

رفتار لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی با مهار زانویی*

امین محب‌خواه^(۱)علیرضا بازوند^(۲)

چکیده قاب‌های خمشی فولادی هرچند شکل‌پذیری خوبی دارند ولی از لحاظ سختی و کنترل جابه‌جایی‌ها دارای محدودیت هستند. اخیراً سیستمی تحت عنوان قاب خمشی با مهار زانویی معرفی شده است که با اضافه کردن عضوهای زانویی به قاب خمشی معمولی در محاذات اتصالات خمشی به‌عنوان فیوز سازه‌ای، رفتار لرزه‌ای قاب خمشی اولیه بهبود می‌یابد. در تحقیق حاضر، رفتار لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی معمولی با مهار زانویی برای سه قاب دویعدی ۳، ۶ و ۱۰ طبقه با تعداد دهانه‌های مختلف، با استفاده از تحلیل دینامیکی تاریخچه‌زمانی و تحلیل استاتیکی غیرخطی بررسی شده است. نتایج به‌دست‌آمده نشان می‌دهد که مقادیر ضریب اضافه‌مقاومت و به‌تبع آن ضریب رفتار این قبیل قاب‌ها به‌میزان قابل‌توجهی بیش از مقادیر مربوطه در قاب خمشی است. همچنین، ملاحظه گردید که نیاز نیروی محوری ستون‌های قاب‌های زانویی مورد بررسی - جز در طبقات آخر - کمتر از میزان پیشنهادی آیین‌نامه برای قاب‌های خمشی است.

واژه‌های کلیدی قاب خمشی فولادی، مهار زانویی، تحلیل تاریخچه‌زمانی، تحلیل استاتیکی غیرخطی، پارامترهای لرزه‌ای.

Seismic Behavior of Knee-Braced Steel Moment Frames

A. Mohebkhah

A.R. Bazvand

Abstract Moment-resisting steel frames (MRSFs) have high ductility, however, suffer from low lateral stiffness and large lateral drifts. Recently, a new LFRS called knee-braced moment frame (KBMF) has been introduced in the literature in which the seismic behavior of an ordinary moment frame is improved using some knee elements as structural ductile fuses in the vicinity of beam-to-column moment connections. In this research, seismic behavior of some 3, 6 and 10 stories KBMFs with different span numbers are studied using nonlinear static and dynamic time-history analyses. The results show that the overstrength factor as well as behavior factor of KBMFs are considerably larger than the corresponding factors for MRSFs. Furthermore, it was observed that the column axial demands in KBMFs -except for the top stories- are smaller than those proposed in the Seismic Provisions for MRSFs.

Key Words Steel Frame, Knee Bracing, Time-history dynamic analysis, Nonlinear Static Analysis, Seismic Parameters.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۴/۳/۲۸ و تاریخ پذیرش آن ۹۶/۱۲/۱۹ می‌باشد.

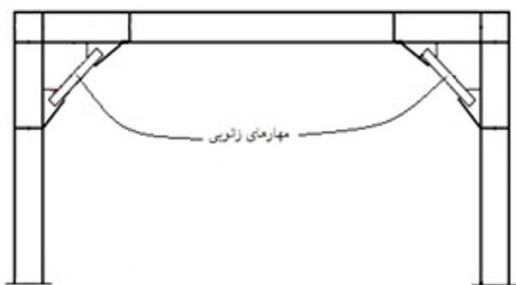
Email: amoheb@malayeru.ac.ir

(۱) نویسنده مسئول: دانشیار، گروه مهندسی عمران، دانشگاه ملایر، ملایر.

(۲) دانش‌آموخته کارشناسی ارشد، گروه مهندسی عمران، دانشگاه ملایر، ملایر.

مقدمه

کلیدی قاب‌های خمشی (شکل‌پذیری) و قاب‌های مهاربندی همگرا (سختی) را دارا است. اولین گام در طراحی یک KBMF، طراحی قاب خمشی پایه آن است که می‌تواند براساس هر آیین‌نامه معتبری انجام شود. بعد از مشخص شدن مقاطع تیرها و ستون‌ها، ابعاد مهارهای زانویی با استفاده از روش طراحی بر مبنای ظرفیت طوری تعیین می‌شود که سیستم مطابق شکل (۲) به مکانیزم خرابی از پیش تعریف شده خود یعنی تسلیم‌شدگی و کماتش عضوهای زانویی و تشکیل مفاصل پلاستیک خمشی در تیرها و پای ستون‌ها، برسد. به سخن دیگر، در این سیستم انتظار می‌رود تا بخشی از تغییرشکل‌های غیرالاستیک به عضو زانویی و بخشی دیگر به تیر میانی طبقه محدود گردد لیکن سایر اعضا (شامل اتصالات خمشی تیر به ستون و ستون‌ها) الاستیک باقی بمانند. از آنجا که سختی الاستیک قاب‌های خمشی کم است، استفاده از مهارزانویی مذکور، سختی سیستم را بهبود می‌بخشد و حتی در مواردی باعث افزایش شکل‌پذیری سیستم قاب خمشی اولیه می‌شود [۶ و ۷]. مزیت اصلی این نوع سیستم سازه‌ای به نوع اتصالات خمشی تیر به ستون آن مربوط می‌شود؛ به طوری که بدون نیاز به بررسی ضوابط کنترل کیفیت پرهزینه اتصالات خاص که در قاب‌های خمشی متوسط و ویژه الزامی است، جزئیات اتصال تیر به ستون نسبتاً ساده‌ای را (به دلیل باقی ماندن در ناحیه رفتاری الاستیک) می‌توان در طراحی آنها به کار برد. جزئیات و روابط طراحی این سیستم به طور کامل در مرجع [6] ارائه شده است.



شکل ۱ شمای کلی قاب خمشی با مهار زانویی

از جمله سیستم‌های سازه‌ای مقاوم در برابر زلزله می‌توان به قاب‌های خمشی فولادی و قاب‌های مهاربندی همگرا اشاره کرد که به طور گسترده مورد استفاده قرار می‌گیرند. قاب‌های خمشی به دلیل سختی کم، هنگامی که تحت اثر ارتعاشات شدید قرار می‌گیرند، تغییرشکل‌های نسبتاً زیادی را تجربه می‌کنند و این امر ممکن است باعث بروز مشکلاتی در رابطه با کنترل تغییرشکل‌های جانبی گردد. قاب‌های مهاربندی عمدتاً با عملکرد محوری (خرپایی) در اعضای خود، نیروهای جانبی وارده را منتقل و مستهلک می‌کنند و به همین دلیل دارای سختی خوبی هستند؛ لیکن رفتار چرخه‌ای مناسبی ندارند و استهلاک انرژی آنها وابسته به رفتار پس‌کمانشی عضوهای قطری است [1-2]. از این رو، محققان همواره به دنبال روش‌هایی بوده‌اند که رفتار این سیستم‌ها را بهبود بخشند و نواقص آنها را برطرف کنند. در اواسط دهه ۸۰ میلادی سیستمی تحت عنوان قاب مهاربندی همگرا با مهار زانویی توسط آریستیزابل [3] معرفی شد که تاکنون تحقیقات گسترده‌ای بر روی این سیستم انجام شده است. در این سیستم از یک عضو زانویی به عنوان فیوز سازه‌ای استفاده می‌شود تا در هنگام اعمال بارهای رفت و برگشتی، تسلیم‌شده و عمده تغییرشکل‌های غیرالاستیک سیستم به آن محدود شود ولی مهاربند اصلی الاستیک باقی بماند. استفاده از این تکنیک، شکل‌پذیری و قابلیت جذب و استهلاک انرژی سیستم قاب همگرا را ارتقا می‌بخشد [3-5].

یکی دیگر از سیستم‌هایی که اخیراً مورد توجه قرار گرفته، سیستمی است که توسط لاتاویوات و همکاران [6] تحت عنوان قاب خمشی با مهار زانویی (KBMF: Knee Braced Moment Frame) مطابق شکل ۱ معرفی شده است که در آن با اضافه کردن عضوهای زانویی به قاب خمشی معمولی در محاذات اتصالات خمشی (به عنوان فیوزهای سازه‌ای)، رفتار لرزه‌ای قاب خمشی اولیه بهبود می‌یابد و یک سیستم ترکیبی جدید حاصل می‌شود. این سیستم به طور توأمان مشخصات

می‌گردد رفتار لرزه‌ای و پارامترهای طرح لرزه‌ای این نوع سیستم مورد بررسی و ارزیابی قرار گیرد.

طراحی قاب‌های مورد مطالعه

در پژوهش حاضر برای تحقق اهداف مذکور در بخش قبل، ابتدا قاب‌های خمشی پایه طراحی می‌شوند، سپس به کمک روش طراحی قاب‌های خمشی با مهار زانویی (KBMF) ارائه شده در مرجع [6] و باتوجه به مقاطع به دست آمده برای تیرها، سطح مقطع مورد نیاز برای عضوهای زانویی محاسبه می‌گردد. همچنین، با استفاده از روش طراحی بر مبنای ظرفیت، مقطع ستون‌ها برای نیروی محوری اضافه ناشی از تسلیم مهارهای زانویی به نحوی بازطراحی می‌شوند تا پس از تشکیل مکانیزم مورد نظر، الاستیک باقی بمانند. در شکل ۳ جزئیات هندسی قاب با مهار زانویی و نیروهای به وجود آمده در محل مفاصل پلاستیک و عضوهای زانویی نشان داده شده است. باتوجه به این شکل و با فرض الاستیک باقی ماندن اتصال تیر به ستون، حداکثر لنگر ایجاد شده در اتصال برابر است با [6]:

$$M_C = M_{\max} + V_{\max} L_k - \alpha P_{cr} L_k \sin(\theta) \quad (1)$$

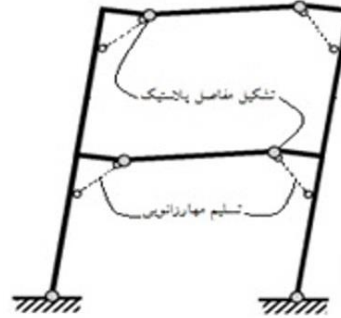
در رابطه ۱، M_{\max} و V_{\max} به ترتیب حداکثر لنگر و برش مورد انتظار در مفصل پلاستیک هستند و α ضریب کاهش مقاومت پس کمانشی و P_{cr} مقاومت کمانشی مهار زانویی است. رابطه ۱ نشان دهنده این است که حداکثر لنگر در اتصال تیر به ستون زمانی رخ می‌دهد که مفصل پلاستیک در تیر تشکیل می‌شود و مهار زانویی به حداکثر مقاومت پس کمانشی خود برسد. حداکثر لنگر مورد انتظار در تیر مطابق با رابطه زیر به دست می‌آید:

$$M_{\max} = \xi M_p \quad (2)$$

که در این رابطه، M_p لنگر پلاستیک تیر بر اساس تنش تسلیم مورد انتظار و ξ ضریب عددی (اضافه مقاومت) بزرگ‌تر از یک است.

حداکثر نیروی برشی باتوجه به لنگر حداکثر در تیر از رابطه زیر قابل محاسبه است:

$$V_{\max} = \frac{2M_{\max}}{L_c} = \frac{2\xi M_p}{L_c} \quad (3)$$



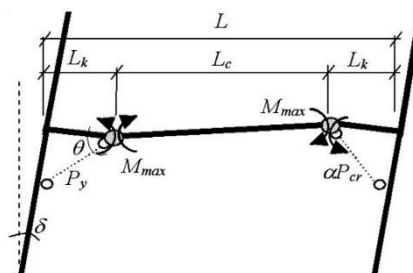
شکل ۲ مکانیزم تسلیم مورد انتظار در قاب خمشی با مهار زانویی [6]

درخصوص بررسی رفتار سازه‌ای قاب خمشی با مهار زانویی و روش طراحی آنها و همچنین امکان استفاده از ورق‌های مستهلک‌کننده انرژی و شناسایی مکانیزم تسلیم آنها، مطالعات معدودی در قالب کارهای تحلیلی، آزمایشگاهی و عددی [6-8] انجام شده است. لیکن به نظر می‌رسد برای مطرح شدن این سیستم به عنوان یک سیستم لرزه‌بر استاندارد و نظام‌مند که قابلیت اطمینان کافی از لحاظ روش طراحی و نحوه اجرا و کاربرد در طرح‌های مهندسی را داشته باشد، به مطالعات بیشتری نیاز است. از جمله مواردی که بایستی بیشتر مورد توجه قرار گیرد، ارزیابی پارامترهای طرح لرزه‌ای این سیستم سازه‌ای شامل: ضریب رفتار نهایی (R_{II})، اضافه مقاومت کلی (Ω_0)، اضافه مقاومت ستون‌ها و ضریب شکل پذیری (μ) است. اخیراً رفتار غیرخطی یک سیستم باربر جانبی جدید که از لحاظ هندسی مشابه قاب خمشی با مهار زانویی است ولی دارای اتصالات مفصلی تیر به ستون است توسط اصغری و گندمی [8] با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی مورد بررسی قرار گرفته است. در این تحقیق با تحلیل سه قاب ۳، ۵ و ۸ طبقه نشان داده شده است که مکانیزم خرابی سیستم جدید مذکور بسیار شبیه مکانیزم قاب خمشی است و ضریب کاهش نیروی نظیر شکل پذیری در اغلب موارد بیشتر از این ضریب در قاب‌های خمشی است.

باتوجه به لزوم شناخت این سیستم پیشنهادی، در این تحقیق با استفاده از مدل‌سازی بزرگ مقیاس قاب‌های خمشی با مهار زانویی و به کارگیری روش‌های تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی و استاتیکی غیرخطی، سعی

تاریخچه‌زمانی، قاب‌های دوبعدی ۳ و ۶ و ۱۰ طبقه با تعداد دهانه‌های مختلف، برای ارزیابی اضافه‌مقاومت‌های کلی و اضافه‌مقاومت ستون‌های بحرانی، تحلیل می‌شوند. در ادامه با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی، قاب‌های خمشی پایه با قاب‌های زانویی مهار شده از لحاظ مقاومت و سختی و پارامترهای لرزه‌ای آنها از جمله ضریب شکل-پذیری و ضریب رفتار، با هم مقایسه می‌گردند.

تعداد ۶ قاب با تعداد طبقات ۳، ۶ و ۱۰ و دهانه‌های مختلف که در هر جهت دارای طول دهانه‌ای برابر با ۴ متر و ارتفاع طبقات ۳ متر می‌باشند مورد بررسی قرار می‌گیرند. برای نام‌گذاری نمونه‌های قاب با مهار زانویی از نشانه Km-n که در آن، حروف m و n به ترتیب نماینده تعداد طبقات و دهانه‌ها هستند استفاده می‌شود. برای نام‌گذاری نمونه‌های قاب خمشی پایه هم از نشانه Mm-n استفاده شده است. طراحی تمام قاب‌های خمشی پایه مورد بررسی با نرم‌افزار تجاری ETABS نسخه ۹٫۷٫۴ [10] انجام شده است. مصالح به کار رفته از نوع فولاد ST37 با تنش تسلیم 2400 kg/cm^2 بوده است و مقاطع به کار رفته در طراحی شامل: مقطع IPE برای تیرها، IPB برای ستون‌ها و مقاطع قوطی شکل برای برای المان‌های زانویی می‌باشند. محل ساختگاه سازه، شهر لس‌آنجلس کالیفرنیا در نظر گرفته شده است. به همین منظور از آیین‌نامه ASCE7-10 [10] برای بارگذاری و از آیین‌نامه‌های AISC341-10 [11] و AISC360-10 [12] برای طراحی سازه‌ها استفاده شده است. پارامترهای طیفی به صورت $S_{Ds}=1.11$ و $S_{D1}=0.61$ تعریف شده‌اند که به ترتیب شتاب طیفی طرح در پریودهای ۰/۲ و ۱/۰ ثانیه برای شهر لس‌آنجلس می‌باشند. بار مرده طبقات برابر 600 kg/m^2 و بار زنده آنها برابر با 200 kg/m^2 و برای طبقه بام بار مرده 570 kg/m^2 و بار زنده 175 kg/m^2 در نظر گرفته شده است. به منظور طراحی تمامی قاب‌های خمشی پایه از قاب خمشی فولادی معمولی با ضریب رفتار نهایی ۳/۵ واقع در دسته لرزه‌ای C استفاده شده است. نوع زمین باتوجه به جدول (۳ و ۱). ۲۰ از آیین‌نامه ASCE-7، خاک



شکل ۳ جزئیات نیروهای ایجاد شده در مفاصل پلاستیک قاب

خمشی با مهار زانویی [۶]

باتوجه به روابط فوق و این شرط که اتصال تیر به ستون باید الاستیک باقی بماند، مطابق با رابطه ۴ حداکثر لنگر اتصال باید کمتر از کسری از لنگر پلاستیک تیر باشد:

$$M_C \leq \gamma M_P \quad (4)$$

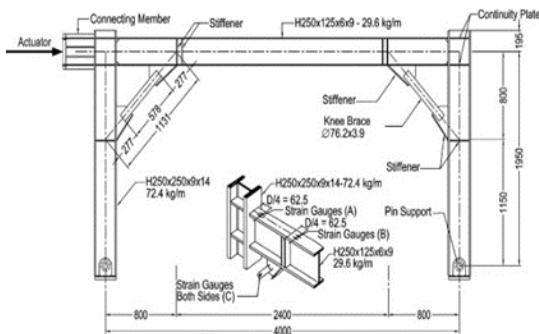
در این رابطه، γ ضریب عددی کمتر از یک است. با استفاده از ترکیب روابط ۱ تا ۳، معادله ۴ را می‌توان به صورت رابطه بدون بعد زیر نوشت:

$$\frac{\alpha P_{cr}}{\frac{M_P}{L}} \geq \frac{(\xi - \gamma)}{\left(\frac{L_K}{L}\right) \sin(\theta)} + \frac{2\xi}{\left(1 - \frac{2L_K}{L}\right) \sin(\theta)} \quad (5)$$

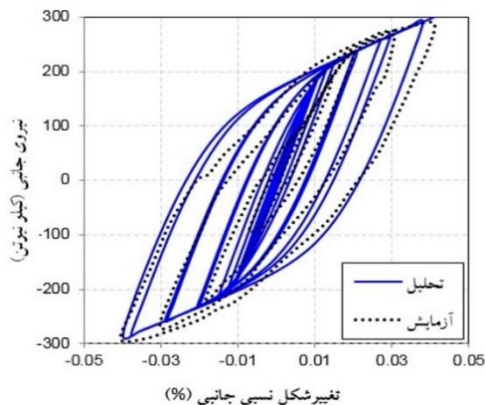
رابطه ۵ مقاومت مورد نیاز مهار زانویی را براساس مقطع تیر و هندسه قرارگیری مهار زانویی در قاب، تعیین می‌کند. پس از طراحی مقاطع مهارهای زانویی به منظور کنترل ستون‌ها برای نیروهای اضافی ناشی از آنها، می‌توان با استفاده از تحلیل پوش‌اور سازه را با ستون‌های الاستیک تا سطح جابه‌جایی مورد نظر پوش داد و ستون‌ها را برای نیروی داخلی ناشی از تحلیل پوش‌اور کنترل نمود. این روند تا رسیدن به همگرایی مورد نظر و مقطع بهینه تکرار می‌شود. در طراحی این سیستم، نسبت بهینه برای L_k/L بین ۰/۱۵ تا ۰/۲ پیشنهاد شده است [6].

برای انجام تحلیل دینامیکی تاریخچه‌زمانی به شتاب‌نگاشت‌هایی منطبق با ساختگاه نیاز هست؛ از این رو هفت رکورد مطابق با روش ارائه شده در آیین‌نامه ASCE-7 [9] مقیاس می‌شوند و مورد استفاده قرار می‌گیرند. پس از نهایی شدن طراحی مدل‌ها، با استفاده از آنالیز دینامیکی

مورد مطالعه در حین وقوع زلزله و استخراج پارامترهای لرزه‌ای مورد نظر، به نحوه انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی آنها با استفاده از نرم افزار SeismoStruct [14] و تشریح عوامل مؤثر در تحلیل پرداخته می‌شود.



شکل ۴ نمای شماتیک نمونه آزمایشگاهی قاب خمشی با مهار زانویی [6]



شکل ۵ مقایسه منحنی هیستریزس نمونه آزمایشگاهی و مدل نرم‌افزاری

تعریف ستون ثقلی معادل

از آنجاکه در خلال تحلیل دینامیکی غیرخطی برای محاسبه ضرایب اضافه مقاومت، نیاز است که جرم طبقات از روی سازه حذف گردد تا نیروی محوری به دست آمده از تحلیل در ستون‌ها صرفاً ناشی از زلزله باشد، لذا از تکنیک ستون ثقلی معادل استفاده می‌شود. این تکنیک در مطالعات گذشته مانند ریچاردز [15]؛ مکر و همکاران [16] سابلی و همکاران [17] به کار گرفته شده است.

C انتخاب شده است. برای مشاهده جزئیات طراحی قاب‌های مورد بررسی، به مرجع [13] مراجعه شود.

اعتبارسنجی نرم‌افزار مورد استفاده

از آنجاکه برای تحلیل غیرخطی قاب‌های مورد مطالعه و استخراج پارامترهای لرزه‌ای آنها از نرم‌افزار SeismoStruct [14] استفاده خواهد شد، لذا لازم است دقت تحلیل غیرخطی این نرم‌افزار محک زده شود. برای این منظور، در این قسمت یکی از قاب‌های خمشی با مهار زانویی آزمایش شده در مرجع [6] با استفاده از این نرم‌افزار، مدل‌سازی و تحلیل می‌گردد. نمای شماتیک این قاب یک‌دهانه- یک طبقه که تحت یک الگوی اعمال تغییر مکان جانبی چرخه‌ای در تراز بام آزمایش شده در شکل ۴ نمایش داده شده است. به کمک نرم‌افزار فوق‌الذکر، مدل سازه‌ای این نمونه با استفاده از مصالح و مقاطع یکسان به کاررفته در آزمایش ساخته شد و تحت تحلیل استاتیکی چرخه‌ای غیرخطی قرار گرفت. برای مصالح ستون‌ها و تیرها از مدل فولاد غیرخطی منگوتو-پیتنو (stl-mp) و برای توصیف رفتار غیرخطی و خمیری شدن تیرها و ستون‌ها از روش پلاستیسیته گسترده با تعداد ۲۰۰ المان فیبری استفاده گردید؛ اما برای مدل‌سازی رفتار کمانشی عضو مهار زانویی از دو المان تیری با یک خیز اولیه کم به عنوان نقص اولیه در وسط طول آن استفاده شده است. جزئیات مدل‌سازی و فرضیات به کاررفته برای مدل‌سازی ماکروی قاب‌های خمشی با مهار زانویی در بخش بعد تشریح خواهد شد.

منحنی‌های هیستریزس حاصل از تحلیل و آزمایش نمونه مورد بررسی در شکل (۵) با یکدیگر مقایسه شده‌اند. همان‌گونه که دیده می‌شود، منحنی‌های به دست آمده تطبیق خوبی با یکدیگر دارند و لذا دقت نرم‌افزار مورد استفاده تصدیق می‌گردد.

مدل‌سازی و تحلیل دینامیکی غیرخطی قاب‌ها

در این بخش به منظور بررسی رفتار غیرخطی سازه‌های

فیبرها در این روش، پاسخ کلی مقطع را مشخص می‌کند. در تحقیق حاضر برای توصیف رفتار غیرخطی و خمیری شدن تیرها از روش پلاستیسیته گسترده به کمک المان های فیبری استفاده شده است.

مدل سازی کمانش مهار زانویی

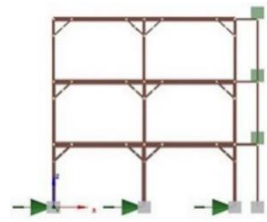
برای شبیه سازی رفتار کمانشی و تسلیم شدگی مهار زانویی، از مدل سازی براساس «پلاستیک شدگی گسترده» با استفاده از روش المان فیبری (رشته‌ای) و مطابق با تکنیک پیشنهادی یوریز و مهین [18] استفاده شده است. صحت این مدل و توانایی آن در برآورد پاسخ لرزه‌ای سازه‌های مهاربندی شده فولادی در مطالعات گذشته از جمله دانلیو و دیگران، ۲۰۱۲ [۱۹]؛ سلمانپور و اربابی [20] و محب‌خواه و نصراله بیگی، ۲۰۱۲ [21] تأیید شده است. در این تکنیک، عضو مهار زانویی به دو المان تقسیم می‌گردد و در عین حال از یک خیز کم به عنوان نقص اولیه در وسط طول آن استفاده می‌شود. خیز میانی عضو زانویی در این مطالعه به میزان ۰/۵٪ طول آن در نظر گرفته شده است. با استفاده از این روش می‌توان مقاومت کمانشی، رفتار پس کمانشی، مقاومت کششی، و رفتار هیستریزیس مهارهای زانویی با مقطع فشرده را در یک مدل سازی بزرگ مقیاس (ماکرو) شبیه سازی نمود [18].

انتخاب و مقیاس شتاب نگاشت‌ها

به منظور انجام تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی، نیاز به استفاده از شتاب نگاشت‌هایی است که علاوه بر برقرار بودن شرایط ساختگاهی، تطبیق مناسبی با طیف طرح آیین نامه داشته باشند. براساس ضوابط آیین نامه‌ها، در انتخاب رکوردهای زلزله براساس پارامترهای زلزله، سه پارامتر اصلی شامل بزرگ، فاصله تا گسل و خاک منطقه باید ملاک انتخاب قرار گیرند؛ زیرا بسیاری از خواص مهم زلزله مانند محتوای فرکانسی، دامنه، شکل طیفی و مدت زمان زلزله به این سه پارامتر وابسته است.

به منظور انجام تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی هفت رکورد زلزله که از رخدادهای کالیفرنیا طبق جدول (۱)

با استفاده از این تکنیک، جرم هر طبقه به صورت متمرکز بر روی ستونی خارج از سیستم سازه‌ای قرار می‌گیرد و این ستون با اعضای پیوندی صلب در تراز طبقات به قاب اصلی متصل می‌گردد. در این صورت، ضمن این که اثر اینرسی جرم طبقات در تحلیل دینامیکی در نظر گرفته می‌شود، نیروی محوری خالص ناشی از زلزله بر روی ستون‌های سیستم مورد بررسی نیز به دست می‌آید.



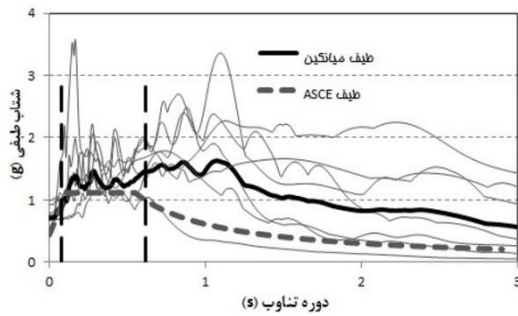
شکل ۶ مدل ماکروی قاب K3-2 به همراه ستون ثقلی معادل

در این پژوهش نیز برای محاسبه نیروی محوری خالص لرزه‌ای ستون‌ها، از این روش استفاده شده است. به عنوان نمونه مدل قاب K3-2 به همراه ستون ثقلی معادل در شکل (۶) نشان داده شده است.

تعریف مدل رفتاری مصالح اعضا

برای مدل سازی ستون‌ها مطابق با مقاطع طراحی شده از مدل مصالح الاستیک (el-mat) و برای مدل سازی اعضای مهار زانویی و تیرها مطابق با مقاطع طراحی شده از مدل فولاد غیرخطی منگوتو-پیتو (stl-mp) استفاده شده است.

در تحقیقات کاربردی در حوزه مهندسی زلزله به وفور از المان‌های سازه‌ای با پلاستیسیته گسترده، که نسبت به المان‌های سازه‌ای با پلاستیسیته متمرکز از مزایای بیشتری برخوردار هستند، استفاده می‌شود. در نرم افزار مورد استفاده برای نشان دادن رفتار مقاطع عرضی از رویکرد المان‌های رشته‌ای (فیبر) استفاده می‌شود. در این روش به طور معمول هر مقطع از ۱۵۰ فیبر تشکیل می‌شود و در مواردی که مقطع از چند نوع مصالح ساخته شود، هر یک از مصالح، منحنی تنش کرنش مربوط به خود را دارا می‌باشند. انتگرال پاسخ



شکل ۷ طیف طراحی ASCE و طیف‌های مقیاس شده برای قاب سه طبقه همراه با طیف میانگین

نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی

در این بخش ضمن ارائه نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی، پارامترهای لرزه‌ای قاب‌های مورد مطالعه استخراج می‌گردد.

ضریب اضافه مقاومت

براساس نتایج تحلیل دینامیکی برای هر مدل، ضرایب اضافه مقاومت کلی و ضرایب اضافه مقاومت ستون‌های کناری برای همه قاب‌ها محاسبه شده است. میانگین برش پایه ماکزیمم حاصل از اعمال رکوردهای زلزله به عنوان برش پایه ناشی از تحلیل دینامیکی در نظر گرفته شده و با برش پایه حاصل از تحلیل استاتیکی معادل مقایسه شده و نسبت این دو نیرو به عنوان ضریب اضافه مقاومت کلی قاب‌ها محاسبه شده است.

مقادیر ضرایب اضافه مقاومت‌های کلی قاب‌های مورد بررسی در جدول (۲) ارائه شده است. باتوجه به آیین‌نامه AISC341-10 [۱۱]، اضافه مقاومت طراحی قاب خمشی فولادی معمولی عدد ۳ است، اما با استفاده از نتایج تحلیل دینامیکی، برای قاب‌های با مهار زانویی، ضرایب اضافه مقاومت کمتری نسبت به قاب خمشی پایه به دست آمده است. در مورد قاب‌های سه طبقه، ضریب اضافه مقاومت به طور میانگین برابر با ۲/۵۸ به دست آمده است که مقدار آن با افزایش تعداد دهانه‌ها، کاهش می‌یابد. در مورد قاب‌های شش طبقه، ضریب اضافه مقاومت میانگین ۲/۶۲ به دست آمده است و این مقدار نیز با افزایش تعداد دهانه‌ها کاهش یافته است.

انتخاب شده‌اند، مورد استفاده قرار می‌گیرد. این رکوردها براساس روش مقیاس کردن آیین‌نامه ASCE-7، طوری مقیاس شده‌اند که میانگین طیف‌های شتاب با میرایی ۵٪ از طیف طراحی منطقه کالیفرنیا مطابق با ASCE-7 در بازه ۰/۲T تا ۱/۵T کمتر نباشد. پارامتر T زمان تناوب طبیعی مود اصلی سازه است که با استفاده از روابط تجربی آیین‌نامه محاسبه شده و برای هر کدام از سازه‌های ۳، ۶ و ۱۰ طبقه به ترتیب مقادیری برابر با ۰/۴۲، ۰/۶۹ و ۱/۰۲ ثانیه به دست آمده است.

هفت شتاب‌نگاشت انتخابی و ضرایب مقیاس هریک برای قاب‌های مورد مطالعه در جدول (۱) ارائه شده است. به عنوان نمونه، طیف پاسخ شتاب‌نگاشت‌ها و طیف میانگین مقیاس شده آنها همراه با طیف هدف آیین‌نامه برای قاب سه طبقه در شکل (۷) نشان داده شده است. همچنین، شایان ذکر است که برای تعریف استهلاک در تحلیل دینامیکی سازه‌های مورد بررسی، از میرایی رایلی با ضریب استهلاک ۵ درصد استفاده شده است.

جدول ۱ شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده در تحلیل دینامیکی غیرخطی قاب‌های مورد بررسی و ضرایب مقیاس

عنوان رکورد	PGA (g)	ضریب مقیاس		
		۱۰ طبقه	۶ طبقه	۳ طبقه
Lomaprieta-bran	۰/۴۵	۰/۷۹	۰/۹۸	۱/۴۲
Lomaprieta-hall	۰/۲	۲/۱	۲/۹	۳
Lomaprieta-gillroy4	۰/۲۱	۱/۸۷	۲/۳۳	۲/۹
Northridge-hollywood	۰/۲۵	۲/۱۳	۲/۱۶	۳
Northridge-sunvalley	۰/۴۵	۱/۷۲	۱/۶۶	۲/۱
Northridge-new hall	۰/۵۶	۲/۱۵	۱/۶۳	۱/۳۶
Northridge-la dam	۰/۵	۱/۳۴	۱/۵۸	۱/۹۵

خرابی تشکیل نشده است (ضریب اضافه‌مقاومت کوچک‌تر). این درحالی است که در قاب‌های کوتاه‌مرتبه به دلیل حاکم بودن مود اول ارتعاشی و توزیع بار جانبی طبق الگوی مثلثی، تقریباً تمامی مفاصل خمیری تشکیل می‌شود و سازه به حداکثر ظرفیت باربری خود می‌رسد (ضریب اضافه‌مقاومت بزرگ‌تر).

علاوه بر ضرایب اضافه‌مقاومت کلی قاب‌های مورد بررسی، مقدار میانگین نیروی محوری حاصل از هفت رکورد زلزله به‌عنوان نیاز محوری نهایی ستون‌ها (P_{II}) محاسبه گردیده و با نیاز محوری الاستیک (P_e) حاصل از تحلیل استاتیکی معادل مقایسه شده است. نسبت این دو نیرو یعنی P_{II}/P_e به‌عنوان ضریب اضافه‌مقاومت ستون‌ها در نظر گرفته می‌شود [15]. در حقیقت هدف از محاسبه این ضریب، برآورد ضریب زلزله تشدید یافته در طراحی لرزه‌ای ستون‌های قاب‌هاست. طبق آیین‌نامه AISC341-10 [11]، اعضای مجاور المان‌های شکل‌پذیر (تیرها و مهاربندها) یا همان ستون‌ها را باید برای مضرری (ضریب اضافه‌مقاومت) از نیروی محوری الاستیک آنها طراحی نمود تا همچنان در حین اعمال ارتعاش‌های زلزله به‌صورت ارتجاعی رفتار کنند و مفاصل پلاستیک صرفاً در نقاط از پیش تعیین شده که همان نواحی حفاظت‌شده هستند تشکیل گردد. به سخن دیگر، با این تکنیک محل تشکیل مفاصل پلاستیک به‌گونه‌ای تعیین می‌گردد که در کل موجب شکل‌پذیری کل سازه شود و ستون‌ها که وظیفه تحمل بار ثقلی را دارند تخریب نگردند. بنابراین، ضریب نیاز محوری محاسبه‌شده برای ستون‌ها در این بخش را می‌توان به‌طور مستقیم با ضریب زلزله تشدید یافته پیشنهادی در آیین‌نامه برای قاب‌های خمشی (عدد ۳) مقایسه نمود. از آنجاکه در قاب‌های خمشی، ستون‌های میانی نسبت به ستون‌های کناری سهم ناچیزی از نیروی محوری ناشی از زلزله می‌برند، به‌همین دلیل در این پژوهش تنها اضافه‌مقاومت ستون‌های کناری هر یک از مدل‌ها محاسبه شده است.

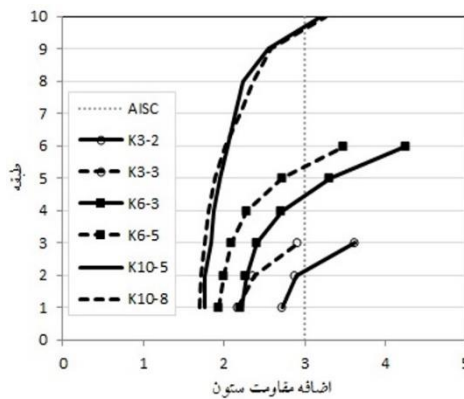
قاب‌های ده‌طبقه، اضافه‌مقاومت میانگین $2/01$ را از خود نشان داده‌اند ولی با افزایش تعداد دهانه‌ها، مقدار آن تقریباً ثابت مانده است. نکته دیگری که باید در جدول (۲) به آن اشاره نمود، کاهش مقدار ضریب اضافه‌مقاومت قاب‌ها با افزایش ارتفاع است. این کاهش را می‌توان ناشی از (۱) متفاوت بودن نیروهای حاکم بر طرح قاب‌های کوتاه و بلند و (۲) اثر مودهای بالا دانست. بدین ترتیب که در قاب‌های کوتاه‌مرتبه، سهم بارگذاری ثقلی در طراحی اعضای سازه‌ای بیشتر از بارگذاری جانبی است و لذا به دلیل حاکم بودن این نوع بارگذاری، مقاومت مورد نیاز اعضای سازه‌ای آنها و در نتیجه ضریب اضافه‌مقاومت قاب نسبت به حالتی که قاب صرفاً تحت بارگذاری جانبی قرار دارد به‌طور مضاعف افزایش می‌یابد. این در حالی است که اضافه‌مقاومت سازه طبق تعریف برابر است با نسبت ظرفیت باربری جانبی سازه به بار جانبی طراحی سازه بدون در نظر گرفتن اثر بارگذاری ثقلی. اما برعکس، در طراحی قاب‌های بلندمرتبه، سهم بارگذاری جانبی خیلی بیشتر از بارگذاری ثقلی است و لذا به دلیل حاکم بودن این نوع بارگذاری، طراحی اعضای سازه خیلی دست بالا نیست و در نتیجه ضریب اضافه‌مقاومت قاب که براساس بارگذاری جانبی تعریف شده است به سمت عدد کوچک‌تر ۲ میل می‌کند.

درخصوص عامل دوم در کاهش ضریب اضافه‌مقاومت قاب‌های مرتفع می‌توان به این واقعیت اشاره نمود که در قاب‌های بلندمرتبه به دلیل فعال شدن اثر مودهای بالا و تغییر توزیع نیروهای جانبی زلزله در ارتفاع قاب -از توزیع خطی نظیر مود اول ارتعاشی سازه (توزیع مثلثی وارونه) به توزیع غیرخطی- احتمال تشکیل و فعال شدن تمام مفاصل خمیری بالقوه قاب (فیوزهای سازه‌ای) در کل ارتفاع پایین است. به سخن دیگر، در اثر مشارکت مودهای بالاتر ممکن است تا پایان بارگذاری زلزله، مفاصل خمیری صرفاً در نواحی میانی و تحتانی قاب تشکیل شوند و طبقات بالا در حوزه ارتجاعی باقی بمانند. عدم تشکیل مفاصل خمیری در بخش‌های فوقانی قاب به این مفهوم است که هنوز سازه به ظرفیت باربری نهایی خود نرسیده و مکانیزم

جدول ۲ اضافه مقاومت کلی قاب‌های مورد بررسی

مدل	برش پایه طراحی (kN)	برش پایه دینامیکی (kN)	اضافه مقاومت (Ω_0)
K3-2	۱۳۶/۸	۳۹۳/۷	۲/۸۷
K3-3	۲۰۴/۲	۴۶۶/۷	۲/۲۸
K6-3	۲۴۳	۶۸۳/۲	۲/۸۱
K6-5	۴۰۳/۵	۱۰۰۱/۸	۲/۴۸
K10-5	۶۸۱	۱۳۵۸/۵	۲/۰۳
K10-8	۱۰۹۰	۲۱۸۳/۵	۲

است که در شکل (۸) نشان داده شده است. همان‌گونه که مشاهده می‌شود نیاز نیروی محوری لرزه‌ای ستون‌ها در بعضی از طبقات (طبقات فوقانی) بیش از مقدار نیاز محوری پیشنهادی آیین‌نامه است و در صورت استفاده از این ضریب پیشنهادی، طراحی ستون‌های این طبقات غیرایمن خواهد بود. البته باید توجه داشت که به دلیل ملاحظات اجرایی، در طراحی ستون‌ها غالباً از تیپ‌بندی اعضا استفاده می‌شود و برای طبقات آخر بدون تغییر مقطع، یک مقطع یکسان با نسبت نیرو به ظرفیت کم به کار برده می‌شود؛ لذا افزایش نیاز محوری در این طبقات مشکلی به وجود نمی‌آورد. از طرفی در شکل (۸) مشاهده می‌گردد که نیاز نیروی محوری برخی از ستون‌ها کمتر از مقدار پیشنهادی آیین‌نامه محاسبه شده است و در واقع طراحی آنها محافظه‌کارانه است.



شکل ۸ تغییرات مقادیر اضافه مقاومت ستون‌ها در ارتفاع قاب‌ها

جابه‌جایی نسبی طبقات

طبق ضوابط آیین‌نامه‌های طرح لرزه‌ای، تغییر مکان نسبی واقعی (غیرالاستیک) سازه‌ها نباید از مقدار مجاز خود باتوجه به سطح عملکرد مورد انتظار بیشتر باشد. به‌عنوان مثال، مقدار مجاز تغییر مکان نسبی برای سطح عملکرد ایمنی جانی معمولاً برابر با ۲/۵ درصد در نظر گرفته می‌شود. برای بررسی این موضوع، جابه‌جایی نسبی میان‌طبقه‌ای مدل‌های مورد مطالعه در این پژوهش با استفاده از نتایج تحلیل تاریخچه‌زمانی محاسبه شده و در شکل (۹) نشان داده شده است. همان‌طور که ملاحظه می‌گردد، جابه‌جایی‌های میان‌طبقه‌ای کمتر از حد مجاز است؛ از این رو می‌توان چنین نتیجه‌گیری کرد که این سیستم از لحاظ جابه‌جایی‌ها رفتار خوبی از خود نشان داده است و در هیچ‌کدام از مدل‌ها

در شکل (۸)، نحوه تغییرات مقادیر اضافه مقاومت ستون‌ها در ارتفاع نشان داده شده است. برای مدل‌های سه‌طبقه مقدار میانگین اضافه مقاومت ستون‌ها برابر با ۲/۷۸ به دست آمده است. همچنین ملاحظه می‌گردد که روند تغییرات اضافه مقاومت ستون‌ها در راستای ارتفاع قاب‌ها، یک روند افزایشی است؛ بدین صورت که مثلاً برای قاب K3-2 در طبقه اول این مقدار کمتر از ۳ و در طبقه سوم به بیش از ۳/۵ رسیده است. در مورد مدل‌های شش طبقه مقدار میانگین اضافه مقاومت برابر عدد ۲/۶ به دست آمده است. همچنین ملاحظه می‌گردد که میزان رشد مقادیر اضافه مقاومت ستون‌ها از طبقات پایین به بالا افزایش می‌یابد؛ به طوری که در طبقات پایین بعضاً، مقدار آن کمتر از ۲ و در طبقات بالا به بیش از ۴ رسیده است.

مشابه سایر مدل‌ها، برای مدل‌های ده طبقه، اضافه مقاومت میانگین ۲/۱۳ به دست آمده است. اضافه مقاومت ستون‌های طبقات اول تا پنجم نیز کمتر از ۲ به دست آمده و از طبقه ششم به بعد افزایش یافته و به بیش از ۳ رسیده است. نتیجه مهم دیگری که می‌توان از این شکل گرفت این است که غالباً با افزایش تعداد دهانه‌ها (کاهش لاغری ساختمان)، مقدار نیاز لرزه‌ای ستون‌ها یا همان ضریب اضافه مقاومت آنها کاهش می‌یابد.

مقدار اضافه مقاومت پیشنهادی آیین‌نامه AISC341-10 [11] برای قاب‌های خمشی برابر عدد ۳

پژوهش برای محاسبه ضریب شکل‌پذیری با رجوع به روش اتخاذ شده در مراجع [23-24]، حداکثر تغییر مکان نسبی نظیر سطح عملکرد ایمنی جانی برای قاب خمشی مطابق با آیین‌نامه FEMA356 [25] برابر با ۲/۵ درصد در نظر گرفته شده است.

در طرح لرزه‌ای سازه‌ها بر مبنای نیرو، برش پایه الاستیک با استفاده از ضریب رفتار، به برش پایه طراحی کاهش می‌یابد. ضریب رفتار برابر است با حاصل ضرب ضریب اضافه‌مقاومت سازه (Ω_o)، در ضریب کاهش نیرو در اثر شکل‌پذیری (R_{μ}). ضریب اضافه‌مقاومت همان‌طور که در شکل ۱۱ نشان داده شده است عبارتست از نسبت ظرفیت باربری جانبی سیستم (V_y) به برش پایه طراحی (V_d). ضریب R_{μ} هم به شکل‌پذیری تغییر مکانی سازه وابسته می‌باشد. روش‌های مختلفی برای محاسبه این ضریب در ادبیات فنی توسط محققان پیشنهاد شده است. در این پژوهش از روش ارائه‌شده توسط میراندا و برترو [27] به دلیل در نظر گرفتن پارامترهای مختلف از جمله نوع خاک ساختگاه، استفاده شده است. در این روش، ضریب R_{μ} از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$R_{\mu} = \frac{\mu - 1}{\phi} + 1 \quad (6)$$

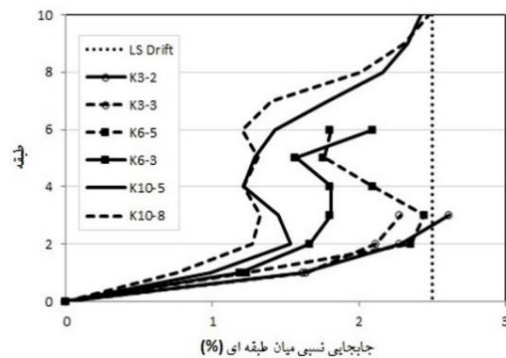
در رابطه فوق ϕ پارامتری است که برای ساختگاه مورد نظر در این تحقیق (رسوبی)، طبق رابطه زیر محاسبه می‌گردد:

$$\phi = 1 + \frac{1}{12T - \mu T} - \frac{2}{5T} \exp[-2(\ln T - 0.2)^2] \quad (7)$$

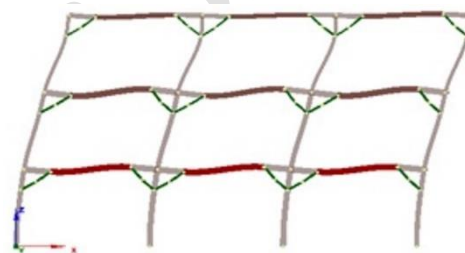
در رابطه فوق، T دوره تناوب اصلی سازه است.

پس از تحلیل استاتیکی غیرخطی مدل‌ها و دوخطی کردن منحنی‌های ظرفیت حاصل، پارامترهایی همچون ضریب شکل‌پذیری، ضریب اضافه‌مقاومت، سختی الاستیک و مقاومت نهایی قابل محاسبه می‌باشند. به عنوان نمونه، منحنی ظرفیت قاب‌های M3-2 و K3-2 در شکل (۱۲) نمایش داده شده است.

(به جز طبقه بام قاب K3-2 که قابل اغماض می‌باشد) طبقه نرم ایجاد نشده و دررفت‌ها کنترل شده هستند. هندسه تغییر یافته قاب سه طبقه خمشی با مهار زانویی در پایان تحلیل، در شکل ۱۰ نشان داده شده است.



شکل ۹ جابه‌جایی نسبی میان طبقه‌های قاب‌های مورد بررسی



شکل ۱۰ هندسه تغییر یافته قاب سه طبقه خمشی با مهار زانویی

ضریب رفتار قاب‌های مورد مطالعه

هدف اصلی روش‌های تحلیل لرزه‌ای غیرخطی سازه‌ها، پیش‌بینی رفتار مورد انتظار آنها هنگام وقوع زلزله می‌باشد. یکی از این روش‌ها، روش تحلیل استاتیکی غیرخطی یا تحلیل پوش‌اور است. حاصل تحلیل پوش‌اور، منحنی تغییرات برش پایه در مقابل جابه‌جایی بام است که اصطلاحاً منحنی ظرفیت یا منحنی پوش سازه نامیده می‌شود.

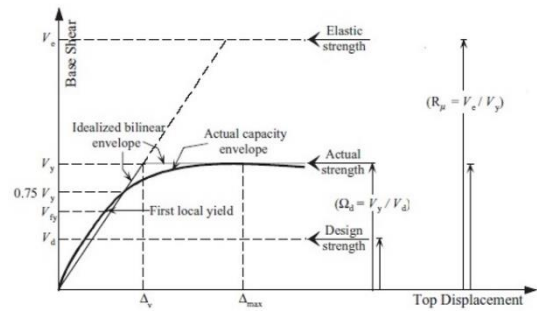
در این بخش به منظور بررسی پارامترهای لرزه‌ای قاب‌های مورد بررسی از تحلیل پوش‌اور ساده با الگوی بار جانبی مثلثی به وسیله نرم افزار Seismostruct [14] استفاده شده است. از مهم‌ترین پارامترهایی که می‌توان به کمک تحلیل پوش‌اور استخراج کرد می‌توان به سختی الاستیک، سختی ثانویه، مقاومت (ظرفیت)، شکل‌پذیری، اضافه‌مقاومت و ضریب رفتار سازه اشاره نمود. در این

المان‌های زانویی به قاب خمشی پایه و افزایش درجه نامعینی آن، رفتار قاب ترکیبی حاصل بهبود می‌یابد و از لحاظ استهلاک انرژی با قاب خمشی متوسط برابری می‌کند؛ ضمن این‌که جابه‌جایی‌های نسبی میان طبقه‌ای نیز کنترل شده و در حد مجاز آیین‌نامه می‌باشند.

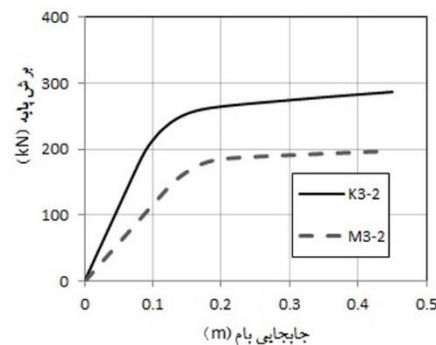
جدول ۳ ضرایب اضافه‌مقاومت نهایی قاب‌های مورد بررسی

ضریب رفتار (R_u)	Ω_0	R_μ	مدل
۳/۴	۱/۴۲	۲/۴	M3-2
۴/۲۳	۱/۹۶	۲/۱۵	K3-2
۳/۰	۱/۲۹	۲/۳۲	M3-3
۴/۰۲	۱/۸۲	۲/۲	K3-3
۴/۴۶	۱/۶۱	۲/۸	M6-3
۵/۰	۲/۳۴	۲/۱۳	K6-3
۲/۴۸	۱/۴۹	۱/۶۶	M6-5
۴/۴۷	۲/۱۵	۲/۰۷	K6-5
۲/۵۶	۱/۲۱	۲/۱۱	M10-5
۵/۴۵	۲/۱۳	۲/۵۵	K10-5
۲/۷۴	۱/۳۰	۲/۱۱	M10-8
۵/۲۲	۲/۰۴	۲/۵۵	K10-8

در بخش «ضریب اضافه‌مقاومت» باتوجه به جدول (۲) ملاحظه گردید که با افزایش ارتفاع، مقدار ضریب اضافه‌مقاومت قاب‌های با مهار زانویی کاهش می‌یابد. اما در این بخش با مراجعه به جدول (۳) مشاهده می‌گردد که این روند به همان ترتیب و شدت اتفاق نیفتاده است. علت این امر را می‌توان در فرضیات روش تحلیل استاتیکی غیرخطی ساده جستجو نمود. یکی از فرضیات اساسی در این روش، حاکم بودن الگوی بار جانبی متناسب با مود اول ارتعاشی در طول تحلیل است. این در حالی است که الگوی بار جانبی واقعی اعمالی بر سازه در طول تحلیل



شکل ۱۱ منحنی ظرفیت و تعریف ضرایب اضافه‌مقاومت و کاهش نیرو در اثر شکل‌پذیری [26]



شکل ۱۲ منحنی ظرفیت قاب‌های M3-2 و K3-2

همان‌طورکه ملاحظه می‌گردد با به‌کارگیری المان‌های زانویی، سختی و ظرفیت باربری جانبی قاب خمشی پایه افزایش یافته است. پارامترهای لرزه‌ای محاسبه‌شده بر مبنای نتایج تحلیل غیرخطی استاتیکی قاب‌های خمشی با مهار زانویی در جدول (۳) ارائه شده است.

طبق جدول (۳) ملاحظه می‌گردد که قاب‌های خمشی پایه که بر اساس ضریب رفتار نهایی $R_u=3.5$ طراحی شده‌اند دارای ضریب رفتار متوسط ۳/۱ هستند. اما در مورد قاب‌های با مهار زانویی علی‌رغم کاهش ضریب R_u در برخی از مدل‌ها، به دلیل افزایش ضریب اضافه‌مقاومت در اثر به‌کارگیری عضوهای زانویی کمانش‌پذیر، قاب‌های مورد مطالعه ضریب رفتارهای نهایی بالاتری (با متوسط ۴/۷) از خود نشان داده‌اند. با مقایسه مقدار متوسط ضریب رفتار قاب‌های خمشی با مهار زانویی مورد بررسی با ضریب رفتار قاب‌های خمشی متوسط که طبق آیین‌نامه 7-ASCE برابر با ۴/۵ پیشنهاد شده است، مشاهده می‌شود که با اضافه کردن

همان‌طور که ملاحظه می‌گردد، با اضافه کردن اعضای مهار زانویی به قاب خمشی پایه، میانگین سختی مدل‌ها بیش از ۹۰٪ و میانگین مقاومت بیش از ۵۰٪ افزایش یافته است.

نتیجه‌گیری

در این مقاله، رفتار لرزه‌ای قاب‌های خمشی با مهار زانویی سه، شش و ده طبقه با استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخیچه‌زمانی و تحلیل استاتیکی غیرخطی مورد بررسی قرار گرفت. در محدوده اعتبار فرض‌های در نظر گرفته شده در این پژوهش، نتایج به دست آمده نشان می‌دهد که:

۱. ضریب اضافه‌مقاومت کلی قاب‌های خمشی با مهار زانویی بین ۲ الی ۳ متغیر می‌باشد و با افزایش تعداد طبقات و دهانه‌ها کاهش می‌یابد؛ به طوری که این ضریب برای قاب‌های ۱۰ طبقه تقریباً برابر با ۲ به دست آمد.

۲. به دلیل فرض حاکم بودن الگوی بار جانبی خطی در تحلیل استاتیکی غیرخطی، مقادیر و روند تغییرات ضریب اضافه‌مقاومت حاصل از این تحلیل در ارتفاع برای قاب‌های با مهار زانویی متفاوت از مقادیر نظیر حاصل از تحلیل دینامیکی است.

۳. ضریب اضافه‌مقاومت ستون‌های طبقات در قاب خمشی با مهار زانویی با مقدار پیشنهادی آیین‌نامه برای قاب‌های خمشی (عدد ۳) متفاوت است؛ به طوری که این ضریب در همه قاب‌های مورد بررسی در طبقات زیرین مقداری کمتر و در طبقات بالایی کمی بیش از مقدار آیین‌نامه محاسبه شده است. بنابراین، استفاده از ضریب اضافه‌مقاومت پیشنهادی آیین‌نامه برای ستون‌های این قبیل قاب‌ها (به جز طبقات آخر) محافظه‌کارانه می‌باشد.

۴. ضریب رفتار نهایی محاسبه شده برای قاب‌های خمشی با مهار زانویی (عدد ۴/۷) نشان می‌دهد که استفاده از این سیستم با المان‌های زانویی شکل‌پذیر، می‌تواند جایگزین مناسبی برای قاب‌های خمشی متوسط در مناطق با لرزه‌خیزی بالا باشد.

به دلیل ورود اعضای سازه به حوزه غیرخطی و همچنین فعال شدن مودهای بالاتر در سازه‌های مرتفع می‌تواند متفاوت از الگوی خطی نظیر مود اول باشد. بنابراین، به نظر می‌رسد در تحلیل استاتیکی غیرخطی به دلیل تحمیل نمودن الگوی بار جانبی خطی ثابت و مقید نمودن رفتار جانبی سازه، تقریباً اکثر مفاصل خمیری موجود در قاب تشکیل شده است و لذا تفاوت چشم‌گیری در ضرایب اضافه‌مقاومت حاصل از تحلیل استاتیکی قاب‌های کوتاه‌مرتبه و بلندمرتبه دیده نمی‌شود.

یکی دیگر از پارامترهایی که با استفاده از تحلیل استاتیکی غیر خطی به دست می‌آید سختی و مقاومت الاستیک قاب‌ها است که می‌تواند معیاری برای ارزیابی مدل‌های مورد بررسی باشد. مقادیر سختی الاستیک و مقاومت نهایی قاب‌های خمشی پایه و قاب‌های با مهار زانویی در جدول ۴ محاسبه و ارائه شده است.

جدول ۴ مقایسه سختی و مقاومت مدل‌های قاب خمشی و قاب خمشی با مهار زانویی

مدل	قاب خمشی پایه		قاب خمشی با مهار زانویی		افزایش سختی و مقاومت (%)	
	مقاومت سختی kN/m	مقاومت kN	مقاومت سختی kN/m	مقاومت kN	مقاومت سختی kN/m	مقاومت kN
3-2	۱۱۶۸	۱۸۲	۲۲۵۱	۲۵۱	۹۲/۷	۳۷/۹
3-3	۱۵۵۷	۲۵۱	۳۰۳۴	۳۴۹	۹۴/۸	۳۹
6-3	۱۲۴۴	۳۶۱	۲۴۰۱	۵۳۶	۹۳	۴۸/۴
6-5	۱۹۰۷	۵۷۱	۳۷۰۸	۸۴۷	۹۴/۴	۴۸/۳
10-5	۱۹۹۷	۸۵۲	۳۷۹۴	۱۳۶۰	۸۹/۹	۵۹/۶
10-8	۳۱۳۴	۱۳۶۱	۵۹۸۲	۲۱۱۰	۹۰	۵۵

قاب‌ها، استفاده از المان‌های زانویی می‌تواند به‌عنوان یک روش مقاوم‌سازی کارآمد در قاب‌های فولادی خمشی برای کنترل دریفت‌ها به‌کار برده شود.

۵. به‌طور میانگین، قاب‌های با مهار زانویی نسبت به قاب‌های خمشی پایه، افزایش مقاومت و سختی به‌ترتیب در حدود ۵۰ و ۹۰ درصد از خود نشان دادند.
۶. باتوجه به افزایش قابل ملاحظه سختی در این قبیل

مراجع

۱. ازهری م. و میرقادری ر. «طراحی سازه‌های فولادی (جلد چهارم- مباحث طراحی لرزه‌ای)»، انتشارات ارکان دانش، اصفهان (۱۳۹۰).
2. Taranath, Bungale S., "Wind and Earthquake Resistant Buildings", Marcel Dekker, New York, USA, (2004).
3. Aristizabal-Ochoa, J.D., "Disposable Knee Bracing: Improvement Seismic Design of Steel Frames", *Struct. Engng, ASCE*, Vol. 112, No. 7, pp.1544-1552, (1986).
4. Balendra, T., Yu, C.H. and Lee, F.L., "An Economical Structural System for Wind and Earthquake Loads", *Eng. Struct*, Vol. 23, Issue 5, pp. 491-501, (2001).
5. Huang Zhen, Li, Qing-song, Chen, Long-zhu, "Elastoplastic Analysis of Knee Bracing Frame", *Journal of Zhejiang Univ SCI*, 6A(8):784-789, (2005).
6. Leelataviwat, S., Suksan, B., Srechai, J. and P.S Warnitchai, P.S., "Seismic Design and Behavior of Ductile Knee-Braced Moment Frames", *Journal of structural engineering*, Vol. 137, No. 5, pp. 579-588, (2011).
7. Hsu H.L., Juang, J.L. and Chou, C.H., "Exprimental Evaluation on the Seismic Performance of Steel Knee Braced Frame Structures whit Energy Dissipation Mechanism", *steel and composite structures*, Vol. 11, No. 10, pp. 127-24, (2011).
8. Asghari A. and Gandomi A.H., "Ductility Reduction Factor and Collapse Mechanism Evaluation of a New Steel Knee Braced Frame", *Structure and Infrastructure Engineering*, Vol. 12, No. 2, 239-255 (2016).
9. ASCE-7, "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures", *American Society of Civil Engineers: Reston, Virginia* 20191, (2010).
10. ETABS ver. 9.4.1, "Integrated Building Design Software", *Computers and Structures*, (2005).
11. ANSI/AISC341-10, "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings", *AISC, Chicago, Illinois*, (2010).
12. American-Institute-of-Steel Construction, "Specification for Structural Steel Buildings", *in ANSI/AISC 360-10, Chicago, Illinois* 60601-1802, (2010).
۱۳. بازوند، ع. «رفتار لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی با مهار زانویی»، پایان‌نامه کارشناسی ارشد، دانشکده مهندسی عمران و معماری، دانشگاه ملایر، (۱۳۹۲).

14. SeismoStruct, v6.5, S. Antoniou, Editor, SeismoSoft Ltd. p. "A Computer Program for Static and Dynamic Nonlinear Analysis of Framed Structures", (2013).
15. Richards, P.W., "Seismic Column Demands in Ductile Braced Frames", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 135, No. 1, pp. 33-41, (2009).
16. MacRae, G.A., Kimura, Y. and Roeder, C., "Effect of Column Stiffness on Braced Frame Seismic Behavior", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 130, No. 3, pp. 381-391, (2004).
17. Sabelli, R., Mahin, S. and Chang, C., "Seismic Demands on Steel Braced Frame Buildings with Buckling Restrained Braces", *Engineering Structures*, Vol. 25, No.6, pp.655-666, (2003).
18. Uriz, P. and Mahin, S.A., "Toward Earthquake-Resistant Design of Concentrically Braced Steel-Frame Structures", *PEER Report 2008/08, University of California, Berkeley: California*, (2008).
19. D'Aniello, M. and Ambrosino, G.L.M., Portioli, F. and Landolfo, R., "The Effect of Different Modelling Approach on Seismic Analysis of Steel Concentric Braced Frames", *Proceedings of the 15th WCEE*, Lisbon, Portugal, (2012).
20. Salmanpour, A.H. and Arbabi, F., "Seismic Reliability of Concentrically Braced Steel Frames", *Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering, WCEE, Beijing-China*, (2008).
21. Mohebkah, A. and Nasrollah Beigy, S., "Seismic Behavior of SCBFs with Reduced Braced Span", *Proceedings of the 3rd National Conference on Earthquake & Structure, ACECR of Kerman University, Kerman, Iran*, (2012).
22. FEMA-273, "NEHRP, Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings", *Federal Emergency Management Agency, Pp. Washington, D.C.*, (1997).
23. M. Mahmoudi, M. Zaree, "Evaluating Response Modification Factors of Concentrically Braced Steel Frames", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 66, Issue 10, pp. 1196-1204, (2010).
24. Kim, J. and Choi, H., "Response Modification Factors of Chevron-braced Frames", *Engineering Structures*, Vol. 22, No. 2, pp. 285-300, (2005).
25. FEMA-356, "Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Building", *Washington, D.C: Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C* (2000).
26. Elnashai, A.S. and Di Sarno, L., "Fundamentals of Earthquake Engineering", *John Wiley, UK*, (2008).
27. Miranda, E. and Bertero, V.V., "Evaluation of Strength Reduction Factors for Earthquake-resistant Design", *Earthquake Spectra*, Vol. 10, No. 2, pp. 10(2):357-79, (1994).