاهش هزینه پروژه تا حد ممکن می‌باشد. هدف از طراحی بهینه کاهش هزینه در مرحله طراحی می‌باشد که برای این مقصود الگوریتم‌های متعدد فراکاوشی الهام گرفته شده از طبیعت، توسعه زیادی یافته‌اند. نکته مهم دیگر در طراحی بهینه، روش تحلیل و طراحی سازه می‌باشد [۱]. از آنجائیکه بارهای لرزه‌ای دارای طبیعت غیر قابل پیش بینی می‌باشند، اگر طراحی به گونه‌ای باشد که سازه در هنگام زلزله در محدوده خطی بماند وزن سازه بدست آمده از این روش طراحی، به طور غیراقتصادی افزایش خواهد یافت. بنابراین آیین‌نامه‌های ساختمانی و روش‌های طراحی، محدوده غیر الاستیک رفتار سازه را با روش‌های ایمن در طراحی در نظر می‌گیرند. یک رویکرد قوی برای طراحی سازه‌ها و ملحوظ داشتن محدوده غیرالاستیک، طراحی بر مبنای عملکرد می‌باشد که یک رویکرد چند سطحه برای طراحی سازه در سطوح مختلف لرزه‌ای می‌باشد. این رویکرد طراحی لرزه‌ای بر این اصل استوار است که سازه بایستی در مقابل مخاطرات لرزه‌ای با شدت کم و دوره زمانی کوتاه تا زلزله‌های با شدت زیاد و دوره زمانی بلند، اهداف عملکردی مختلف را برآورده نموده و ایمنی سازه را افزایش دهد. روش‌های بهینه‌سازی را می‌توان به طور موثر در طراحی‌های مبتنی بر عملکرد استفاده نمود و عملکرد سازه را به عنوان یکی از اهداف طراحی و یا قیود مسئله تعریف کرد [۲]. در طول تاریخ مهندسان همیشه در تکاپوی طراحی سیستم‌های بهینه‌ای بوده‌اند که بدلیل محدودیت منابع، همواره ارزان بودن و در عین حال برآورده شدن تمامی محدودیت‌های موجود، مهم‌ترین معیار انتخاب برای آنان بوده است. امروزه بهینه‌سازی یک فرآیند بسیار کارآمد برای صرفه جویی اقتصادی در روند طراحی، ساخت و نگهداری سازه‌ها بشمار می‌آید. از طرفی روش طراحی بر اساس عملکرد از پیشرفته‌ترین روش‌های طراحی لرزه‌ای سازه‌ها می‌باشد. بنابراین، طراحی بهینه سازه‌ها

بر اساس عملکرد، سازه‌هایی را بدست خواهد داد که در عین اقتصادی بودن از ایمنی و قابلیت اطمینان مناسبی برخوردار می‌باشند [۲]. از جهت دیگر، اثر تخریبی زلزله به عواملی چون مکانیزم شکست گسل، فاصله گسل تا ساختگاه، نوع خاک، مشخصات حرکت زمین و همچنین به خصوصیات دینامیکی سازه وابسته است. زلزله‌ها را می‌توان بر حسب فاصله محل ثبت رکورد تا گسل (محل اصلی لغزش)، به دو دسته زلزله‌های نزدیک گسل و دور گسل تقسیم بندی کرد. به محدوده‌ای که در فاصله ۱۰ تا ۲۰ کیلومتری از گسل مسبب زلزله باشد، محدوده نزدیک گسل گفته می‌شود [۳]. هر چند فاصله مشخصی را برای این منظور نمی‌توان برای تمام زلزله‌ها مشخص کرد، زیرا این محدوده به عوامل خاصی از جمله بزرگی زلزله، طول گسل و شرایط ساختگاهی وابسته می‌باشد [۳]. بررسی رویدادهای گذشته نشان می‌دهد که ساختمان‌های واقع در حوزه نزدیک گسل از آسیب‌پذیری نسبتاً چشمگیری برخوردار می‌باشند [۴]. به همین دلیل اکثر استانداردهای طراحی مانند آیین‌نامه ۲۸۰۰ توصیه می‌کنند که از ساخت و ساز در مجاورت گسل‌های فعال باید پرهیز شود [۵]. با توجه به تخریب گسترده سازه‌ها در زلزله نورث‌ریج، که حتی برخی از آنان تحت نظر آیین‌نامه‌های وقت طراحی شده بودند، لزوم انجام تحقیقات و مطالعات گسترده بر روی زلزله‌های نزدیک گسل و شناخت عوامل آن جهت تغییر در آیین‌نامه‌ها ضروری به نظر می‌رسید. بر طبق تحقیقات صورت گرفته مشخص شد که تاثیر زلزله‌های نزدیک گسل از تاثیر ارائه شده در آیین‌نامه‌ها بیشتر است. در زلزله‌های حوزه نزدیک به دلیل آنکه امواج به سرعت به سازه منتقل می‌شوند و مسیر تاثیر زیادی بر امواج نمی‌گذارد، بنابراین سازه بیشتر متاثر از مکانیزم وقوع زمین لرزه قرار می‌گیرد. در زلزله‌های حوزه نزدیک به دلیل سرعت بالا مقدار انرژی زیادی در مدت زمان بسیار کمی به سازه وارد می‌شود و از سوی دیگر هنگامی که سرعت بالا می‌رود مصالح ترد خواهند شد و این بدان معناست که نقطه تسلیم در سازه و مصالح بالا می‌رود که لازمه این موضوع تقاضای شکل‌پذیری بالای سازه‌ها جهت جذب انرژی می‌باشد [۵]. از طرفی در تحلیل لرزه‌ای یک سازه، نیاز و ظرفیت آن نقش مهمی را ایفا می‌کند. روش‌های بسیار زیادی وجود دارند که نیاز و ظرفیت سازه را برای تحریکات لرزه‌ای ارزیابی می‌کنند. یکی از روش‌های متداول برای ارزیابی ظرفیت سازه تحلیل دینامیکی فزاینده است. امروزه، تحلیل دینامیکی فزاینده یک ابزار دقیق برای تخمین ظرفیت سازه معرفی می‌شود. در این تحلیل مدل سازه‌ای تحت اثر تعدادی رکورد زمین لرزه، که از شدت کم به شدت زیاد مقیاس شده‌اند، قرار می‌گیرد. یکی از چالش‌های که در مسیر تحلیل وجود دارد، نحوه انتخاب رکوردها و تاثیر آن بر پاسخ‌ها و عدم قطعیت‌ها است. حدوداً از سال ۲۰۰۵ تحقیقات گسترده‌ای در این



زمینه توسط دیرلین، هسلتون و کرنل انجام شده است [۷۶]. که نتایج بخشی از این تحقیقات را می‌توان در FEMA-P695 مشاهده نمود [۸]. به منظور ارزیابی لرزه‌ای سازه‌ها، ضریب حاشیه فروریزش تعدیل شده ارائه شده است. در صورتی که ضریب حاشیه فروریزش تعدیل شده برای هر سازه بیش از ضریب حاشیه فروریزش ۲۰ درصد باشد و همچنین ضریب حاشیه فروریزش میانگین برای گروه سازه‌ها بیشتر از ضریب حاشیه فروریزش ۱۰ درصد باشد، سازه دارای حاشیه ایمنی قابل قبول خواهد بود [۸]. ارزیابی دقیق‌تر ایمنی لرزه‌ای یک سازه از مهم‌ترین موضوعات در آنالیز لرزه‌ای سازه‌ها می‌باشد که در سالهای اخیر تاثیر پارامترهای مختلفی چون ابعاد تیرها، ستونها، هندسه و شکل اعضای سازه‌ای و دیگر پارامترهای سازه روی ایمنی لرزه‌ای سازه‌ها بررسی شده‌اند و در همین راستا تاثیر نسبت‌های متفاوت برای کنترل ضابطه تیر ضعیف و ستون قوی در حین فرآیند بهینه‌سازی در چهارچوب روش طراحی مبتنی بر عملکرد در سازه‌های بتنی یکی از موضوعات مهمی است که تاکنون به صورت جدی مورد مطالعه قرار نگرفته است و با توجه به زلزله‌های اخیر در سراسر جهان و آسیب‌های بجا مانده از این زلزله‌ها بررسی این موضوع و تحقیق در این باره مهم به نظر می‌آید. لذا با توجه به اثرات مخرب و جبران‌ناپذیر زلزله‌های نزدیک گسل و با توجه به قرارگیری بسیاری از نقاط جهان در نزدیکی گسل‌های فعال، وجود دانشی کافی در مورد خصوصیات زمین لرزه‌هایی که در این نواحی رخ می‌دهد بسیار حائز اهمیت می‌باشند. بنابراین، بایستی با در نظر گرفتن این خصوصیات مهم در ناحیه نزدیک گسل و با دخالت دادن این ویژگی‌ها در آیین‌نامه‌های لرزه‌ای سازه‌ها، بخصوص برای ساختمان‌های بهینه‌سازی شده به دلیل رواج طراحی این نوع ساختمان‌ها در سال‌های اخیر، گامی اساسی در بهبود طراحی سازه‌های واقع در نواحی نزدیک گسل برداشته شود. لذا با توجه به مطالب ذکر شده، در این مطالعه به بررسی اثر حرکات لرزه‌ای حوزه دور و نزدیک گسل بر ایمنی لرزه‌ای قابهای بتن آرمه بهینه‌سازی شده بر اساس عملکرد با در نظر گرفتن نسبت‌های متفاوت برای کنترل ضابطه تیر ضعیف-ستون قوی در روند طراحی پرداخته شده است.

۲- معرفی مدل‌های مورد بررسی

سازه‌های مورد بررسی در این تحقیق ۲ قاب ۳ و ۶ طبقه ۳ دهانه می‌باشند، که در آنها اتصال تیر به ستون به صورت گیردار مدلسازی شده است، طول دهانه‌ها ثابت و برابر ۶ متر، و ارتفاع طبقات برابر ۳٫۲ متر است. مقاومت فشاری نمونه ۲۸ روزه استوانه‌ای بتن، ۲۸ مگاپاسکال و فولادها از نوع گرید ۶۰ با تنش تسلیم ۴۲۰ مگاپاسکال در نظر گرفته شده است. جهت لحاظ نمودن اثر محصور شدگی بتن، اعضا به دو بخش هسته و پوشش تقسیم‌بندی شده‌اند. مقاومت بتن هسته و

کرنش متناظر با آن براساس روابط مندر محاسبه و لحاظ می‌شوند [۹]. مقدار بار مرده و زنده به ترتیب 3000 Kg/m و 1200 Kg/m می‌باشد. ترکیبات بارگذاری ثقلی جهت انجام تحلیلی نیرویی برابر $1.2\text{Dead}+1.6\text{Live}$ ، و ترکیبات بارگذاری ثقلی به منظور انجام تحلیل بارافزون و تحلیل دینامیکی افزایشی برابر $1.0\text{Dead}+0.25\text{Live}$ ، در نظر گرفته شده است. مشخصات مصالح مورد استفاده در این تحقیق، طبق جدول شماره (۱)، ارائه شده است. در پژوهش حاضر عناصر سازه‌ای توسط المان تیر و ستون غیرخطی شامل مقاطع فایبر و براساس شیوه انتگرال گیری پلاستیسیته گسترده مدل شده‌اند. اثرات $P-\Delta$ ، نیز در المان‌های ستون لحاظ می‌شود و بمنظور شبیه‌سازی اثرات دال صلب، تغییر مکان افقی گره‌ها یکسان‌سازی می‌شود. برای مدل‌سازی رفتار بتن محصور شده و بتن محصور نشده از ماده Concrete01، استفاده شده است. برای مدلسازی رفتار میلگردهای فولادی مورد استفاده از مصالح فولاد Steel02، با سخت‌شوندگی ایزوتروپیک ۳٪، استفاده شده است. به منظور محاسبه پارامترهای مورد نیاز بتن محصور شده و بتن محصور نشده از جمله: مقاومت فشاری حداکثر، کرنش در مقاومت فشاری حداکثر و کرنش نهایی، از مدل مندر استفاده گردیده است [۹]. عرض بارگیر تیرها در جهت عمود بر صفحه برابر ۶ متر می‌باشد. در شکل شماره (۱)، قابهای مورد بررسی در این تحقیق با گروه‌بندی مربوطه نشان داده شده است. در این مطالعه برای مدل‌سازی اجزای محدود و همچنین آنالیز سازه از نرم‌افزار کد باز OpenSees، و جهت بهینه‌سازی در چهارچوب روش طراحی مبتنی بر عملکرد از نرم‌افزار matlab استفاده می‌شود [۱۱۰ و ۱۱].

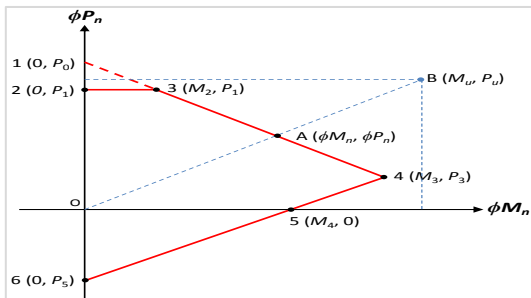
۳- روش تحقیق

در این مطالعه قابهای ۳ و ۶ طبقه، با استفاده از الگوریتم فراکاوشی مرکز جرم در چهارچوب طراحی مبتنی بر عملکرد، با اعمال ضوابط هندسی، ضوابط طراحی بر اساس مقاومت نهایی، ضوابط عملکردی و نسبت‌های ۱٫۲، ۰٫۸ و ۱٫۶ برای کنترل ضابطه تیر ضعیف و ستون قوی بصورت تک هدفه بهینه‌سازی شدند.

جدول ۱- مشخصات مصالح

بتن		آرماتور				
هسته	پوسته	تنش تسلیم (مگاپاسکال)	تنش کرنش	مدول الاستیسیته (مگاپاسکال)	سخت شوندگی	
تنش (مگاپاسکال)	کرنش	تنش (مگاپاسکال)	کرنش	۴۲۰,۰۰	۲,۰۰E+۰۵	۰,۰۳
۳۳,۶۰	۰,۰۰۴	۲۸,۰۰	۰,۰۰۲۵			

در گام اول کنترل‌های اجرایی قابها بررسی و سپس قابها براساس ACI 318-14، طراحی و الزامات آیین‌نامه‌ای شامل نسبت تقاضا به ظرفیت اعضای سازه‌ای کنترل می‌شود [۱۳]. جهت تخمین ظرفیت ستون‌ها با دقت قابل قبول تحت اثر همزمان بار محوری و لنگر خمشی از نمودار ساده شده اندرکنش بار محوری و لنگر خمشی نشان داده شده در شکل شماره (۱)، استفاده، و کنترل‌های لحاظ شده بر ظرفیت ستون‌ها نیز بر اساس این نمودار اعمال می‌شود.



شکل ۱- نمودار اندرکنش بار محوری و لنگر خمشی ستون [۱۳].

در شکل شماره (۱)، نقطه **A** بیانگر حداکثر ظرفیت ستون مورد نظر و نقطه **B** بیانگر تقاضای ستون تحت اثر بارهای ضریب‌دار می‌باشند. طول پاره خط $OA(L_{OA})$ و $OB(L_{OB})$ به ترتیب براساس روابط شماره (۵) و (۶) بدست می‌آید. در صورتی که $L_{OB} \leq L_{OA}$ باشد، ستون مورد نظر از ایمنی کافی برخوردار است. علاوه بر محدودیت‌های مقاومتی، محدودیت‌های هندسی نیز بر اعضای ستون اعمال می‌شود که با توجه به قیدهای هندسی، ابعاد و تعداد آرماتور طولی ستون فوقانی می‌بایست کوچکتر یا مساوی ابعاد و تعداد آرماتورهای ستون تحتانی باشد.

$$L_{OA} = \sqrt{(\phi M_n)^2 + (\phi P_n)^2} \quad (5)$$

$$L_{OB} = \sqrt{(M_u)^2 + (P_u)^2} \quad (6)$$

۳-۱- الگوریتم بهینه سازی

در این تحقیق از الگوریتم تکاملی فرابتکاری مرکز جرم (CMO)، و روش تابع پنالتی خارجی با مقدار ضریب تابع پنالتی $1e14$ ، برای بهینه‌سازی وزن قاب‌های خمشی فولادی، به علت دارا بودن تنها یک پارامتر تنظیم و قابلیت حل مسائل پیچیده بهینه‌سازی استفاده شده است [۱۲]. این الگوریتم فرابتکاری مبتنی بر مفهوم مرکز جرم می‌باشد. تعداد جمعیت اولیه هر تکرار در روند بهینه‌سازی در این مطالعه برابر ۷۰، و کل تکرار هر دوره بهینه‌سازی برابر ۳۰۰ می‌باشد.

۳-۲- فرمول‌بندی الگوریتم مرکز جرم

در الگوریتم CMO، جرم هر مامور جستجو از رابطه (۱)، محاسبه می‌شود [۱۲]:

$$m_i = \frac{1}{fit_i} \quad (1)$$

که در آن fit_i ، مقدار برازندگی تابع هدف به ازای موقعیت مامور i ام می‌باشد. ماموران جستجو براساس برازندگی آنها مرتب شده و به دو گروه مساوی تقسیم می‌شوند. هر مامور جستجو یک جرم نامیده می‌شود. جرم‌های بزرگتر در گروه اول و جرم‌های کوچکتر در گروه دوم قرار می‌گیرند. هر جرم در گروه اول با یک جرم در گروه دوم براساس فاصله بین آنها بروز می‌شود. برای هر زوج از ذرات در تکرار i ام و برای هر مامور i ام، موقعیت مرکز جرم (XC) ، و فاصله ذرات (DI) ، با استفاده از روابط (۲) و (۳) بدست می‌آید:

$$X_i^c(l) = \frac{m_i X_i(l) + \frac{m_{nop} X_{nop+i}(l)}{2}}{m_i + \frac{m_{nop}}{2}} \quad (3)$$

$$DI_i(l) = |X_i(l) - X_{nop+i}(l)| \quad (4)$$

که nop نشان‌دهنده تعداد ذرات می‌باشد

۳-۳- ضوابط هندسی و طراحی بر اساس مقاومت نهایی

¹ Center Of Mass Optimization



زلزله در نظر گرفته شده تجربه می‌کند و مطابق رابطه شماره (۱۱) محاسبه می‌شود [۱۴].

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (11)$$

$$T_e = T_i \sqrt{K_i / K_e} \quad (12)$$

در رابطه فوق، T_e ، زمان تناوب اصلی موثر ساختمان موثر در جهت مورد بررسی مطابق با منحنی نیرو - جابجایی ایده‌آل سازی مطابق شکل شماره (۲)، T_i ، زمان تناوب اولیه سازه، K_e و K_i ، به ترتیب سختی موثر و اولیه سازه و S_a ، شتاب طیفی متناظر با زمان تناوب موثر سازه می‌باشند. C_0 ، C_1 ، C_2 ، ضرایب اصلاح جابجایی هستند که از جداول و روابط موجود در ASCE41-13، بدست می‌آیند [۱۴]. جهت محاسبه شتاب طیفی متناظر با زمان تناوب سازه از طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰، استفاده می‌شود [۵]. شتاب طیفی بدست آمده از طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰، متناظر با شتاب در سطح عملکرد ایمنی جانی است و به منظور محاسبه شتاب در سطح عملکردی قابلیت استفاده بی‌وقفه از رابطه شماره (۱۳)، جهت محاسبه شتاب متناظر با سطح عملکردی آستانه فروریزش از رابطه شماره (۱۴)، استفاده می‌شود. که در آن $S_{10/50}$ شتاب طیفی متناظر با زمان تناوب سازه بر اساس استاندارد ۲۸۰۰، P_R دوره بازگشت زلزله در سطح خطر مربوطه و $S_{2/50}$ شتاب متناظر با سطح عملکردی آستانه فروریزش است [۱۵]. جهت ارزیابی سازه در سطوح مختلف عملکردی بر اساس دستورالعمل ارائه شده در ASCE41-13، بار جانبی با الگوی متناسب با شکل مود اصلی سازه گام به گام تا زمانی افزایش می‌یابد که تغییر مکان نقطه هدف معادل با ۱٫۵ برابر تغییر مکان متناظر با سطح عملکردی آستانه فروریزش شود (رابطه شماره ۱۵). نهایتاً تغییر مکان جانبی نسبی طبقات و دوران انتهای اعضای سازه‌ای در هر سطح ارزیابی و با مقادیر مجاز مطابق آیین‌نامه مقایسه می‌شود [۱۳].

$$S_{50/50} = S_{10\%/50year} \times (P_R/475)^n \quad (13)$$

$$S_{2/50} = 1.5 \times (S_{10\%/50year}) \quad (14)$$

در این تحقیق مقایسه مقادیر بار محوری و لنگر خمشی صورت نگرفته است. و طبق ACI318-14، از مقادیر بار محوری و لنگر خمشی جهت ارزیابی محدوده پذیرش استفاده شده است [۱۳]. در ادامه فرمول بندی ضوابط طراحی مبتنی بر نیرو (روابط شماره ۷) و (۸)، و همچنین ضوابط اجرایی بصورت روابط شماره (۹) و (۱۰)، به شکل زیر بیان می‌شوند:

$$g_1 = \frac{M_u^+}{\Phi M_n^+} - 1 \leq 0 \quad (7)$$

$$g_2 = \frac{L_{OB}}{L_{OA}} - 1 \leq 0 \quad (8)$$

$$g_3 = \frac{b_T}{b_B} - 1 \leq 0 \quad (9)$$

$$g_4 = \frac{n_T}{n_B} - 1 \leq 0 \quad (10)$$

که در روابط بالا b_T و b_B ، بترتیب عرض ستون بالایی و پایینی، و n_T و n_B ، تعداد آرماتورهای ستون بالایی و پایینی می‌باشند.

۳-۴- فرمول بندی طراحی مبتنی بر عملکرد

طراحی براساس عملکرد در حقیقت به روشی اطلاق می‌شود که در آن معیار طراحی سازه به صورت دستیابی به یک رفتار و عملکرد هدف تشریح می‌شود. سطح رفتاری لرزه‌ای مورد نظر از ساختمان که معمولاً با تعیین ماکزیمم خرابی مجاز سازه‌ای و غیرسازه‌ای برای سطح مشخصی از خطرپذیری لرزه‌ای بیان می‌شود، اهداف عملکردی^۱ نام دارد. برای عملکرد هر ساختمان در هنگام رخداد زمین لرزه، می‌بایست سطح خطر^۲ را دانست و متناسب با آن آسیب قابل قبول یا مورد انتظار را تعریف کرد. بنابراین عملکرد لرزه‌ای عبارت است از تعیین حداقل خسارت مجاز (سطح عملکرد) برای پذیرش خطر لرزه‌ای معین. در این تحقیق در فرآیند طراحی بر مبنای عملکرد از تحلیل استاتیکی غیرخطی پوش اور به منظور کنترل سازه در سطوح مختلف عملکردی استفاده می‌شود. به نحوی که بار جانبی تحت اثر یک الگوی خاص گام به گام افزایش می‌یابد تا زمانی که جابجایی نقطه مرکز جرم بام (نقطه کنترل) به میزان تغییر مکان هدف^۳ برسد. تغییر مکان هدف حداکثر میزان جابجایی است که فرض می‌شود سازه تحت حداکثر

³ Target Displacement

¹ Performance Objectives

² Seismic Level



۳-۶- تیر ضعیف ستون قوی

هنگامی که یک ساختمان تحت یک زمین‌لرزه قرار می‌گیرد، توزیع خرابی در ارتفاع به توزیع دررفت جانبی بستگی دارد. اگر ساختمان ستون‌های ضعیفی داشته باشد، دررفت در یک یا چند طبقات محدود، متمرکز شده و ممکن است از ظرفیت دررفت ستون‌ها تجاوز نماید. به این دلیل اصل ستون قوی و تیر ضعیف، یک اصل اساسی در دستیابی به رفتار ایمن قاب‌ها در طی زمین‌لرزه‌های قوی است. بمنظور برآورده کردن الزامات آیین‌نامه ACI318-08، مجموع مقاومت‌های خمشی اسمی ستون‌های واقع در یک اتصال ($\sum M_c$)، بایستی حداقل از ۱٫۲ برابر مجموع مقاومت‌های خمشی اسمی تیرهای واقع در همان اتصال ($\sum M_b$)، بزرگتر باشند [۱۶]. فرمول‌بندی روند کنترل این ضابطه در رابطه (۱۹)، ارائه شده است:

$$g_8 = F.S \times \sum M_b / \sum M_c - 1 \leq 0 \quad (19)$$

که در این رابطه F.S، ضریب مجاز آیین‌نامه برای کنترل ضابطه تیر ضعیف و ستون قوی می‌باشد و مقدار آن برابر ۱٫۲ می‌باشد. که در این مطالعه علاوه بر ضریب ذکر شده تاثیر مقادیر ۰٫۸ و ۱٫۶ نیز جهت کنترل ضابطه مذکور در روند بهینه‌سازی بررسی شده‌اند.

۳-۷- فرمول‌بندی مسئله بهینه‌سازی

نهایتاً فرمول‌بندی مسئله بهینه‌سازی قاب‌های خمشی بتنی بر مبنای عملکرد را می‌توان به صورت زیر ارائه نمود:

$$\text{Minimize : } w \quad (20)$$

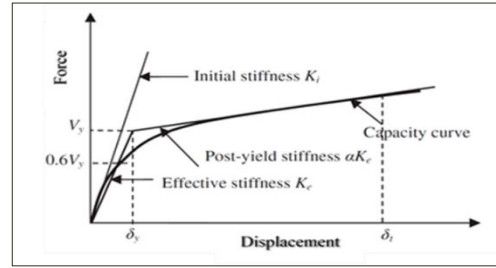
subject to the constraints:

$$g_1 \leq 0, \quad g_2 \leq 0, \quad \dots, \quad g_n \leq 0 \quad (21)$$

که در این مطالعه در رابطه بالا w ، وزن سازه و g_i ، قیدهای طراحی می‌باشند.

۴- ایمنی لرزه‌ای

یکی از روش‌های مستدل جهت ارزیابی لرزه‌ای سیستم‌های ساختمانی، بررسی عملکرد لرزه‌ای سازه بر اساس ظرفیت فروریزش آن است. آیین‌نامه FEMA695، رویکرد کارآمدی بر اساس تئوری تحلیل‌های دینامیکی افزاینده (IDA)، به منظور ارزیابی ایمنی لرزه‌ای و ظرفیت فروریزش سازه‌ها ارائه می‌دهد [۸]. این رویکرد نیازمند تحلیل‌های تاریخچه زمانی متعددی است که با استفاده از رکوردهای مقیاس شده جدول شماره (۳)، بر سطح خطر بزرگترین زلزله مورد انتظار، انجام می‌گیرد. در حقیقت تحلیل دینامیکی افزاینده تکنیکی است که تاثیر شدت حرکت زمین بر پارامترهای تقاضای مهندسی (تغییر مکان جانبی نسبی طبقات، دوران اعضا، برش پایه و ...)، تا لحظه فروریزش سازه را مورد بررسی قرار می‌دهد. در گام بعدی



شکل ۲- منحنی ایده‌آل سازی شده نیرو-جابجایی

$$\delta_P = 1.5 \times (\delta_{2\%/50year}) \quad (15)$$

بر این اساس ابتدا فرمول‌بندی ضوابط نسبت دررفت طبقات به شکل رابطه شماره (۱۶)، ارائه می‌شوند:

$$g_5 = \frac{d_j^i}{d_{all}^i} - 1 \leq 0 \quad . \quad i = IO, LS, CP \quad (16)$$

$$j = 1, 2, \dots, ns$$

که در رابطه شماره (۱۶)، d_j^i و d_{all}^i به ترتیب دررفت طبقه j ام و مقدار مجاز دررفت برای سه سطح عملکردی IO، LS و CP، مطابق با دستورالعمل FEMA356 هستند [۱۵]؛ نیز تعداد طبقات است. در ادامه ضوابط مرتبط با دوران مفاصل پلاستیک اعضا تیر و ستون بصورت روابط (۱۷) و (۱۸)، فرمول‌بندی می‌شوند [۱۴]:

$$g_6 = \frac{\theta_j^i}{\theta_{all}^{i,c}} - 1 \leq 0 \quad . \quad i = IO, LS, CP \quad (17)$$

$$j = 1, 2, \dots, nc$$

$$g_7 = \frac{\theta_k^i}{\theta_{all}^{i,b}} - 1 \leq 0 \quad . \quad i = IO, LS, CP \quad (18)$$

$$k = 1, 2, \dots, nb$$

که در روابط بالا، θ_j^i و θ_k^i به ترتیب ماکزیمم دوران مفصل پلاستیک دو سر عضو ستون و تیر هستند؛ مقدار $\theta_{all}^{i,c}$ مقدار مجاز دوران مفصل پلاستیک عضو ستون بوده که از جدول شماره (۸)، فصل ۱۰ آیین‌نامه ASCE 41-13، تعیین می‌گردد. نیز مقدار مجاز دوران مفصل پلاستیک عضو تیر بوده که از جدول شماره (۷)، فصل ۱۰، استاندارد مذکور تعیین می‌شود [۱۴]. nc و nb به ترتیب تعداد کل ستون‌ها و تیرها هستند.

¹ Incremental Dynamic Analysis

6	6.5	1979	Imp_Vall	ElCentroArray#1
7	6.9	1995	Kobe	Nishi-Akashi
8	6.9	1995	Kobe	Shin-Osaka
9	7.5	1999	Kocaeli	Duzce
10	7.5	1999	Kocaeli	Arcelik
11	7.3	1992	Landers	YermoFireStation
12	7.3	1992	Landers	Coolwater
13	6.9	1989	Loma	Capitola
14	6.9	1989	Loma	GilroyArray#3
Near Field Record				
15	6.5	1979	Imp Vall-06	ElCentroArray#6
16	6.5	1979	Imp Vall-06	ElCentroArray#7
17	6.9	1980	Irpinia-01	Sturmo
18	6.5	1987	SuperHill	Parachute
19	6.9	1989	Loma	Saratoga
20	6.7	1992	Erzincan	Erzincan
21	7.0	1992	Cape Men	Petrolia
22	7.3	1992	Landers	Lucerne
23	6.7	1994	North-01	Rinaldi
24	6.7	1994	North-01	Sylmar
25	7.5	1999	Kocaeli	Izmit
26	7.6	1999	Chi-Chi	TCU065
27	7.6	1999	Chi-Chi	TCU102
28	7.1	1999	Duzce	Duzce

بدین ترتیب پس از محاسبه ضریب CMR ، بر اساس تئوری منحنی های شکنندگی و بدست آوردن ضریب $ACMR$ ، مطابق با پروتود و شکل پذیری سازه، می بایست مقادیر $ACMR$ ، محاسبه شده را با مقادیر مجاز و قابل پذیرش ارائه شده در $FEMAP695$ ، که تابعی از عدم قطعیت-های ذکر شده است، مقایسه نمود [۸]. ارزیابی فروریزش سازه‌ها براساس تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی صورت می‌گیرد و منحنی‌های شکنندگی حاصل تحلیل دینامیکی

فرآیند ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها، با استفاده از مقادیر شدت متناظر با سطح فروریزش هر رکورد که توسط تحلیل‌های دینامیکی افزایش بدست می‌آیند، منحنی شکنندگی که بیانگر احتمال فروریزش متناظر با شدت‌های مختلف است، تولید می‌شود. بدین منظور با برازش یک تابع توزیع تجمعی نرمال بر داده‌های مرتبط با سطح فروریزش می‌توان احتمال فروریزش را به ازای شتاب‌های طیفی متفاوت محاسبه کرد و منحنی شکنندگی را ترسیم نمود. مطابق با $FEMAP695$ ، نسبت محدوده فروریزش (CMR^1)، برابر است با نسبت شتاب میانه فروریزش (\hat{S}_{CT})، به شدت بزرگترین زلزله محتمل (S_{MT})، که به صورت رابطه شماره (۲۲)، ارائه شده است [۸]. نسبت محدوده فروریزش (CMR)، به نوعی میزان ضریب اطمینان نسبت به فروریزش را نشان می‌دهد. بنابراین واضح است که مقادیر بزرگتر CMR ، نشان دهنده سطح بالاتری از ایمنی نسبت به فروریزش است. ظرفیت فروریزش و محاسبه محدوده فروریزش به شدت تحت تاثیر محتوای فرکانسی و شکل طیف مجموعه رکوردها خصوصاً رکوردهای قوی، قرار دارد.

$$CMR = \frac{\hat{S}_{CT}}{S_{MT}} \quad (22)$$

به منظور لحاظ نمودن این اثرات مقادیر CMR ، بدست آمده با اعمال ضریب اصلاح^۲ (SSF)، که تابعی از پروتود سازه در مود اول و شکل-پذیری سازه است، به مقادیر ظرفیت فروریزش اصلاح شده^۳ $ACMR$ ، تبدیل می‌شوند (رابطه (۲۳)).

$$ACMR = SSF \times CMR \quad (23)$$

جدول ۲- رکوردهای دور و نزدیک گسل $FemaP695$ [۸]

ID No.	Earthquake			Recording Station
	M	year	Name	Name
Far Field Record				
1	6.7	1994	Northridge	BeverlyHills
2	6.7	1994	Northridge	WLC
3	7.1	1999	Duzce	Bolu
4	7.1	1999	Hector	Hector
5	6.5	1979	Imp Vall	Delta

³ Spectral shape Factor

⁴ Adjusted Collapse Margin Ratio

¹ Collapse Margin Ratio

² Maximum Considered Earthquake

۱،۲ و ۱،۶ برای کنترل ضابطه تیر ضعیف و ستون قوری در روند بهینه‌سازی

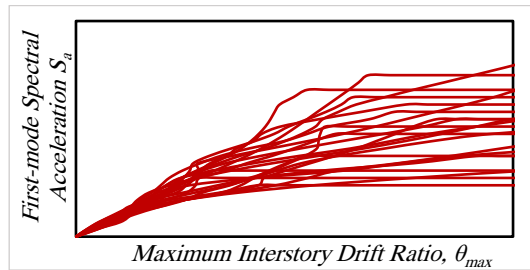
(ب) بررسی ظرفیت فروریزش قاب‌های خمشی بتنی بهینه‌سازی شده تحت رکوردهای دور و نزدیک گسل.

در این مطالعه قاب‌های خمشی بتنی ۳ و ۶ طبقه، با فرضیات دارای شکل‌پذیری ویژه، کاربری مسکونی، واقع شده در منطقه با خطر نسبی بسیار زیاد و خاک نوع سه، جهت تجزیه و تحلیل انتخاب شده‌اند. به منظور منعکس کردن تفاوت میان ستون‌های خارجی و داخلی بر رفتار قاب، اختصاص حداقل سه دهانه به قاب‌ها ضروری می‌باشد.

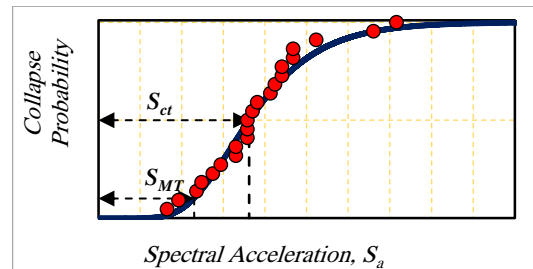
۱-۵- قاب سه طبقه

قاب‌های خمشی بتنی ۳ طبقه، بهینه‌سازی شده در چهارچوب روش طراحی بر اساس عملکرد با 3S-FS1.2، 3S-FS0.8 و 3S-FS1.6 نام‌گذاری شده‌است. در جدول ۳، مقاطع بدست آمده از بهینه‌سازی بر اساس عملکرد با استفاده از الگوریتم فرابتکاری مرکز جرم برای ضرایب ۰،۸، ۱،۲ و ۱،۶ در نظر گرفته شده برای کنترل نسبت ضابطه تیر ضعیف ستون قوی قاب ۳ طبقه نشان داده شده است. گروه بندی و نحوه شماره گذاری گره‌ها و اعضا در قاب ۳ طبقه مورد مطالعه در این تحقیق در شکل شماره ۵ نشان داده شده است. در شکل ۶ نیز نمودار نسبت تیر ضعیف به ستون قوی برای قاب‌های ۳ طبقه با ضرایب ۰،۸، ۱،۲ و ۱،۶ برای کنترل ضابطه تیر ضعیف-ستون قوی نشان داده شده است. در شکل ۷ نیز منحنی جابجایی نسبی طبقات در سطوح عملکردی قابلیت استفاده بی‌وقفه، ایمنی جانی و پیشگیری از خرابی نشان داده شده است. با توجه به مقادیر ۰،۰۱، ۰،۰۲ و ۰،۰۴، بترتیب برای دریافت مجاز سطوح عملکردی قابلیت استفاده بی‌وقفه، ایمنی جانی و پیشگیری از خرابی، با توجه به دستورالعمل FEMA356، برای قاب خمشی، قاب ۳ طبقه طراحی شده از لحاظ عملکرد کلی قاب در محدوده پذیرش سطوح عملکردی می‌باشند [۱۵]. در جدول ۴، نیز نتایج حاصل برای شکل‌پذیری و ضریب اضافه مقاومت حاصل از تحلیل بار افزون و نتایج حاصل برای نسبت حاشیه فروریزش و نسبت حاشیه فروریزش اصلاح شده برای قاب‌های سه طبقه بهینه‌سازی شده نشان داده شده است. با توجه به مقادیر به دست آمده برای شکل‌پذیری و نسبت حاشیه فروریزش و نسبت حاشیه فروریزش اصلاح شده نشان داده شده در شکل ۸ نیز منحنی تحلیل دینامیکی افزایشی قاب سه طبقه تحت زلزله‌های دور و نزدیک گسل نشان داده شده است.

افزایشی هستند که در ادبیات فنی با عنوان تحلیل IDA، بیان می‌شوند (شکل شماره (۳)). منحنی‌های شکنندگی^۱ با در نظر گرفتن ماهیت غیرقطعی پارامترهای طراحی، اطلاعاتی بر پایه احتمالات ارائه می‌دهند که وضعیت سازه را به صورت جامع، واضح و واقع‌بینانه توصیف می‌کند. معمولاً در علم مهندسی سازه و زلزله جهت بیان احتمال فروریزش سازه از منحنی‌های شکنندگی استفاده می‌کنند (شکل شماره (۴)).



شکل ۳- نمودار IDA



شکل ۴- نمودار شکنندگی

در این مطالعه از روش مقیاس کردن با استفاده از مؤلفه شتاب طیفی، براساس شتاب طیفی مود اول سازه با میرایی ۵ درصد (Sa (TI, 5%))، می‌باشد. نحوه بدست آوردن شتاب طیفی در این روش بدین گونه است که ابتدا دوره تناوب مود اول سازه‌ها تعیین گردیده و سپس طیف پاسخ الاستیک شتاب هر یک از رکوردها با میرایی ۵٪ با استفاده از نرم افزارهایی مانند SeismoSignal، ترسیم شده و در دوره تناوب مود اول سازه شتاب طیفی قرائت می‌گردد.

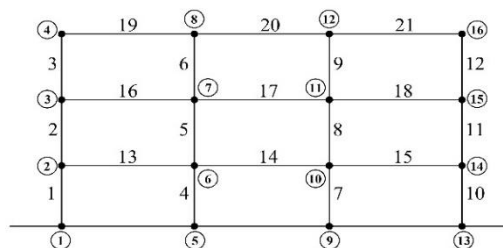
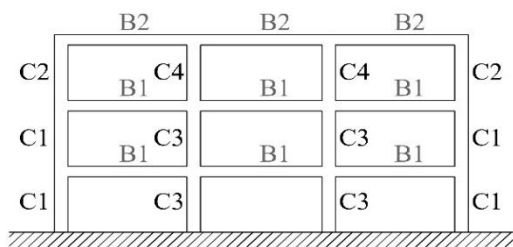
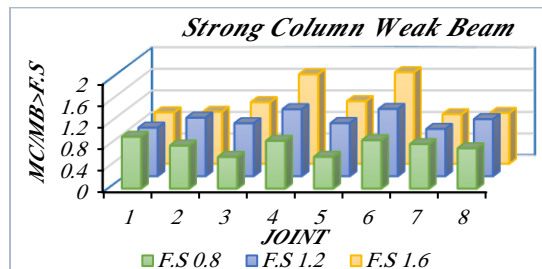
۵- نتایج عددی

در این بخش به بیان نتایج مدل‌های عددی جهت بررسی فرایند ارائه شده در این تحقیق پرداخته خواهد شد. مطالب ارائه شده در این بخش را می‌توان به ۲ بخش کلی زیر تقسیم کرد:

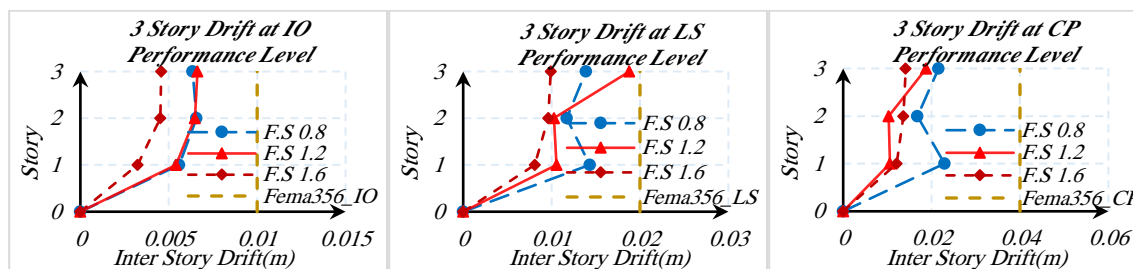
(الف) بهینه‌سازی مبتنی بر عملکرد قاب‌های خمشی بتنی با استفاده از الگوریتم فرابتکاری مرکز جرم با در نظر گرفتن ضرایب ۰،۸،

¹ Fragility curve

شکل ۶- نمودار تیر ضعیف و ستون قوی قاب ۳ طبقه



شکل ۵- گروه بندی و نحوه شماره گذاری گره‌ها و اعضا در قاب ۳ طبقه مورد مطالعه در این تحقیق



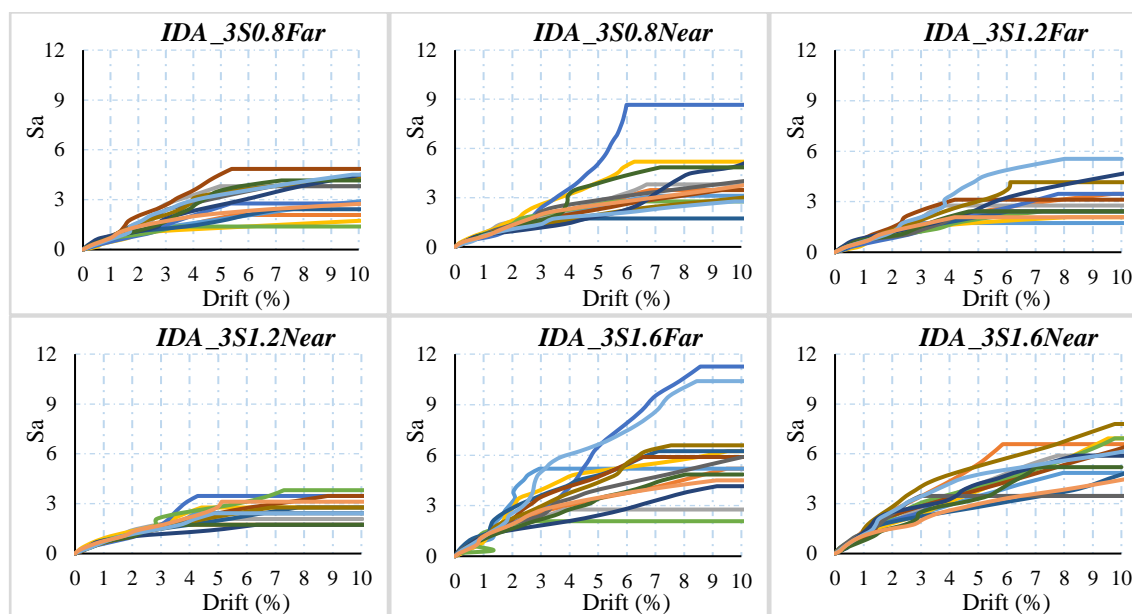
شکل ۷- منحنی جابجایی نسبی طبقات در سطوح عملکردی قابلیت استفاده بی‌وقفه، ایمنی جانی و پیشگیری از خرابی قاب ۳ طبقه بهینه‌سازی شده

جدول ۳- مشخصات سازه‌های قابهای ۳ طبقه

		3S-FS0.8				3S-FS1.2				3S-FS1.6			
		ابعاد (mm)		تعداد آرماتور		ابعاد (mm)		تعداد آرماتور		ابعاد (mm)		تعداد آرماتور	
نوع	گروه	عرض	عمق	M ⁻	M ⁺	عرض	عمق	M ⁻	M ⁺	عرض	عمق	M ⁻	M ⁺
تیر	B1	350	600	3-D22	4-D22	400	600	3-D22	3-D22	400	600	3-D22	5-D22
	B2	350	550	2-D22	3-D22	350	550	2-D22	3-D22	350	700	2-D22	3-D22
ستون	C1	400	400	8-D25		400	400	8-D25		500	500	10-D25	
	C2	400	400	6-D25		400	400	4-D25		500	500	10-D25	
	C3	450	450	12-D25		450	450	12-D25		550	550	14-D25	
	C4	400	400	4-D25		400	400	6-D25		400	400	6-D25	

جدول ۴- نتایج ایمنی لرزه‌ای قابهای ۳ طبقه

3S-FS0.8		3S-FS1.2		3S-FS1.6		ACMR Accept
Ductility(μ)	ضریب اضافه مقاومت (Ω)	Ductility(μ)	ضریب اضافه مقاومت (Ω)	Ductility(μ)	ضریب اضافه مقاومت (Ω)	
۴,۳۱	۱,۴۳	۴,۱۵	۱,۵۲	۲,۸۳	۱,۹۵	
CMR(Far)	ACMR(Far)	CMR(Far)	ACMR(Far)	CMR(Far)	ACMR(Far)	
۲,۱۴	۲,۷۸	۱,۶۸	۲,۱۸	۳,۰۹	۴,۰۲	
CMR(Near)	ACMR(Near)	CMR(Near)	ACMR(Near)	CMR(Near)	ACMR(Near)	۱,۹۲
۱,۷۹	۲,۳۳	۱,۵۷	۲,۰۴	۳,۱۸	۴,۱۳	

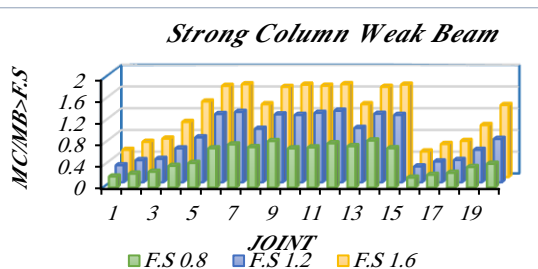


شکل ۸- منحنی تحلیل دینامیکی فزاینده قابهای سه طبقه تحت زلزله‌های دور و نزدیک گسل

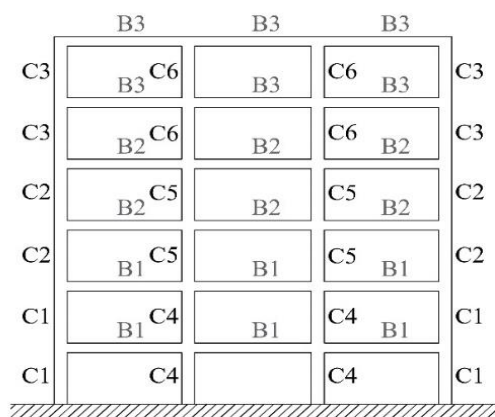
۲-۵- قاب شش طبقه

تیر ضعیف به ستون قوی برای قابهای ۶ طبقه با ضرایب ۰,۸، ۱,۲ و ۱,۶ برای کنترل ضابطه تیر ضعیف-ستون قوی نشان داده شده است. در شکل ۱۰ نیز منحنی جابجایی نسبی طبقات در سطوح عملکردی قابلیت استفاده بی‌وقفه، ایمنی جانی و پیشگیری از خرابی نشان داده شده است. با توجه به مقادیر ۰,۰۱، ۰,۰۲ و ۰,۰۴، بترتیب برای دریافت مجاز سطوح عملکردی قابلیت استفاده بی‌وقفه، ایمنی جانی و پیشگیری از خرابی، با توجه به دستورالعمل FEMA356، برای قاب خمشی، قاب ۶ طبقه طراحی شده از لحاظ عملکرد کلی قاب در محدوده پذیرش سطوح عملکردی می‌باشند [۱۵]. در جدول

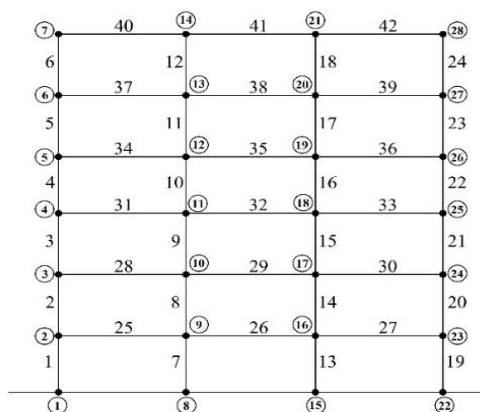
قابهای خمشی بتنی ۶ طبقه، بهینه‌سازی شده بر اساس عملکرد با 6S-FS0.8، 6S-FS1.2 و 6S-FS1.6 نام‌گذاری شده است. در جدول ۵، مقاطع بدست آمده از بهینه‌سازی بر اساس عملکرد با استفاده از الگوریتم فرانتکاری مرکز جرم برای ضرایب ۰,۸، ۱,۲ و ۱,۶ در نظر گرفته شده برای کنترل نسبت ضابطه تیر ضعیف ستون قوی قاب ۶ طبقه نشان داده شده است. گروه بندی و نحوه شماره گذاری گره‌ها و اعضا در قاب ۶ طبقه مورد مطالعه در این تحقیق در شکل شماره ۹ نشان داده شده است. در شکل ۱۰ نیز نمودار نسبت



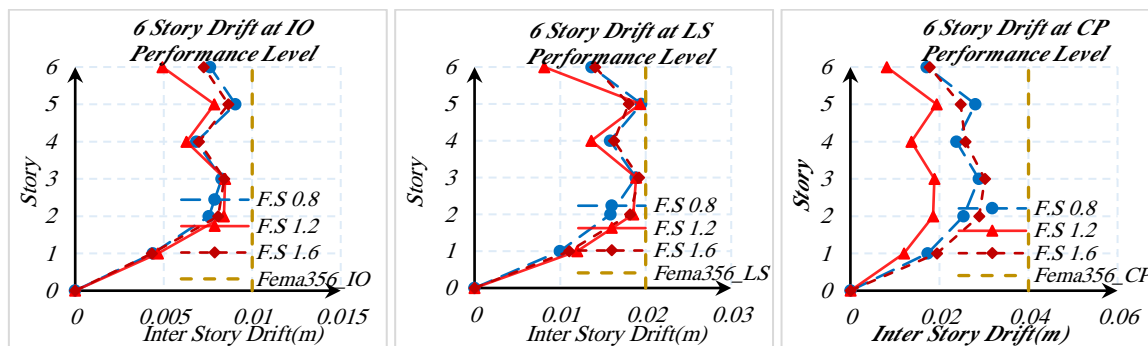
شکل ۹- نمودار تیر ضعیف و ستون قوی قاب ۶ طبقه



۶ نیز نتایج حاصل برای شکل پذیری و ضریب اضافه مقاومت حاصل از تحلیل بار افزون و نتایج حاصل برای نسبت حاشیه فروریزش و نسبت حاشیه فروریزش اصلاح شده برای قابهای ۶ طبقه بهینه‌سازی شده نشان داده شده است. با توجه به مقادیر به دست آمده برای شکل پذیری و نسبت حاشیه فروریزش و نسبت حاشیه فروریزش اصلاح شده نشان داده شده در شکل ۱۱، منحنی تحلیل دینامیکی افزایشی قاب ۶ طبقه تحت زلزله‌های دور و نزدیک گسل نشان داده شده است. در شکل‌های ۱۲ و ۱۳ نیز بترتیب منحنی شکنندگی قابهای ۳ و ۶ طبقه نشان داده شده است.



شکل ۹- گروه بندی و نحوه شماره گذاری گره‌ها و اعضا در قاب ۶ طبقه مورد مطالعه در این تحقیق



شکل ۱۰- منحنی جابجایی نسبی طبقات در سطوح عملکردی قابلیت استفاده بی‌وقفه، ایمنی جانی و پیشگیری از خرابی قاب ۶ طبقه بهینه‌سازی شده

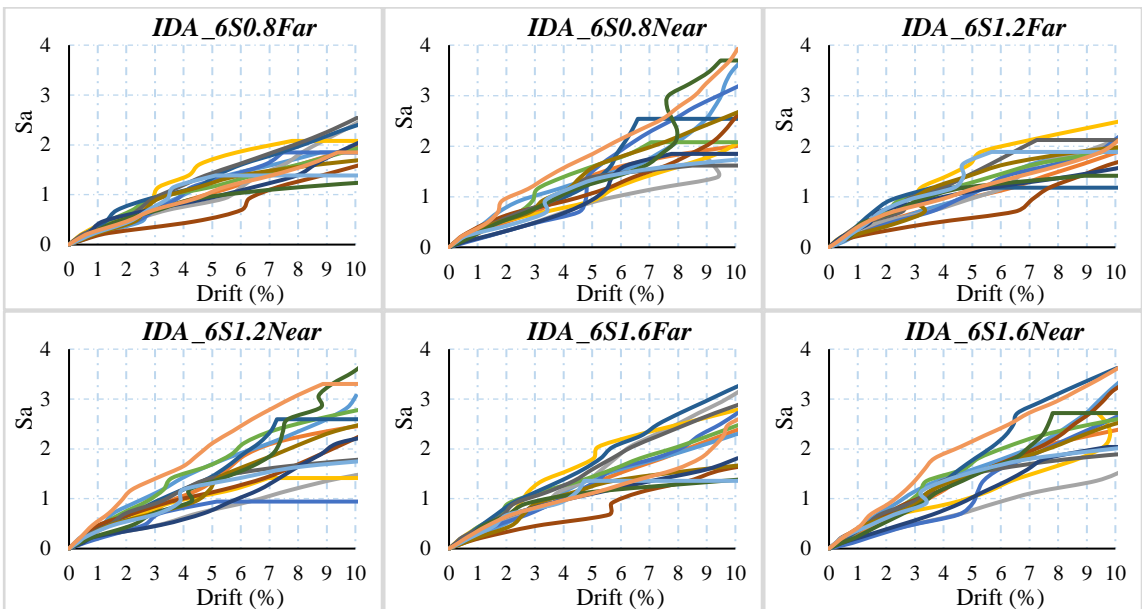
جدول ۵- مشخصات سازه‌های قابهای ۶ طبقه

		6S-FS0.8				6S-FS1.2				6S-FS1.6			
		ابعاد (mm)		تعداد آرماتور		ابعاد (mm)		تعداد آرماتور		ابعاد (mm)		تعداد آرماتور	
نوع	گروه	عرض	عمق	M ⁻	M ⁺	عرض	عمق	M ⁻	M ⁺	عرض	عمق	M ⁻	M ⁺
تیر	B1	350	600	2-D22	4-D22	400	500	3-D22	6-D22	400	500	2-D22	5-D22
	B2	350	650	2-D22	3-D22	400	500	2-D22	3-D22	350	600	2-D22	3-D22
	B3	350	400	2-D22	4-D22	350	650	2-D22	4-D22	350	400	2-D22	4-D22
ستون	C1	650	650	12-D25		650	650	16-D25		650	650	18-D25	
	C2	500	500	10-D25		500	500	12-D25		550	550	12-D25	
	C3	400	400	6-D25		400	400	6-D25		450	450	6-D25	
	C4	450	450	10-D25		550	550	8-D25		550	550	12-D25	
	C5	450	450	8-D25		550	550	8-D25		550	550	12-D25	
	C6	450	450	6-D25		400	400	8-D25		450	450	10-D25	

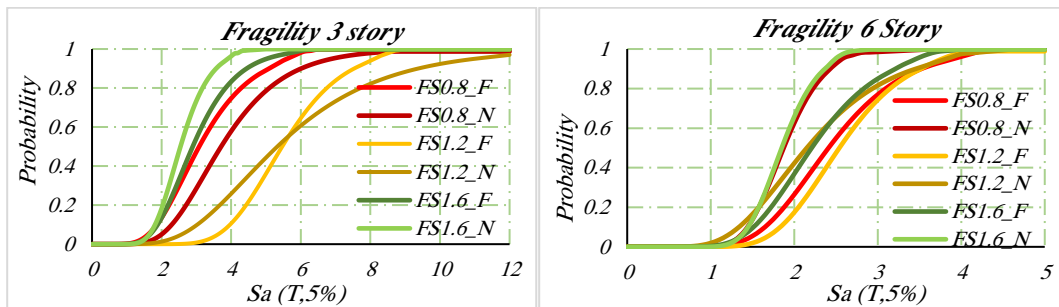
جدول ۶- نتایج ایمنی لرزه‌ای قابهای ۶ طبقه

6S-FS0.8		6S-FS1.2		6S-FS1.6		ACMR Accept
Ductility(μ)	ضریب اضافه مقاومت (Ω)	Ductility(μ)	ضریب اضافه مقاومت (Ω)	Ductility(μ)	ضریب اضافه مقاومت (Ω)	
۴,۸۶	۱,۷۴	۴,۵۳	۱,۸۱	۳,۹۹	۱,۸۷	
CMR(Far)	ACMR(Far)	CMR(Far)	ACMR(Far)	CMR(Far)	ACMR(Far)	
۱,۶۱	۲,۰۸	۱,۵۷	۲,۰۴	۱,۹۴	۲,۵۳	
CMR(Near)	ACMR(Near)	CMR(Near)	ACMR(Near)	CMR(Near)	ACMR(Near)	۱,۹۲
۲,۰۸	۲,۷۱	۱,۸۲	۲,۳۷	۲,۲۵	۲,۹۳	





شکل ۱۱- منحنی تحلیل دینامیکی فزاینده قابهای ۶ طبقه تحت زلزله‌های دور و نزدیک گسل



شکل ۱۲- منحنی شکنندگی قابهای ۳ طبقه تحت زلزله‌های دور و نزدیک گسل

شکل ۱۳- منحنی شکنندگی قابهای ۶ طبقه تحت زلزله‌های دور و نزدیک گسل



۶- نتیجه گیری

اهداف اصلی این تحقیق در دو بخش مختلف با ارائه روش‌ها و مسائل متفاوت مورد بررسی قرار گرفته است. در بخش اول به بهینه‌سازی در چهارچوب روش طراحی بر اساس عملکرد دو قاب مقاوم خمشی بتنی ۳ و ۶ طبقه با در نظر گرفتن نسبت‌های متفاوت برای کنترل ضابطه تیر ضعیف و ستون قوی با استفاده از الگوریتم فرا ابتکاری مرکز جرم پرداخته شده است. قیود طراحی بر اساس عملکرد در این بخش از آیین‌نامه‌های ASCE41-13 انتخاب شده است. در بخش دوم به ارزیابی شکنندگی لرزه‌ای و ظرفیت فروریزش سازه‌های طرح شده تحت زلزله‌های دور و نزدیک گسل پرداخته شده است. با توجه به اینکه در تحقیقاتی که پیشتر انجام شده بود ایمنی فروریزش سازه‌های بهینه‌سازی شده در چهارچوب روش مبتنی بر عملکرد با در نظر گرفتن نسبت‌های متفاوت برای کنترل ضابطه تیر ضعیف و ستون قوی تحت زلزله‌های دور و نزدیک گسل مورد مطالعه قرار نگرفته بود در این تحقیق برای پیشبینی ظرفیت فروریزش هر سازه طرح شده با استفاده از تحلیل‌های دینامیکی فزاینده، نسبت حاشیه ایمنی فروریزش اصلاح شده ACMR آنها با توجه به دستورالعمل FEMA-P695 محاسبه شده و با معیارهای پذیرش آن مقایسه گردیده است. از مهمترین نتایج این بخش می‌توان به موارد زیر اشاره کرد:

- در هر دو مسئله طراحی بر اساس عملکرد قاب‌های ۳ و ۶ طبقه، مقدار شکل‌پذیری قاب در حالتی که ضریب ایمنی در نظر گرفته شده برای کنترل ضابطه تیر ضعیف و ستون قوی در روند مسئله طراحی بر اساس عملکرد بزرگتر بود، کمتر از مقادیر حالتی بود که این ضریب در مسئله طراحی بر اساس عملکرد بیشتر در نظر گرفته شده است.
- به عنوان نتیجه نهایی این بخش از تحقیق می‌توان نتیجه گرفت که با افزایش ضریب در ستون در روند طراحی قاب‌های خمشی بتنی حل‌هایی با هزینه اولیه بیشتر به دست می‌آید.
- در تمامی قاب‌های خمشی بتنی ۳ و ۶ طبقه مشاهده گردید همه قاب‌های طراحی شده بر اساس عملکرد باتوجه به مقادیر قید شده در FEMA P695 برای $ACMR_{20\%} = 1.56$ و $ACMR_{10\%} = 1.9$ که باتوجه به شکل پذیری و زمان تناوب قاب بدست آمده است همه قاب‌ها در محدوده ایمنی لرزه‌ای قابل قبول می‌باشند.
- با افزایش نسبت ضابطه تیر ضعیف و ستون قوی در روند طراحی شکل‌پذیری کاهش و نسبت حاشیه فروریزش و به طبع آن ایمنی لرزه‌ای هم برای زلزله‌های دور گسل و هم برای زلزله‌های نزدیک گسل افزایش و شکنندگی نیز هم برای زلزله‌های دور گسل و هم برای زلزله‌های نزدیک گسل کاهش می‌یابد.

- نسبت حاشیه فروریزش و به طبع آن ایمنی لرزه‌ای برای زلزله‌های دور گسل کمتر از نسبت حاشیه فروریزش و ایمنی لرزه‌ای تحت زلزله‌های نزدیک گسل می‌باشد. به عبارت دیگر سازه‌های کوتاه مرتبه و میان مرتبه طرحی شده بر اساس عملکرد در برابر زلزله‌های دور گسل ایمنی‌لرزه‌ای، شکنندگی و ظرفیت فروریزش کمتری نسبت به زلزله‌های نزدیک گسل را دارند.
- در نظر گرفتن نسبت ۱٫۶ برای کنترل ضابطه تیر ضعیف- ستون قوی در روند طراحی قاب‌های خمشی بتنی سازه‌هایی با نسبت ظرفیت فروریزش بیشتر و شکنندگی کمتر و به عبارت دیگر عملکرد لرزه‌ای مطلوب را حاصل می‌کند.

منابع

- [1] Zhipeng Z, Guo W, Li Y, Yu Z, Cao H, Bu D. An improved performance-based plastic design method for seismic resilient fused high-rise buildings. *Engineering Structures*. 2019; 199: 109650.
- [2] Fathali M, Hoseini Vaez R. Optimum performance-based design of eccentrically braced frames. *Engineering Structures*. *Engineering Structures*. 2020; 202: 109857.
- [3] Stewart J, Chiou Sh, Bray J, Abrahamson M. Ground Motion Evaluation procedure for performance base design. Report, PEER, Berkeley. 2001.
- [4] Elnashi A. Significance of sever Distance and Moderate Close Earthquake on Design and Behavior of tall building. *Structural Design of Tall and Special Building*. 2006; 15: 391-416.
- [5] Standard No.2800. Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings. 4th edition, Building and Housing Research Center. 2015.
- [6] Haselton CB. Seismic Collapse Safety of Reinforced Concrete Buildings. I: Assessment of Ductile Moment Frames. *Journal of Structural Engineering*. 2011; 137(4): 481-491.
- [7] Deierlein GG. Assessing building system collapse performance and associated requirements for seismic design. SEAOC 2007 CONVENTION PROCEEDINGS. 2007.
- [8] FEMA P695A. Recommended methodology for quantification of building system performance and response parameters. Applied Technology Council, Redwood, CA. 2009.
- [9] Mander JB, Priestley M, Park R. Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering*. 1998; 182 (1), 427-445.
- [10] OpenSees version 2.4.0 [Computer software]. PEER, Berkeley, CA.
- [11] MATLAB. The language of technical computing. Math Works Inc. 2016.
- [12] Gholizadeh S, Ebadijalal M. Performance based discrete topology optimization of steel braced frames by a new metaheuristic. *Advances in Engineering Software*. 2018; 123: 77-99.

- [13] ACI 318-14. Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary Farmington Hills, M.A.C.I. 2014.
- [14] AISC 341-13. Seismic provisions for structural steel buildings. Chicago: American Institute of Steel Construction. 2013.
- [15] FEMA 356. Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. Washington (DC): Federal Emergency Management Agency. 2000.
- [16] ACI 318-08. Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary Farmington Hills, M.A.C.I. 2008.