

روابط اصلاح شده روش مبتنی بر تغییرمکان قاب‌های بتنی مهاربندی شده

سینا فراهانی (دانشجوی دکتری)

امیرھوشنگ اخویسی* (دانشیار)

دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه رازی، کرمانشاه

مهندسی عمران شریف، (زمستان ۱۴۰۰)
دوری ۲ - ۳۷، شماری ۴/۱، ص. ۱۲۰-۱۰۵، (پژوهشی)

تجربه‌های زلزله‌های گذشته نشان می‌دهند که قاب‌های خمشی بتن‌آرمه به دلیل رفتار ذاتی تردد بتن و سختی کم قاب، بسیار آسیب پذیر هستند. با توجه به استفاده فراوان قاب‌های بتنی در ساخت و سازهای کشور، یافتن راهکاری مناسب برای مقاوم‌سازی این سیستم که بتواند خسارت احتمالی را کاهش دهد، اجتناب ناپذیر است. اخیراً مزایای استفاده از مهاربندهای کمانش‌تاب در قاب‌های بتن‌آرمه در مطالعات آزمایشگاهی فراوانی برجسته شده است. این مطالعه تلاش می‌کند با توسعه روابط مورد نیاز، روشی مبتنی بر تغییرمکان را برای طراحی قاب‌های بتنی مهاربندی شده ارائه دهد. بدین منظور ابتدا، روش مبتنی بر تغییرمکان بر پایه روش موجود توسعه داده شده است. به منظور مدل‌سازی مهاربند کمانش‌تاب و در نظر گرفتن اثر آن بر روی رفتار غیرخطی قاب بتنی، مدل عددی غیرخطی بر پایه راستی آزمایی با نتایج آزمایشگاهی موجود، توسعه داده شده است. سپس روابط جدیدی با استفاده از نتایج تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی و همچنین بهره‌یافتن از یک رهیافت عددی اصلاح شده، پیشنهاد شده است. بیشینه خطای میانگین روش مجموع مربعات در قاب‌های با ارتفاع زیاد ۱۱ درصد به دست آمده است که این موضوع نشان دهنده دقت لازم روابط پیشنهادی است.

واژگان کلیدی: قاب شکل‌پذیر، قاب بتن‌آرمه، طراحی مستقیم بر مبنای تغییرمکان، تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی، روش کمینه‌ی مربعات.

۱. مقدمه

تلاش محققین طی سال‌های گذشته برای توسعه روش طراحی لرزه‌یی که بر مبنای خسارت‌های قابل قبول در هنگام زلزله باشد منجر به توسعه روش‌های طراحی بر مبنای عملکرد شده است. از آنجایی که یک پارامتر اساسی در کنترل خسارت‌ها تغییرمکان ایجاد شده در سازه است، روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییرمکان (DBBD)^۱ به عنوان یکی از روش‌های طراحی بر مبنای عملکرد، آن‌چنان که از نامش برمی‌آید با هدف در نظر گرفتن تغییرمکان به صورت مستقیم در روند طراحی، توسعه داده شده است.^{۱، ۲}

در سال‌های اخیر ارزیابی و توسعه روابط اصلی این روش یعنی پروفیل تغییرمکان^۳ و میرایی و اسکوز معادل^۴ برای سیستم‌های مختلف سازه‌یی مورد توجه پژوهشگران قرار گرفته است. ویژساندرا^۴ و همکارانش^{۱، ۲} با استفاده از یک روش بر پایه تحلیل تاریخچه‌ی زمانی رابطه میرایی معادل را برای قاب‌های فولادی دارای مهاربند همگرا ارائه کرده‌اند، که با استفاده از آن مقادیر میرایی معادل محاسبه شده بر اساس بارگذاری چرخه‌یی برای بارگذاری لرزه‌یی اصلاح شده است. البته روابط توسعه داده

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۹۹/۱۱/۲۶، اصلاحیه ۱۴۰۰/۳/۸، پذیرش ۱۴۰۰/۴/۱۳.

DOI:10.24200/J30.2021.57522.2914

farahani.sina@razi.ac.ir
ahakhaveissy@razi.ac.ir

شده در مطالعه اخیر، برای سازه‌های با دوره‌های تناوب ارتعاشی بین ۰/۵ تا ۳/۵ ثانیه مناسب است. شابدین و سلطانی^۵ (۲۰۱۲)^۴ نیز در مطالعه‌یی نشان دادند که مقادیر برش پایه به دست آمده در روش تغییرمکان برای قاب دارای دیوار برشی بتن‌آرمه، مقادیر محافظه‌کارانه‌یی دارند. در مطالعه‌ی ایشان، مقادیر تغییرمکان نسبی میان‌طبقه‌یی ناشی از تحلیل تاریخچه زمانی حدوداً ۲۵ درصد از تغییرمکان مورد انتظاری که معیار طراحی بوده است، کمتر به دست آمده است. همچنین غفارزاده و همکارانش^۵ (۲۰۱۴)^۵ با استفاده از روش ارائه شده‌ی جاکوبسن^۶ (۱۹۶۰)^۶ و محاسبه مساحت داخلی چرخه‌های حاصل از تحلیل رفت و برگشتی^۷، یک رابطه به منظور ارزیابی میرایی معادل قاب‌های بتنی دارای مهاربند فلزی همگرا ارائه کرده‌اند.

فراهانی و محب‌خواه^۸ (۲۰۱۶)^{۸، ۷}، نیز در ارزیابی روش تغییرمکان برای قاب‌های مهاربندی شده‌ی واگرا با انواع عملکرد تیر پیوند برشی، برشی - خمشی و خمشی نشان داده‌اند، که روش مبتنی بر تغییرمکان به خوبی می‌تواند برای دستیابی به اهداف عملکردی از پیش تعیین شده در طراحی قاب‌های واگرای فولادی استفاده شود. هر چند نشان داده شد که روش مذکور در برآورد برش پایه محافظه کارانه عمل می‌کند و مقدار اضافه مقاومت قاب‌های واگرا وابسته به نوع عملکرد

تیر پیوند است.^[۸] مقادیر اضافه مقاومت در پژوهش اخیر برای قاب‌های واگرا با تیر پیوند کوتاه، متوسط و بلند به ترتیب ۱/۵۱، ۱/۳۷ و ۱/۱۹ به دست آمده است. همچنین به^۹ و همکارانش (۲۰۱۹)،^[۹] روش طراحی مبتنی بر تغییرمکان را برای قاب‌های دارای جداساز لرزه‌یی توسعه داده‌اند. لذا در مطالعه ایشان یک سیستم دو درجه آزاد معادل به جای سیستم یک درجه آزاد اصلی روش مبتنی بر تغییرمکان پیشنهاد شد، به نحوی که یک درجه آزادی آن برای روسازه و درجه آزادی دیگر برای سیستم جداسازی در نظر گرفته می‌شود. روابط جدیدی بر پایه سیستم دو درجه‌ی آزاد پیشنهادی برای تغییرمکان هدف و میرایی معادل توسعه داده شد و نتایج تحلیل تاریخچه زمانی مدل‌های طراحی شده با روش پیشنهادی نشان داد که روش مبتنی بر تغییرمکان با دقت مناسبی می‌تواند اهداف عملکردی از پیش تعیین شده را با کنترل تغییرمکان برآورده نماید. نوروزوند^{۱۰} و همکارانش (۲۰۱۹)،^[۱۰] نیز روشی بر پایه تغییرمکان برای طراحی سازه‌های فولادی دارای میراگر ویسکوز مایع ارائه و تلاش کردند که در روابط میرایی معادل موجود، عبارت افزایش میرایی ناشی از میراگر الحاقی اضافه شود تا با افزایش میرایی و همچنین افزایش دوره‌ی تناوب ارتعاش سازه، سختی سازه و در نتیجه برش پایه طراحی کاهش یابد. کاهش برش پایه طراحی موجب کاهش نیاز لرزه‌یی و کاهش هزینه‌های ساخت می‌شود.

گیاناکوراس^{۱۱} و همکارانش (۲۰۱۹)^[۱۱] هم برای توسعه‌ی روش تغییرمکان برای قاب‌های بتن آرمه دارای نامنظمی در ارتفاع، تعدادی قاب بتنی دارای نامنظمی را با استفاده از روش تغییرمکان فعلی طراحی کردند. اگر چه اثرات لنگرهای ثانویه^{۱۲} در روند طراحی در نظر گرفته شده بود، اما مشارکت آنها در پاسخ تغییرمکان‌های به دست آمده از تحلیل تاریخچه زمانی باعث ایجاد اختلاف ۲۰۰ درصدی در طبقات سوم به بالاتر سازه‌ها به نسبت تغییرمکان‌های مورد انتظار در نظر گرفته شده در ابتدای طراحی شده بود. همچنین یان و گانگ^{۱۳} (۲۰۱۹)،^[۱۳] رابطه‌یی برای پروفیل تغییرمکان قاب‌های بتن آرمه با استفاده از روشی بر پایه تحلیل استاتیکی تطبیق پذیر پیشنهاد کرده‌اند. ولی به دلیل این که مدل‌های در نظر گرفته شده‌ی ایشان دارای ارتفاع متوسط و بیشینه‌ی ۱۲ تا ۱۳ بوده است، نتایج مطالعه‌ی اخیر نشان می‌داد که رابطه پیشنهادی برای قاب‌های با ارتفاع زیاد که پتانسیل بیشتری برای فعال سازی مودهای بالاتر دارند نمی‌تواند استفاده شود. المشایخی^{۱۴} و همکارانش (۲۰۱۹)^[۱۴]، نیز در مطالعه‌ی رابطه پروفیل تغییرمکان در سازه‌های فولادی دارای مهاربند همگرا توسط تحلیل تاریخچه زمانی تحت ۳۰ زلزله دور از گسل دریافتند که رابطه ارائه شده توسط پرستلی^{۱۵} و همکارانش (۲۰۰۷)،^[۱۵] بر خلاف رابطه ارائه شده در مطالعه ایشان، نمی‌تواند پیش‌بینی مناسبی از تمرکز تغییرمکان‌ها در طبقات بالاتر قاب‌های دارای مهاربند همگرا داشته باشد.

همچنین زیریس^{۱۶} و همکارانش (۲۰۲۰)،^[۱۶] در بررسی عملکرد روش مبتنی بر تغییرمکان برای قاب‌های دارای چیدمان نامنظم دیوار برشی بتنی در پلان دو قاب دارای دیوار برشی ۴ و ۸ طبقه را با ۱۲ حالت با چیدمان نامنظم متفاوت دیوار برشی، ابتدا با استفاده از روش تغییرمکان طراحی و سپس با استفاده از روش تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی ارزیابی کردند و دریافتند که روش مبتنی بر تغییرمکان، برش پایه‌ی طراحی را برای قاب‌های دارای نامنظمی به صورت دست پایین برآورد می‌کند.

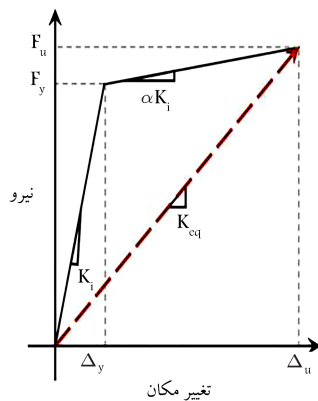
اخیراً کومبهار^{۱۷} و همکارانش (۲۰۲۰)^[۱۷]، هم روش‌های مبتنی بر تغییرمکان ارائه شده تاکنون را با استفاده از روش تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی ارزیابی کرده‌اند. در واقع تمامی روش‌ها دارای چارچوب کلی یکسان با روش اصلی تغییرمکان

هستند، اما می‌توان وجه تمایز هر روش را پیشنهاد روابط جدید برای پروفیل تغییرمکان و همچنین میرایی معادل سیستم برشمرد. نتایج مطالعه‌ی اخیر نشان می‌دهد برای قاب‌های بتنی با ارتفاع متوسط و بلند، روش‌های تغییرمکان موجود در برآورد تغییرمکان‌ها و میرایی معادل سازه، محافظه کار عمل می‌کنند، تا جایی که تغییرمکان به دست آمده از تحلیل تاریخچه زمانی حدوداً ۳۰ تا ۴۵ درصد کمتر از تغییرمکان هدف در نظر گرفته شده در ابتدای طراحی به دست آمده است. این موضوع اهمیت مطالعه بیشتر بر روی اصلاح پارامترهای اساسی میرایی معادل و پروفیل تغییرمکان را بیش از پیش آشکار می‌سازد.

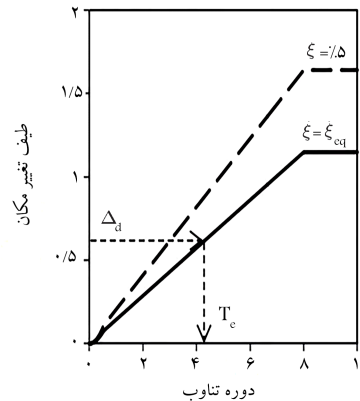
در سال‌های اخیر، استفاده از مهاربندهای کماتش‌تاب به دلیل رفتار چرخه‌یی مناسب در چرخه‌های بارگذاری و باربرداری به عنوان راهکاری مناسب در طراحی از ابتدا با عنوان سیستم دوگانه قاب بتنی مهاربندی شده و یا به عنوان راهکاری برای مقاوم سازی قاب‌های بتن آرمه خسارت دیده پس از زلزله، افزایش یافته است. پژوهش‌ها برای توسعه این سیستم جدید دوگانه‌ی قاب بتنی مهاربندی شده به دو دسته کلی در سال‌های گذشته تقسیم شده‌اند. پژوهش‌های دسته اول با بررسی آزمایشگاهی این سیستم مذکور ضمن آشکار کردن مزایای استفاده از سیستم دوگانه‌ی قاب بتنی مهاربندی شده نسبت با قاب بتن آرمه، به ارائه اتصال‌ها و چالش‌های اجرایی سیستم اشاره شده پرداخته‌اند. گو^{۱۸} و همکارانش (۲۰۱۱)^[۱۸]، رفتار این سیستم دوگانه قاب بتنی مهاربندی شده را توسط آزمایش استاتیکی بزرگ مقیاس بررسی کردند و نشان دادند که مکانیزم استهلاک انرژی مهاربند کماتش‌تاب در تغییرمکان‌های نسبی کمتری فعال می‌شود و این امر باعث بهبود رفتار لرزه‌یی این سیستم از طریق جلوگیری از ایجاد تغییرمکان‌های نسبی افسار گسیخته می‌شود. همچنین خامیانیت^{۱۹} و همکارانش (۲۰۱۴)^[۱۹]، یک روش طراحی لرزه‌یی بر پایه انرژی از طریق ارزیابی رفتار چرخه‌یی آزمایشگاهی یک قاب بتن آرمه‌ی مقاوم سازی شده با مهاربندهای کماتش‌تاب توسعه دادند و دریافتند که بارگذاری چرخه‌یی قاب‌های بتنی دارای مهاربند کماتش‌تاب در مقایسه با قاب‌های بتنی، دارای حلقه‌های با مساحت بیشتر و در نتیجه‌ی آن، سطح میرایی و توانایی استهلاک انرژی بالاتری است. اخیراً نیز سوتکو^{۲۰} و همکارانش (۲۰۲۰)^[۲۰]، پیشنهاد کرده‌اند که برای افزایش قابلیت برگشت پذیری^{۲۱} سیستم مذکور، می‌توان مهاربندهای کماتش‌تاب را به صورت موازی با یک قاب فولادی کشسان در قاب بتن آرمه نصب کرد.

به طور موازی با پژوهش‌های دسته اول، مطالعات دسته دوم به منظور یافتن رهیافتی برای طراحی لرزه‌یی سیستم دوگانه‌ی قاب بتن آرمه‌ی دارای مهاربند کماتش‌تاب توسط پژوهشگران صورت گرفته است. بای^{۲۲} و همکارانش (۲۰۱۶)^[۲۲]، نیز روش طراحی پلاستیک بر مبنای عملکرد را برای طراحی سیستم دوگانه مذکور با استفاده از معادله تعادل انرژی ارائه داده‌اند. همچنین پن^{۲۳} و همکارانش (۲۰۱۹)^[۲۳] یک روش طراحی لرزه‌یی برای طراحی سیستم دوگانه‌ی قاب بتن آرمه‌ی دارای مهاربند کماتش‌تاب را با تفکیک سهم باربری هر کدام از سیستم‌های باربر جانبی به وسیله معرفی ضریب نسبت برش طبقه توسعه داده و دریافتند در حالتی که سهم باربری مهاربندهای کماتش‌تاب از بارهای جانبی بین ۳۰ تا ۶۰ درصد در نظر گرفته شود، مقدار استهلاک انرژی زلزله در سیستم بیشینه خواهد بود.

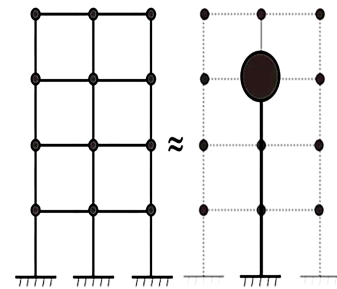
بنابراین با بررسی ادبیات فنی می‌توان نتیجه گرفت که اگر چه تاکنون روش مبتنی بر تغییرمکان برای سیستم‌های باربر لرزه‌یی مختلف توسعه داده شده است، اما روش مذکور تاکنون برای قاب‌های دوگانه‌ی بتنی دارای مهاربند کماتش‌تاب ارائه نشده است. هدف از مطالعه‌ی حاضر با توجه به مزایای روش مبتنی بر تغییرمکان



ج) سختی معادل سیستم.



ب) طیف طراحی تغییر مکان اصلاح شده؛



الف) جایگزینی سازه اصلی با مدل یک درجه آزاد معادل؛

شکل ۱. مراحل روش مبتنی بر تغییر مکان.

$$m_e = \frac{\sum m_i \Delta_i}{\Delta_d} \quad (2)$$

$$H_e = \frac{\sum m_i \Delta_i h_i}{\sum m_i \Delta_i} \quad (3)$$

که در آنها Δ_i ، m_i و h_i به ترتیب پروفیل طراحی تغییر مکان، جرم لرزه‌یی و ارتفاع در تراز i ام سازه هستند. یکی از پارامترهای کلیدی در این روش پروفیل تغییر مکان است که نشان دهنده توزیع تغییر مکان در ارتفاع سازه مورد نظر است. در واقع به دلیل این که در روش تغییر مکان نیروهای طراحی اجزا سازه‌یی بر اساس پروفیل توزیع تغییر مکان در ارتفاع سازه محاسبه می‌شوند، توسعه یک رابطه مناسب برای محاسبه پروفیل تغییر مکان در ارتفاع سازه یک قدم اساسی در ارائه روش تغییر مکان برای سازه قاب بتنی دارای مهاربند کماتش تاب است که در این مطالعه دنبال شده است.

بر اساس پیشنهاد برخی مطالعات انجام شده^[۱۳ و ۱۴] برای طراحی سازه‌ها در مرحله کنونی از پروفیل ارائه شده برای قاب‌های خمشی مطابق با رابطه ۴ که بر اساس شکل مود غیرخطی δ_i سازه است، استفاده شده است.

$$\Delta_i = \delta_i \left(\frac{\Delta_c}{\delta_c} \right) \quad (4)$$

که در آن Δ_c جابه‌جایی بحرانی طبقه و همچنین δ_c مود شکل غیرخطی نرمال شده هستند. شکل مود غیرخطی نرمال شده بر اساس ارتفاع طبقه i ام سازه و همچنین ارتفاع کلی سازه از رابطه زیر محاسبه می‌شود.^[۱]

$$\begin{cases} \delta_i = \frac{H_i}{H_n} & \text{for } n \leq 4 \\ \delta_i = \frac{4}{3} \left(\frac{H_i}{H_n} \right) \left(1 - \frac{H_i}{H_n} \right) & \text{for } n > 4 \end{cases} \quad (5)$$

۲.۲. توسعه رابطه جابه‌جایی تسلیم سیستم

شکل ۲ نشان دهنده مشخصات یک المان مهاربند کماتش تاب است. که از سه ناحیه اصلی تشکیل شده است. ناحیه اول که قسمت اتصال کشسان است، دارای مساحت سطح مقطع و طول به ترتیب A_e و L_e است. ناحیه دوم ناحیه انتقالی نامیده می‌شود که بین ناحیه کشسان قبلی و ناحیه سوم هسته‌ی تسلیم شونده قرار دارد. برای ناحیه‌ی دوم، مقادیر مساحت سطح مقطع و طول به ترتیب A_t و L_t نامیده می‌شود. اصلی ترین بخش المان مهاربند ناحیه‌ی هسته‌ی تسلیم شونده است که با تحمل کرنش‌های خمیری انرژی ورودی لرزه‌یی را مستهلک می‌کند. این

در حصول اهداف عملکردی و همچنین توانایی سیستم دوگانه‌ی قاب بتنی دارای مهاربند کماتش تاب در جذب و استهلاک انرژی و تعمیر پذیری آسان آن، توسعه روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان برای سیستم دوگانه‌ی قاب بتنی دارای مهاربند کماتش تاب بوده است. لذا دو چالش پیش‌رو برای نیل به این هدف اشاره شده، توسعه روابط مورد نیاز برای محاسبه‌ی پارامترهای کلیدی پروفیل تغییر مکان و میرایی معادل سیستم مذکور است. به همین جهت در پژوهش حاضر ابتدا یک روش طراحی بر اساس روش تغییر مکان فعلی ارائه شده است. سپس قاب‌های بتنی دارای مهاربند کماتش تاب با انواع هندسه و ارتفاع مختلف طراحی و در نهایت با روش‌های توسعه داده شده‌ی عددی روابط ذکر شده برای سیستم دوگانه‌ی قاب بتنی دارای مهاربند کماتش تاب ارائه شده است. در مطالعه‌ی حاضر، برای رابطه پروفیل تغییر مکان پیشنهادی پیشینه‌ی خطای میانگین روش مجموع مربعات در سازه‌های با ارتفاع زیاد ۱۱ درصد به دست آمده است. همچنین مقایسه میرایی به دست آمده از رابطه‌ی ارائه شده در مطالعه‌ی حاضر با روابط ارائه شده در مطالعات پیشین و همچنین نتایج به دست آمده از تحلیل تاریخیچه زمانی نشان می‌دهد که رابطه‌ی ارائه شده، دقت کافی در برآورد میرایی معادل را دارد. از آنجایی که دقت در برآورد میرایی می‌تواند به کاهش برش پایه طراحی منجر شود، از این رو سازه سبک‌تر و هزینه‌های ساخت کاهش خواهد یافت.

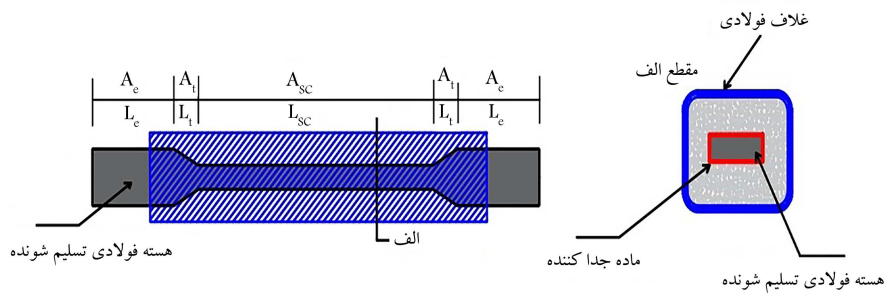
۲. روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان پیشنهادی

در بخش کنونی، گام‌های روش طراحی لرزه‌یی توسعه داده شده مبتنی بر تغییر مکان به طور خلاصه و مطابق شکل ۱ ارائه شده است:

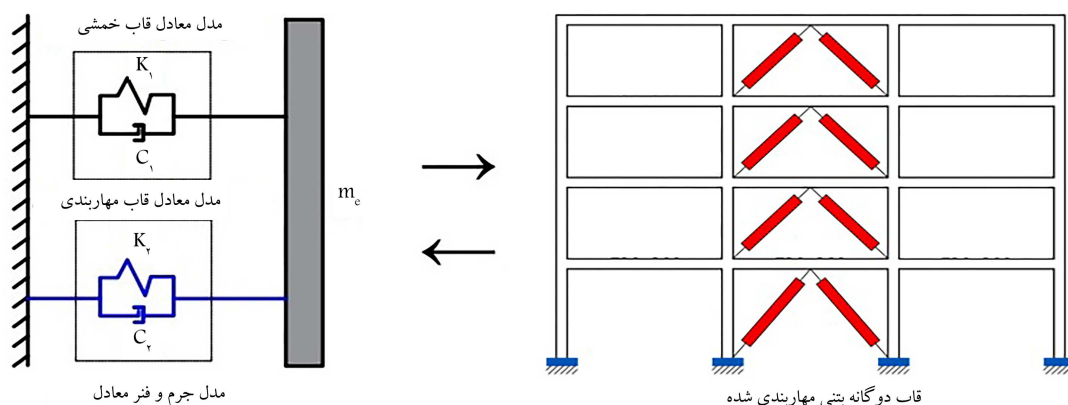
۱.۲. به دست آوردن مشخصات سیستم یک‌درجه آزاد

مراحل اصلی روش پیشنهادی برای قاب‌های بتنی دارای مهاربند کماتش تاب در شکل ۱ مشاهده می‌شود. با توجه به شکل ۱ - الف، در مرحله‌ی اول سازه‌ی چند درجه‌ی آزاد موجود با یک سازه‌ی یک‌درجه آزاد معادل جایگزین شده است، که مشخصات این سازه یک‌درجه‌ی آزاد معادل، شامل: تغییر مکان هدف Δ_d ، جرم مؤثر m_e و همچنین ارتفاع مؤثر H_e به ترتیب از طریق روابط ۱ تا ۳ محاسبه می‌شود.^[۱]

$$\Delta_d = \frac{\sum m_i \Delta_i^2}{\sum m_i \Delta_i} \quad (1)$$



شکل ۲. مشخصات اصلی مهاربند کمانش تاب.



شکل ۳. سیستم معادل جرم و فنر برای قاب بتنی مهاربندی شده.

همچنین دو پارامتر H_z و θ به ترتیب ارتفاع طبقه و زاویه مهاربند با راستای افقی تعریف می‌شوند.

از طرف دیگر، رابطه 10° برای تغییرمکان میان طبقه‌ای تسلیم قاب بتن‌آرمه در ادبیات فنی ارائه شده است.^[۲۱]

$$\theta_{y,RC} = \frac{\varepsilon_y L_b}{h_b} \quad (10)$$

که در آن، ε_y کرنش تسلیم میلگردها و همچنین L_b و h_b به ترتیب نشان دهندهی طول دهانه تیر و ارتفاع مقطع هستند. برای به دست آوردن تغییرمکان تسلیم سیستم دوگانه از ایده ترکیب سختی دو عامل مقاوم در برابر بارهای جانبی یعنی رفتار تسلیم شونده عضو مهاربند در زلزله‌های با شدت ضعیف تا متوسط و ایجاد مکانیزم تشکیل مفاصل خمیری در زلزله‌های با شدت زیاد، استفاده می‌شود. بدین منظور همان‌طوری که در شکل ۳ مشاهده می‌شود، سختی کلی سیستم دوگانه K_{dual} را می‌توان به صورت ترکیب سختی دو عامل مقاوم قاب پیرامونی بتنی K_{RC} و سختی مهاربند K_{BRB} طبق رابطه ۱۱ محاسبه کرد.

$$K_{dual} = K_{RC} + K_{BRB} \quad (11)$$

با استفاده از رفتار فنرگونه مصالح در محدوده تسلیم، رابطه ۱۱ به شکل رابطه ۱۲ بازنویسی می‌شود.

$$\frac{V_{y,dual}}{\Delta_{y,dual}} = \frac{V_{y,RC}}{\Delta_{y,RC}} + \frac{V_{y,BRB}}{\Delta_{y,BRB}} \quad (12)$$

با تعریف نسبت برشی R_{shear} به شکل رابطه ۱۳ در نهایت رابطه ۱۲ به صورت

ناحیه دارای مساحت سطح مقطع و طول به ترتیب L_{sc} و A_{sc} است. با در نظر گرفتن سه ناحیه ذکر شده، طول کلی المان مهاربند کمانش تاب L_b مطابق رابطه ۶ محاسبه می‌شود:

$$L_b = L_{sc} + 2L_t + 2L_e \quad (6)$$

همچنین سختی معادل مهاربند کمانش تاب با استفاده از رابطه معادل سازی سری هر سه ناحیه مهاربند کمانش تاب از رابطه ۷ به دست می‌آید:

$$\frac{1}{K_{eq}} = \frac{1}{K_{sc}} + 2 \left(\frac{1}{K_t} + \frac{1}{K_e} \right) \quad (7)$$

با در نظر گرفتن مدول کشسانی یکسان فولاد برای هر سه قسمت، رابطه نهایی مدول کشسانی معادل المان مهاربند کمانش تاب بر اساس رابطه ۸ محاسبه می‌شود:

$$E_{eq} = \frac{(L_{sc} + 2L_t + 2L_e) E_s A_t A_e}{L_{sc} (A_t A_e) + 2L_t (A_{sc} A_e) + 2L_e (A_{sc} A_t)} \quad (8)$$

بنابراین از مدول کشسانی معادل E_{eq} و همچنین از طول کلی L_b و مساحت سطح هسته تسلیم شونده A_{sc} می‌توان در مدل‌سازی عددی مهاربند استفاده کرد.

از طرف دیگر تغییرمکان میان طبقه‌ای تسلیم قاب دارای مهاربند کمانش تاب از رابطه ۹ بدست می‌آید:^[۲]

$$\theta_{y,BRB} = \frac{2\varepsilon_y/\gamma}{\sin 2\theta} + \left(2\rho_{ave,b}\varepsilon_y \frac{\sum_{i=1}^{n-i} H_j}{L} \right) \quad (9)$$

که در رابطه فوق ε_y و γ به ترتیب کرنش تنش تسلیم هسته مهاربند و ضریبی است که کرنش مواد هسته مهاربند را به کرنش کلی مهاربند ارتباط می‌دهد، می‌باشند.

رابطه ۱۴ در می‌آید.

$$R_{shear} = \frac{V_{BRB}}{V_{dual}} \quad (13)$$

$$\Delta_{y,dual} = \frac{\theta_{y,RC} \theta_{y,BRB} H_e}{\theta_{y,BRB} (1 - R_{shear}) + \theta_{y,RC} (R_{shear})} \quad (14)$$

در ادامه، با داشتن تغییرمکان تسلیم سیستم، شکل پذیری قاب دوگانه مطابق رابطه ۱۵ محاسبه می‌شود.

$$\mu = \frac{\Delta_c}{\Delta_{y,dual}} = \frac{\theta_c \cdot H_e}{\Delta_{y,dual}} \quad (15)$$

که در آن پارامتر θ_c ، مقدار تغییرمکان نسبی میان طبقه‌بی ظرفیت سازه است که مقدار آن بر اساس سطح عملکرد مورد انتظار المان‌های سازه‌بی و غیرسازه‌بی به دست می‌آید.^[۲۱ و ۲۲]

۳.۲. محاسبه میرایی و اسکوز معادل سیستم معادل

روابط ۱۶ و ۱۷ به ترتیب برای محاسبه نسبت میرایی و اسکوز معادل سیستم قاب بتن‌آرمه $\xi_{eq,RC}$ و همچنین قاب دارای مهاربند کمانش تاب $\xi_{eq,BRB}$ ارائه شده‌اند.^[۲۱]

$$\xi_{eq,RC} = 0.05 + 0.565 \left(\frac{\mu - 1}{\mu\pi} \right) \quad (16)$$

$$\xi_{eq,BRB} = 0.05 + 0.519 \left(\frac{\mu - 1}{\mu\pi} \right) \quad (17)$$

در نوشتار پرستلی (۲۰۰۷)،^[۱] پیشنهاد شده است برای سیستم‌های دوگانه می‌توان با استفاده از نسبت برش سهم هر قاب و میانگین وزنی سیستم از رابطه ۱۸ میرای و اسکوز معادل را به دست آورد.

$$\xi_{eq,dual} = \frac{\xi_{eq,RC} V_{RC} + \xi_{eq,BRB} V_{BRB}}{V_{RC} + V_{BRB}} \quad (18)$$

۴.۲. محاسبه برش پایه طراحی و نیروهای جانبی طبقات

همان‌طوری که در شکل ۱ - ب مشاهده می‌شود، طیف تغییرمکان غیرکشسان $S_{d,inelastic}$ با توجه به سطح میرایی موجود از طریق کاهش طیف تغییرمکان کشسان $S_{d,elastic}$ منطقه، مطابق با رابطه ۱۹ محاسبه می‌شود.

$$S_{d,inelastic} = S_{d,elastic} \cdot \eta_{RC-BRB} \quad (19)$$

ضریب کاهش طیف η_{RC-BRB} به صورت تابعی از شکل پذیری در آیین‌نامه اروپا^[۲۲] به صورت رابطه ۲۰ پیشنهاد شده است.

$$\eta_{RC-BRB} = \sqrt{\frac{0.1}{0.05 + (\xi_{eq,dual})}} \quad (20)$$

مقدار دوره‌ی تناوب مؤثر ارتعاشی سازه T_e نیز با قرار دادن مقدار تغییرمکان هدف رابطه ۱ مطابق با شکل ۱ - ب، به دست می‌آید. همان‌طور که در شکل ۱ - ج نشان داده شده است، با محاسبه دوره‌ی تناوب ارتعاش مؤثر سازه و همچنین جرم مؤثر به دست آمده رابطه ۲، سختی مؤثر سیستم یک‌درجه آزاد معادل K_e نیز از رابطه‌ی ۲۱ به دست می‌آید.

$$K_e = \frac{4\pi^2 m_e}{T_e^2} \quad (21)$$

در نهایت با به دست آمدن مقدار سختی مؤثر، برش پایه طراحی سازه V_{design} نیز با توجه به رابطه ۲۲ محاسبه می‌شود.

$$V_{design} = K_e \Delta_d \quad (22)$$

با در نظر گرفتن این فرض اساسی که برش پایه طراحی سازه یک‌درجه آزاد معادل و برش پایه سازه قاب دوگانه بتن‌آرمه دارای مهاربند کمانش تاب موجود در تغییرمکان نهایی مطابق با شکل ۱ - ج مقادیر یکسانی دارند، مقادیر نیروهای جانبی طبقات با توزیع برش پایه در ارتفاع سازه از رابطه ۲۳ به دست می‌آید.

$$F_{i,dual} = \frac{m_i \Delta_i}{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i} V_{design} \quad (23)$$

برش طبقه در سطح تراز نام نیز از رابطه ۲۴ به دست می‌آید.

$$V_{i,dual} = \sum_{i=1}^n F_{i,dual} \quad (24)$$

۵.۲. طراحی اعضای سازه‌بی

با محاسبه مقادیر برش هر طبقه از رابطه ۲۴، مقاطع المان‌های مهاربند کمانش تاب در مرحله‌ی کنونی طراحی می‌شوند. مطابق با ویرایش سال ۲۰۱۶ آیین‌نامه طراحی سازه‌های فولادی^[۲۳]، مقاومت موجود محوری المان کمانش تاب در فشار و کشش از رابطه ۲۵ به دست می‌آید:

$$P_{SC} = \phi f_{y,BRB} A_{SC} \quad (25)$$

که در آن، ϕ و A_{SC} به ترتیب ضریب مقاومت و سطح مقطع مورد نیاز هسته تسلیم شونده تعریف می‌شوند. به عنوان مثال، برای قاب دوگانه بتن آرمه دارای مهاربند کمانش تاب با شکل شون معکوس، نیروی برشی طبقه‌ی سهم مهاربند، که با استفاده از در نظر گرفتن نسبت برشی مناسب رابطه ۱۳ در نیروی برشی کل رابطه‌ی ۲۴ به دست آمده است، باید توسط دو مهاربند که یکی از آنها در فشار و دیگری در کشش عمل می‌کند، تحمل شود. از آنجایی که در مهاربند کمانش تاب ظرفیت‌های مهاربندها در کشش و فشار برابر است و مقدار آنها مطابق رابطه ۲۵ محاسبه می‌شود، رابطه‌ی ۲۶ به دست می‌آید:

$$V_{i,BRB} = P_t \cos(\theta_i) + P_c \cos(\theta_i) = (\phi + \beta\phi) f_{y,BRB} A_{SC} \cos(\theta_i) \quad (26)$$

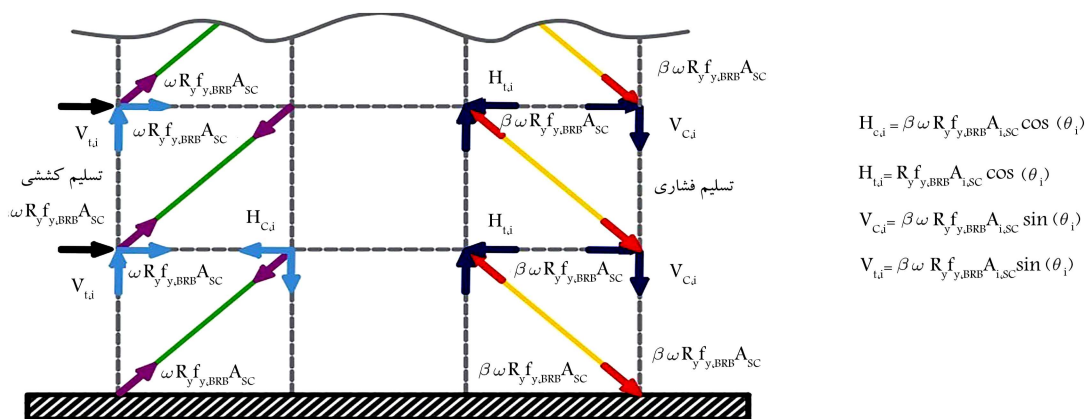
که در آن β ضریب اصلاح مقاومت فشاری است. در نتیجه مساحت مورد نیاز هسته تسلیم شونده مهاربند کمانش تاب از رابطه ۲۷ تعیین می‌شود.

$$A_{i,SC} = \frac{V_{i,BRB}}{(\phi + \beta\phi) f_{y,BRB} \cos(\theta_i)} \quad (27)$$

براساس روش طراحی بر مبنای ظرفیت برای اطمینان از رفتار کشسان ستون‌ها و اتصال‌های مهاربندهای کمانش تاب به قاب بتن‌آرمه، نیروهای طراحی این اعضا باید بر اساس تحلیلی با در نظر گرفتن پیشینه‌ی نیروی مورد انتظار مهاربندها محاسبه شود. طبق روابط ۲۸ و ۲۹، بیشینه ظرفیت مهاربندهای کمانش تاب به ترتیب برای تسلیم در حالت کششی و فشاری به دست می‌آید.^[۲۳]

$$P_t = \omega R_y f_{y,BRB} A_{SC} \quad (28)$$

$$P_c = \beta \omega R_y f_{y,BRB} A_{SC} \quad (29)$$



شکل ۴. نیروهای مورد نیاز اعضای قاب دوگانه.

که در روابط ۳۵ و ۳۶، $H_{t,i}$ و $H_{c,i}$ به ترتیب مؤلفه‌های افقی اعمالی به تیر ناشی از فشار و کشش ایجاد شده در مهاربندها هستند. همچنین دو پارامتر $V_{t,i}$ و $V_{c,i}$ نیز به ترتیب نشان دهنده مؤلفه‌های قائم فشاری و کششی اعمالی به ستون هستند. در نهایت با اعمال مقادیر نیروهای به دست آمده از روابط ۳۰ تا ۳۸ و انجام تحلیل، نیروهای طراحی اعضای قاب بتن آرمه محاسبه و اعضا با استفاده از ضوابط ارائه شده در دستورالعمل ACI 318-11^[۲۲]، طراحی می‌شوند. عمق تیرهای بتن آرمه باید دست‌کم معادل $\frac{L}{11}$ باشند، که L طول دهانه است. همچنین برای جلوگیری از شکست تردد در تیرها رابطه‌ی ۳۹ برای کمینه سطح مقطع میلگردهای خمشی تیرها $A_{s,min}$ پیشنهاد می‌شود.^[۲۲]

$$A_{s,min} \geq \max \left\{ \frac{0.25 \sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d, \frac{1}{4} \frac{b_w d}{f_y} \right\} \quad (39)$$

که در آن، f_y و f'_c به ترتیب نشان دهنده مقاومت فشاری بتن و مقاومت تسلیم میلگردها هستند. همچنین دو پارامتر b_w و d عرض و عمق مؤثر مقطع را مشخص می‌کنند. به منظور طراحی آرماتورهای مورد نیاز برشی نیز رابطه ۴۰ براساس فاصله مرکز به مرکز خاموت‌ها برشی پیشنهاد شده است.^[۲۲]

$$\frac{A_{v,min}}{S} \geq \max \left\{ 0.62 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d, 0.35 b_w d \right\} \quad (40)$$

۳. طراحی سازه‌های مورد مطالعه

به منظور به دست آوردن دو رابطه پروفیل تغییر مکان و میرایی و یسکوز معادل قاب‌های دوگانه بتنی دارای مهاربند کمانش‌تاب، ابتدا در بخش حاضر با استفاده از روش توسعه داده شده در بخش قبل، ۱۲ قاب دوگانه با تعداد طبقات ۲، ۴، ۸، ۱۲، ۱۶ و ۲۰ طبقه با دو نوع پیکره‌بندی متفاوت مهاربندی شامل شورن معکوس و قطری تکی طراحی شده‌اند. به عنوان نمونه، پلان سازه و همچنین قاب ۴ طبقه دارای مهاربند شورن معکوس، در شکل ۵ مشاهده می‌شود. ارتفاع تمامی طبقات یکسان و برابر ۳/۲ متر و همچنین مقدار طول دهانه، ۶ متر در نظر گرفته شده است. سطح عملکرد خسارت‌های قابل جبران برای سازه مطابق با دستورالعمل ارائه شده‌ی سالیوان^{۲۴} و همکارانش^[۲] در نظر گرفته شده است. در قاب‌های دارای مهاربند شورن معکوس، دهانه میانی و در قاب‌های دارای مهاربند قطری تکی هر دو دهانه‌ی

برای مؤلفه‌های افقی $F_{ad,h,i}$ و قائم $F_{ad,v,i}$ نیروهای نامتعادل به وجود آمده از مقاومت بیشینه مهاربندها مطابق روابط ۳۰ و ۳۱ محاسبه می‌شوند:

$$F_{ad,h,i} = \beta \omega R_y f_{y,BRB} A_{i,SC} \cos(\theta_i) + \omega R_y f_{y,BRB} A_{i,SC} \cos(\theta_i) \quad (30)$$

$$F_{ad,v,i} = \beta \omega R_y f_{y,BRB} A_{i,SC} \sin(\theta_i) - \omega R_y f_{y,BRB} A_{i,SC} \sin(\theta_i) \quad (31)$$

به دلیل کمتر بودن زاویه قرارگیری مهاربندها نسبت به محور افقی از ۶۰ درجه با توجه به هندسه سازه‌های معمولی، مؤلفه قائم در مقابل مؤلفه افقی قابل چشم‌پوشی است. اثر مؤلفه قائم در نهایت به صورت یک برش اضافه در وسط تیر بتن آرمه در نظر گرفته می‌شود. بنابراین نیروی فشاری $BC_{t,i}$ و کششی نهایی $BC_{c,i}$ وارد بر تیر بتن آرمه از رابطه ۳۲ محاسبه می‌شوند.

$$BC_{c,i} = BC_{t,i} = \frac{1}{2} F_{ad,h,i} = \frac{\beta \omega R_y f_{y,BRB} A_{i,SC} \cos(\theta_i) + \omega R_y f_{y,BRB} A_{i,SC} \cos(\theta_i)}{2} \quad (32)$$

همچنین، مؤلفه‌ی قائم نیروی مهاربند کمانش تاب، باعث ایجاد نیروهای محوری کششی $C_{t,i}$ و فشاری $CC_{c,i}$ بر روی ستون‌های طرفین قاب بتن آرمه می‌شود، که مطابق روابط ۳۳ و ۳۴ محاسبه می‌شوند.

$$CC_{c,i} = \beta \omega R_y f_{y,BRB} A_{i,SC} \sin(\theta_i) \quad (33)$$

$$C_{t,i} = \omega R_y f_{y,BRB} A_{i,SC} \sin(\theta_i) \quad (34)$$

برای قاب دوگانه بتن آرمه دارای مهاربند کمانش‌تاب به شکل قطری همانند شکل ۴ نیز، نیروی حاصل از مهاربند باعث ایجاد دو مؤلفه‌ی محوری افقی و قائم بر روی هر اتصال در هر سمت می‌شود.

$$H_{C,i} = \beta \omega R_y f_{y,BRB} A_{i,SC} \cos(\theta_i) \quad (35)$$

$$H_{t,i} = R_y f_{y,BRB} A_{i,SC} \cos(\theta_i) \quad (36)$$

$$V_{C,i} = \beta \omega R_y f_{y,BRB} A_{i,SC} \sin(\theta_i) \quad (37)$$

$$V_{t,i} = \omega R_y f_{y,BRB} A_{i,SC} \sin(\theta_i) \quad (38)$$

استفاده از نتایج پژوهش آزمایشگاهی خامیانبیت و همکارانش در سال (۲۰۱۴)، [۱۷] مدل عددی پیشنهادی صحت سنجی شده است. جزئیات مدل آزمایشگاهی و همچنین مدل عددی پیشنهادی در شکل ۶ مشاهده می شود. از دستور هندسی geomTransf PDelta برای لحاظ کردن اثرات غیرخطی هندسی و اثرات لنگرهای ثانویه در ستون ها استفاده شده است. به منظور مدل سازی غیرخطی المان های تیرها و ستون ها از دستور المان nonlinearBeamColumn و همچنین برای تعریف مقاطع از روش مقاطع رشته یی^{۲۶} به منظور در نظر گرفتن اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی در رفتار چرخه یی استفاده شده است. برای تعریف بتن مقطع به ترتیب برای هسته از Concrete^{۰۱} و برای پوشش Concrete^{۰۴} استفاده شده است. علاوه بر این، از مصالح Steel^{۰۲} برای مدل سازی آرماتورهای طولی استفاده شده است. برای مدل سازی رفتار مصالح مهاربند کماتش تاب از ماده Steel^{۰۲} به صورت موازی به همراه ماده uniaxial Pinching^۴ برای اصلاح اثر نرم شدگی استفاده شده است. همچنین به منظور اصلاح آثار خستگی در المان مذکور از ماده uniaxial Fatigue^۶ به صورت اضافه شده به دو ماده موازی شده ی قبلی استفاده شده است. در نهایت همان طور که در شکل ۶ مشاهده می شود، المان corotTruss در کنار استفاده از مصالح ترکیب شده ی مذکور استفاده شده است تا رفتار مهاربند کماتش تاب به خوبی مدل سازی شود. تطابق مناسب چرخه های ناشی از مدل عددی و نتایج آزمایشگاهی در شکل ۷ نشان دهنده آن است که مدل عددی توسعه داده شده می تواند به خوبی رفتار قاب های دوگانه بتنی دارای مهاربند کماتش تاب را مدل سازی کند و از آن می توان در تحلیل های غیرخطی در بخش های بعدی استفاده نمود.

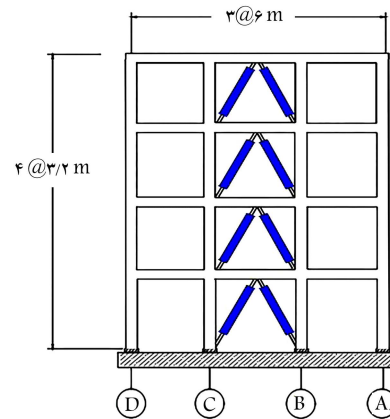
۵. توسعه رابطه پروفیل تغییرمکان

با مشخص شدن جزئیات طراحی قاب های مورد مطالعه در بخش ۳، سازه های اشاره شده با استفاده از روش توسعه داده شده در بخش قبل، مدل سازی و در بخش حاضر، تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی تحت ۲۰ زلزله واقعی انتخابی شده اند. در نهایت رابطه ی جدیدی برای پروفیل تغییرمکان قاب دوگانه بتنی دارای مهاربند کماتش تاب به وسیله یک روش عددی و با استفاده از نتایج تحلیل تاریخیچه زمانی ارائه شده است.

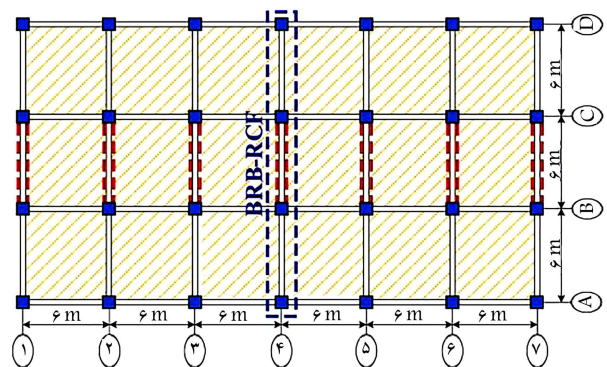
۱.۵. شتاب نگاشت های انتخابی

به منظور انجام تحلیل تاریخیچه زمانی تعداد ۲۰ شتاب نگاشت زلزله انتخاب شده است. [۲۹] منطقه با خطر لرزه یی زیاد و دارای خاک نوع D طبق آیین نامه ی ۷ ASCE [۲۵] است. در جدول ۱، مشخصات تمامی ۲۰ شتاب نگاشت انتخابی ارائه شده است. مطابق با برخی پژوهش ها، [۲۵، ۲۸] شتاب نگاشت های انتخابی باید برای استفاده در تحلیل تاریخیچه زمانی ابتدا به نحوی مقیاس شوند که طیف متوسط پاسخ شتاب آنها در محدوده ۰/۲ تا ۱/۵ برابر دوره تناوب ارتعاش سازه کمتر از ۹۰ درصد مقادیر طیف طراحی شتاب ساختگاه نباشد. با توجه به این که رابطه یی برای محاسبه دوره تناوب اصلی قاب دوگانه بتنی دارای مهاربند کماتش تاب تاکنون ارائه نشده است، در این مرحله با انجام تحلیل مودال بر روی مدل های عددی ابتدا دوره تناوب اصلی هر سازه استخراج شده است.

مراحل مقیاس به صورت یک کد بهینه یابی در نرم افزار MATLAB [۳۰] برای به دست آوردن ضرایب مقیاس بهینه، نوشته شده است. به عنوان نمونه شکل ۸،



الف) قاب بتنی دارای مهاربند شورن معکوس؛



ب) پلان سازه.

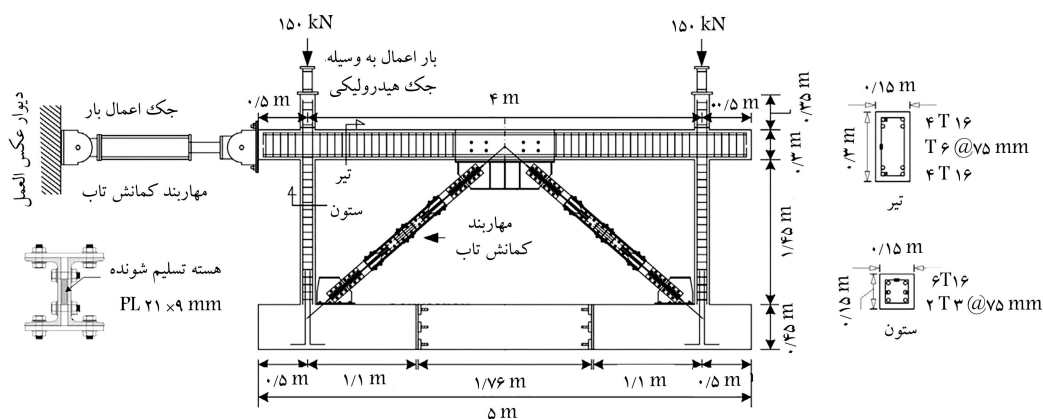
شکل ۵. هندسه مدل های مورد بررسی در مطالعه ی حاضر.

کناری به منظور جایابی مهاربند کماتش تاب استفاده شده اند. بارهای مرده و زنده به ترتیب ۵ و ۲ کیلونیوتن بر متر مربع در نظر گرفته شده اند. [۲۵] فولادهای S۴۰۰ و S۳۴۰ به ترتیب برای آرماتورهای طولی و خاموت ها و همچنین بتن C۲۵ برای مقاطع بتنی انتخاب شده اند. فولاد از نوع A۳۶ نیز برای فولاد مهاربند کماتش تاب در نظر گرفته شده است. ضریب اضافه مقاومت ϕ برابر ۰/۹ در نظر گرفته شده است. [۲۳]

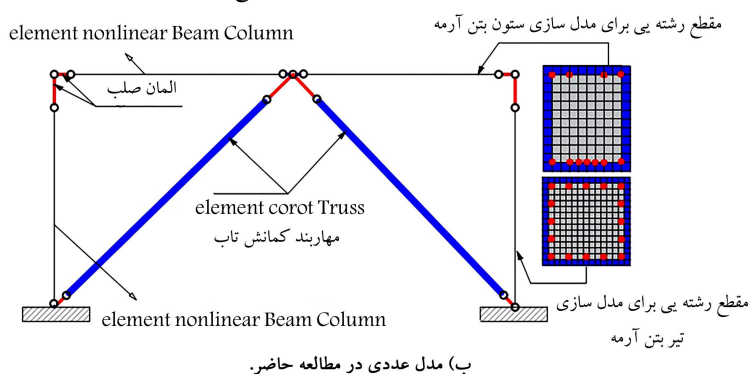
همچنین پارامترهای هندسی مهاربند کماتش تاب شامل $\frac{L_{SC}}{A_{SC}}$ ، $\frac{A_t}{A_{SC}}$ ، $\frac{A_e}{A_{SC}}$ به ترتیب $\frac{L_t}{L_b}$ و $\frac{L_e}{L_b}$ به ترتیب ۲/۳، ۱/۷، ۰/۶۶، ۰/۲۶، ۰/۰۸ و با توجه مطالعه ی ونگ^{۲۵} و همکاران در سال (۲۰۰۵) [۲۶] در نظر گرفته شده اند. در پژوهش مالی و همکارانش (۲۰۱۰)، [۲۷] مقدار ۰/۶ برای نسبت برشی R_{shear} پیشنهاد شده است. علاوه بر این، آیین نامه ی ۷ ASCE [۲۵] تأکید دارد که در سیستم دوگانه، قاب خمشی بتن آرمه باید به تنهایی بتواند ۲۵ درصد نیروهای جانبی ناشی از زلزله را تحمل نماید. در مطالعه حاضر ضمن کنترل پایداری قاب خمشی در حضور همزمان بارهای ثقلی و ۲۵ درصد نیروهای جانبی، مقدار ۰/۶ برای ضریب نسبت برشی انتخاب شده است.

۴. توسعه مدل عددی و صحت سنجی

در بخش حاضر، روشی برای مدل سازی عددی قاب های دوگانه بتنی دارای مهاربند کماتش تاب بر اساس نرم افزار کد باز OpenSees [۲۸] توسعه داده شده است، تا در بخش های بعدی به منظور استفاده در تحلیل های غیرخطی استفاده شود. همچنین با

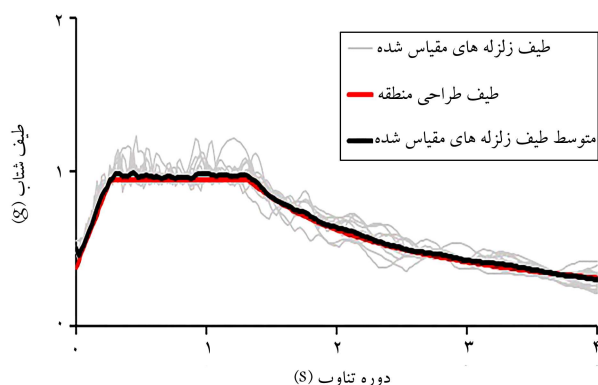


الف) مدل آزمایشگاهی در مرجع [۱۷]

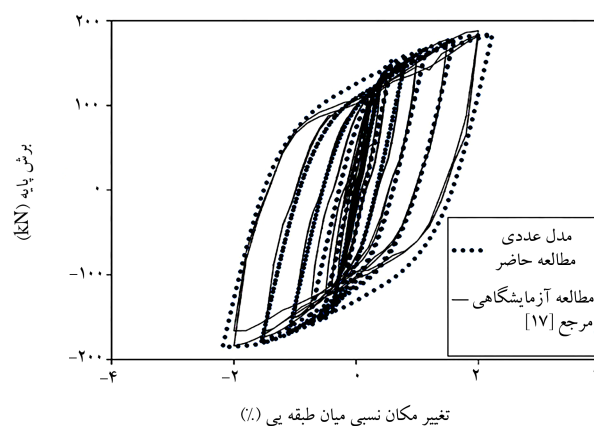


ب) مدل عددی در مطالعه حاضر.

شکل ۶. المان‌های به کار رفته در مدل عددی و هندسه مدل آزمایشگاهی.



شکل ۸. منحنی طیف شتاب زلزله های مقیاس شده.



شکل ۷. مقایسه منحنی برش پایه جابجایی در مدل عددی و مطالعه آزمایشگاهی.

طیف پاسخ شتاب مقیاس شده در مقایسه با طیف طراحی منطقه مشاهده می‌شود، که مطابق آن، تطابق خوبی بین طیف پاسخ حاصل از شتاب‌نگاشت‌های مقیاس شده و طیف پاسخ ساختگاه مشاهده می‌شود.

۲.۵. نتایج تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی

تمامی قاب‌های دوگانه طراحی شده به روش پیشنهادی در این مرحله تحت ۲۰ زلزله معرفی شده در بخش ۴، تحت تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی ارزیابی شده‌اند. به دلیل محدودیت فضا و به عنوان نمونه نتایج تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی شامل پروفیل تغییر مکان قاب‌های ۴، ۱۲ و ۲۰ طبقه به ترتیب نماینده

سازه‌های کم ارتفاع، با ارتفاع متوسط و مرتفع در شکل‌های ۹ تا ۱۱ ارائه شده است.

با توجه به شکل ۹، برای سازه‌های کم ارتفاع، توزیع تغییر مکان طبقات با داشتن حاشیه‌ی اطمینان بالایی از مقدار پروفیل متناسب با سطح عملکرد مورد نظر کم‌تر است. البته این نتیجه برای قاب چهار طبقه دارای مهاربند قطری صادق نیست و برای این قاب میانگین الگوی تغییر مکان طبقات ناشی از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی به ویژه در طبقات اول و دوم نزدیک به مقدار متناسب با سطح عملکرد مورد نظر است. برای قاب‌های با ارتفاع ۱۲ طبقه نیز مطابق با شکل ۱۰ میانگین توزیع تغییر مکان ناشی از نتایج به دست آمده از تحلیل سازه‌ها تحت ۲۰ شتاب‌نگاشت زلزله تطابق نسبتاً خوبی با پروفیل ظرفیت سازه دارند.

جدول ۱. مشخصات زلزله‌های انتخابی.

نام رکورد زلزله	سال وقوع زلزله	شدت زلزله (ریشر)	فاصله از گسل (کیلومتر)	PGA (g)
۱ Big Bear-° ۱	۱۹۹۲	۶/۴۶	۳۹/۵۲	۰/۲۲
۲ Cape Mendocino	۱۹۹۲	۷/۰۱	۴۰/۲۳	۰/۱۸
۳ Chi-Chi,Taiwan	۱۹۹۹	۷/۶۲	۱۹/۰۷	۰/۱۶
۴ Chuetsu-oki,Japan	۲۰۰۷	۶/۸	۲۵/۶۸	۰/۲۷
۵ Coalinga-° ۱	۱۹۸۳	۶/۳۶	۲۳/۷۸	۰/۲۹
۶ Darfield, New Zealand	۲۰۱۰	۷	۳۰/۵۳	۰/۳۶
۷ El Mayor-Cucapah,Mexico	۲۰۱۰	۷/۲	۲۲/۸۳	۰/۵۵
۸ Imperial Valley-° ۶	۱۹۷۹	۶/۵۳	۲۲/۰۳	۰/۳۵
۹ Iwate, Japan	۲۰۰۸	۶/۹	۳۱/۰۷	۰/۳۹
۱۰ Kobe, Japan	۱۹۹۵	۶/۹	۲۲/۵	۰/۳۲
۱۱ Landers	۱۹۹۲	۷/۲۸	۴۸/۸۴	۰/۳۱
۱۲ Loma Prieta	۱۹۸۹	۶/۹۳	۲۴/۵۲	۰/۲۸
۱۳ Manjil, Iran	۱۹۹۰	۷/۳۷	۴۹/۹۷	۰/۱۸
۱۴ Northern Calif-° ۳	۱۹۵۴	۶/۵	۲۶/۷۲	۰/۲۰
۱۵ Northridge-° ۱	۱۹۹۴	۶/۶۹	۲۱/۱۷	۰/۴۷
۱۶ San Fernando	۱۹۷۱	۶/۶۱	۲۲/۷۷	۰/۲۲
۱۷ Spitak, Armenia	۱۹۸۸	۶/۷۷	۲۳/۹۹	۰/۲۰
۱۸ Superstition Hills-° ۲	۱۹۸۷	۶/۵۴	۲۲/۲۵	۰/۲۰
۱۹ Taiwan SMART۱(۴۵)	۱۹۸۶	۷/۳	۵۷/۱۳	۰/۲۴
۲۰ Tottori, Japan	۲۰۰۰	۶/۶۱	۲۵/۵۲	۰/۵۰

یافتن مجهولات و ضرایب دستگاه حاصل دشوار خواهد شد.^[۳۱] به عنوان یک روش جایگزین، روش درونیابی لاگرانژ^{۲۷} به شرح رابطه ۴۱ پیشنهاد شده است.^[۳۲]

$$\left\{ \begin{array}{l} f_n(x) = \sum_{k=0}^n L_k(X) y_k \\ L_k(X) = \begin{cases} 1 & X = X_k \\ 0 & X \neq X_k \end{cases} \end{array} \right\} \Rightarrow f(X_k) = y_k \quad (41)$$

که در آن، تابع $L_k(X)$ به شرح رابطه ۴۲ ارائه می‌شود.

$$L_k(X) = \frac{(X - X_0) \cdots (X - X_{k-1})(X - X_{k+1}) \cdots (X - X_n)}{(X_k - X_0) \cdots (X_k - X_{k-1})(X_k - X_{k+1}) \cdots (X_k - X_n)} \\ = \prod_{\substack{i=0 \\ i \neq k}}^n \frac{(X - X_i)}{(X_k - X_i)} \quad k = 0, 1, \dots, n \quad (42)$$

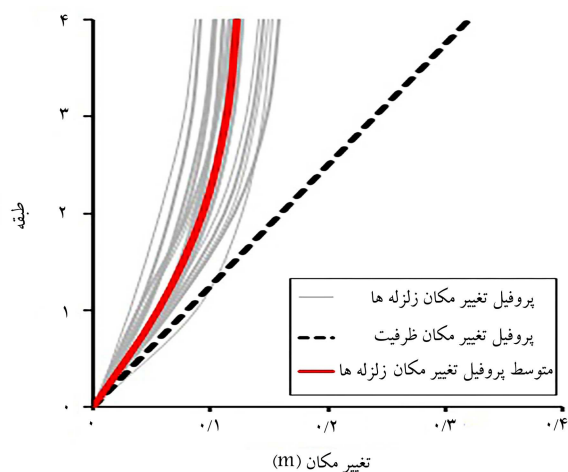
همان‌طوری که در شکل ۱۱ مشاهده می‌شود، با توجه به این‌که پروفیل تغییرمکان میانگین حاصل از تمامی رکوردها از پروفیل تغییرمکان ظرفیت متناسب با سطح عملکرد انتخابی کمتر است می‌توان نتیجه گرفت که توزیع تغییرمکان به دست آمده برای قاب‌های ۲۰ طبقه به خوبی سطح عملکرد مورد نظر را اکتان می‌کنند. این موضوع حاکی از دقت روش پیشنهادی مبتنی بر تغییرمکان برای سازه‌های مرتفع است.

۳.۵. رابطه پروفیل تغییرمکان پیشنهادی

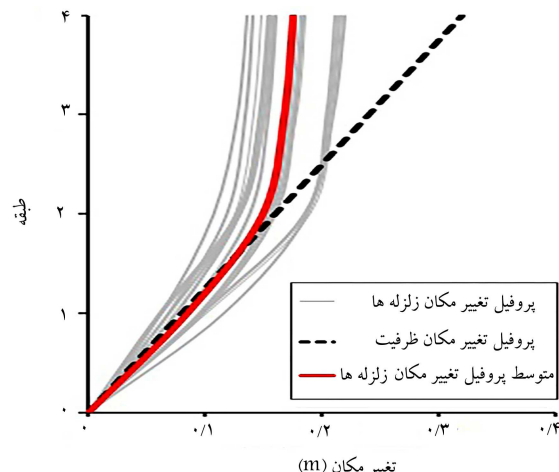
با استفاده از نتایج میانگین پروفیل تغییرمکان به دست آمده از تحلیل تاریخی زمانی و نیز رهیافتی عددی بر پایه بارش منحنی، در بخش حاضر رابطی برای پروفیل تغییرمکان قاب‌های دوگانه بتنی دارای مهاربند کمانش تاب ارائه شده است.

۱.۳.۵. روش عددی توسعه یافته

روش درونیابی چند جمله‌یی بر اساس برپایی یک سیستم معادلات است که درجه معادلات متناسب با افزایش نقاط منحنی داده‌ها افزایش می‌یابد و لذا

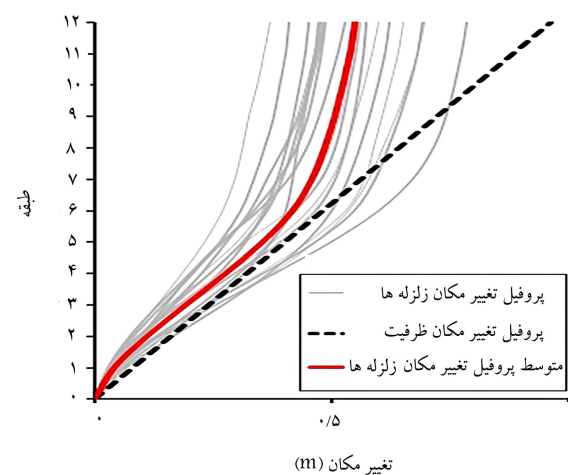


ب) قاب دارای مهاربند شورن معکوس.

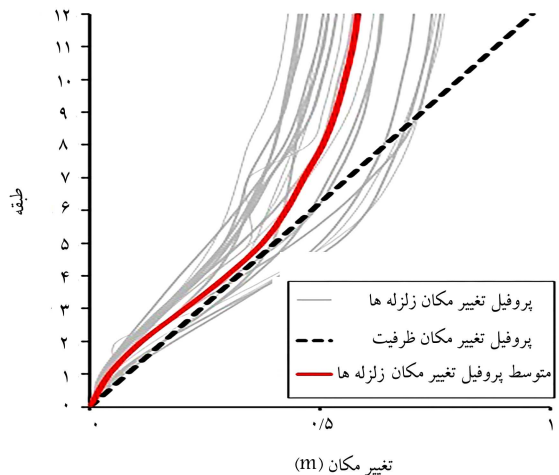


الف) قاب دارای مهاربند قطری؛

شکل ۹. پروفیل تغییر مکان سازه ۴ طبقه.

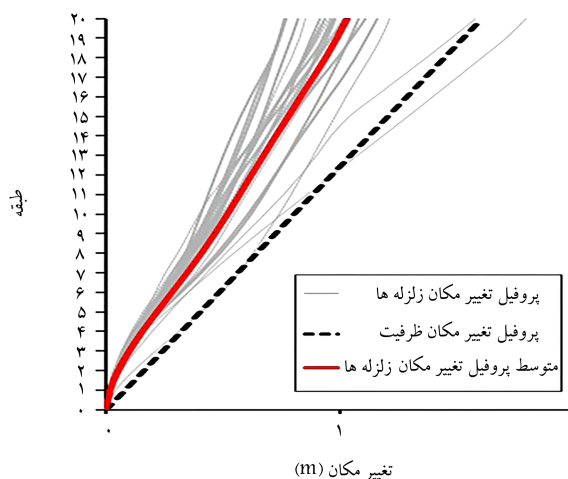


ب) قاب دارای مهاربند شورن معکوس.

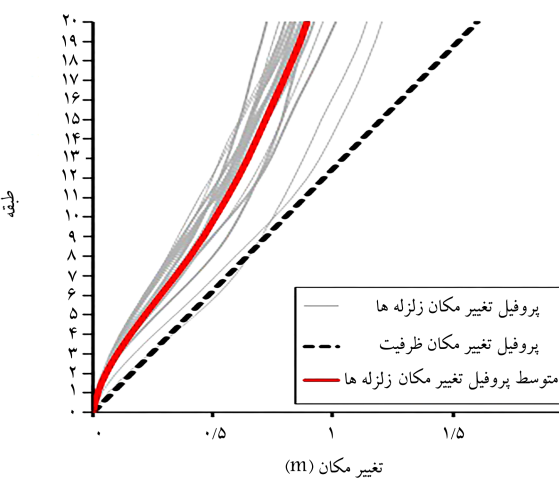


الف) قاب دارای مهاربند قطری؛

شکل ۱۰. پروفیل تغییر مکان سازه ۱۲ طبقه.



ب) قاب دارای مهاربند شورن معکوس.



الف) قاب دارای مهاربند قطری؛

شکل ۱۱. پروفیل تغییر مکان سازه ۲۰ طبقه.

جدول ۲. ضرایب رابطه پروفیل پیشنهادی.

نوع هندسه مهاربندی	a_1	a_2	a_3	a_4	a_5	a_6	a_7	a_8
شورن معکوس	۷/۳۶	۱/۹۱	۳۴/۷۴	۳۲۳/۹۵	۲/۳۰	۳۷/۳۷	۲/۰۷	۱/۹۵
قطری	۱۲/۳۸	۱/۶۶	۳۲/۲۳	۴/۳۵	۱/۶۹	۳۵/۳۶	۱/۶۱	۱/۴۷

می‌شود، برای قاب کوتاه مرتبه ۲ طبقه عملکرد رابطه موجود ۴ در پیش‌بینی تغییرمکان‌ها به دلیل مجاورت بیشتر به خط نسبت برآورد خطا (خط یک به یک) بهتر است.

از طرف دیگر با افزایش ارتفاع در قاب ۴ طبقه شکل ۱۲ - ب و همچنین قاب‌های با ارتفاع متوسط شکل‌های ۱۲ - پ و ۱۲ - ت به وضوح مشاهده می‌شود که رابطه پیشنهادی ۴۵ نتایج دقیق‌تری به نسبت به رابطه موجود ۴ و همچنین مود اول تغییرشکل ارائه داده است. به بیان دیگر، با اضافه شدن المان مهاربند کم‌انرژی‌تاب به قاب خمشی بتن‌آرمه، مود تغییرشکل قاب خمشی از رفتار برشی به حالت تیر طرایی شکل به دلیل سختی اضافه شده در سیستم تغییر یافته است. در نتیجه این تغییر رفتار، رابطه ۴ موجود که بر اساس مود تغییرشکل برشی قاب خمشی استوار است، نمی‌تواند پیش‌بینی مناسبی از تغییرمکان‌ها ارائه دهد. از طرف دیگر مجاورت بیشتر نتایج سازه‌های با ارتفاع زیاد شکل‌های ۱۲ - ج و ۱۲ - د به خط برآورد خطا نشان می‌دهد که با توجه به فعال شدن اثر مودهای بالاتر، رابطه ۴۵ پیشنهادی مقادیر تغییرمکان‌ها را با دقت بیشتری نسبت به رابطه ۴ موجود برآورد می‌کند.

۶. توسعه رابطه میرایی ویسکوز معادل

از دیگر روابط مورد نیاز و اساسی برای توسعه روش طراحی بر مبنای تغییرمکان، رابطه میرایی ویسکوز معادل است که به وسیله آن طیف طراحی خطی موجود همانند آنچه در شکل ۱ - ب مشاهده می‌شود، برای آثار حوزه‌ی غیرخطی کاهش می‌یابد. از طرف دیگر روابط موجود تا به امروز نه تنها برای قاب‌های دوگانه قابل استفاده نیستند، بلکه روابط مذکور با توجه به این‌که از نتایج تحلیل چرخه‌یی طبق روش جاکوبسن به دست آمده‌اند، مقدار میرایی را به صورت غیر واقعی برآورد می‌کنند. [۲۳] با توجه به شکل ۱۳، در روش پیشنهادی جاکوبسن مقدار میرایی بر اساس محاسبه مساحت یک چرخه‌ی کامل A_h از پاسخ چرخه‌یی سیستم تحت بار هارمونیک^{۲۹} طبق رابطه ۴۶ محاسبه می‌شود. در واقع مساحت به دست آمده، نشان دهنده‌ی مقدار انرژی تلف شده E_{Diss} در یک چرخه کامل است. همچنین در رابطه‌ی اخیر، مقادیر F_m و Δ_m به ترتیب مقادیر نیرو و جابجایی بیشینه در این چرخه هستند که در مخرج رابطه ۴۶، انرژی ذخیره شده در سیستم E_{sto} را نمایندگی می‌کنند.

$$\xi_{hys} = \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{E_{Diss}}{E_{sto}} = \frac{A_h}{2\pi F_m \Delta_m} \quad (46)$$

اساساً مفروضات روش جاکوبسن به صورتی است که نتایج دقیقی هنگام استفاده از شتاب‌نگاشت زلزله به عنوان تحریک ورودی را به همراه ندارد.

دلیل این موضوع آن است که اولاً زلزله‌ی واقعی به جای یک بسامد ارتعاشی مانند آنچه روش جاکوبسن در نظر می‌گیرد، مجموعه‌یی از بسامدها دارد و ثانیاً پاسخ سیستم تحت ارتعاش زلزله اساساً پاسخی از نوع هارمونیک نیست و ممکن است تغییرمکان بیشینه در شرایطی رخ دهد که هنوز پاسخ ناپایدار گذرا مستهلک

خطای درون‌بایی لاگرانژ نیز از طریق کمینه‌سازی رابطه ۴۳ کاهش خواهد یافت.

$$\begin{cases} E_N(X) = \frac{(X-X_1)(X-X_2)\dots(X-X_N)}{(N+1)!} f^{(N+1)}(c) \\ X_0 \leq c \leq X_N \end{cases} \quad (43)$$

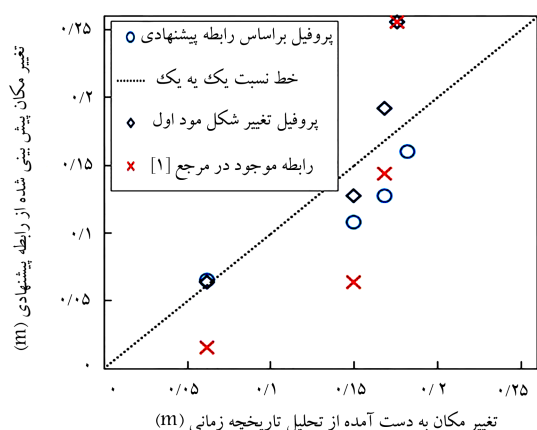
با استفاده از روابط اخیر و انجام تحلیل عددی، برای هر مجموعه از تغییرمکان‌های به دست آمده ناشی از هر قاب دوگانه تحت ۲۰ شتاب‌نگاشت انتخابی، رابطه‌یی مشابه رابطه‌ی ۴۱ و با در نظر گرفتن خطای بیشینه ۱ درصد مطابق با رابطه ۴۳ پیشنهاد شده است. در نهایت برای هر قاب دوگانه، ۲۰ رابطه به دست آمده است که با توجه به تعداد مدل‌های سازه‌یی از بین ۲۴۰ رابطه درون‌بایی شده، با یک برازش عددی باید رابطه‌یی برای به دست آوردن پروفیل تغییرمکان سیستم پیشنهاد شود. از این رو با توجه به پراکندگی داده‌ها، روش برازش عددی بر پایه کمینه‌سازی مجموع مربعات خطا (LSME)^{۲۸} طبق رابطه ۴۴ در نظر گرفته شده است.

$$f(X) = \sum_{j=0}^m a_j X^j, j = 0, 1, 2, \dots, m \quad (44)$$

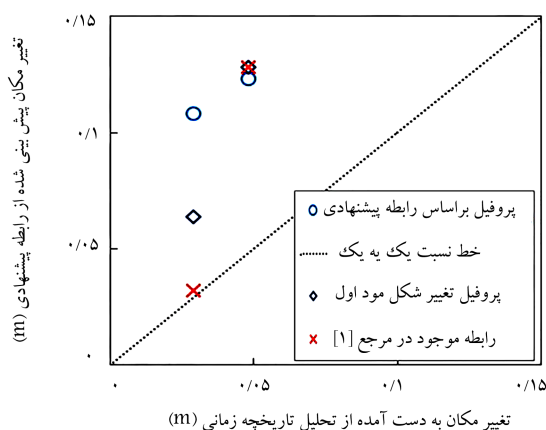
که در آن، تابع $f(X)$ تابع برازش نهایی با درجه m است. ضرایب $a_0, a_1, a_2, \dots, a_5$ از حل رابطه ماتریس ضرایب به دست می‌آیند. در نهایت پروفیل تغییرمکان به شرح رابطه ۴۵ برای قاب دوگانه بتنی دارای مهاربند کم‌انرژی‌تاب پیشنهاد و مقادیر ضرایب ثابت موجود در رابطه‌ی ۴۵، در جدول ۲ ارائه شده است.

$$\begin{aligned} \Delta_{i,dual} &= \frac{a_1 \theta_c H_i}{H_n} - \frac{a_1 \theta_c}{a_1} \left(\frac{H_i}{H_n} \right)^2, n \leq 5 \\ \Delta_{i,dual} &= \frac{a_2 \theta_c H_i}{H_n} + \frac{a_2 \theta_c}{a_2} \left(\frac{H_i}{H_n} \right)^2 - \frac{a_2 \theta_c}{a_5} \left(\frac{H_i}{H_n} \right)^2, 5 < n \leq 12 \\ \Delta_{i,dual} &= \frac{a_5 \theta_c H_i}{H_n} + \frac{a_5 \theta_c}{a_5} \left(\frac{H_i}{H_n} \right)^2 - \frac{a_5 \theta_c}{a_8} \left(\frac{H_i}{H_n} \right)^2, n \geq 12 \end{aligned} \quad (45)$$

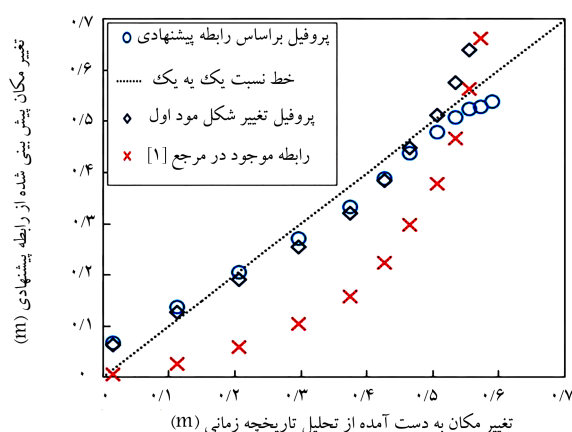
خطای باقی‌مانده بیشینه برای مدل‌های با ارتفاع زیاد ۱۱ درصد به دست آمده است. به منظور ارزیابی بهتر رابطه پیشنهادی، نتایج تغییرمکان‌های به دست آمده با رابطه ۴ موجود در نوشتار پرستایی (۲۰۰۷)^[۱] به نسبت تغییرمکان‌های دقیق به دست آمده از تحلیل تاریخیچه زمانی در شکل ۱۲ به عنوان نمونه برای قاب‌های دوگانه با مهاربند قطری مقایسه و همچنین نتایج به دست آمده بر اساس مود اول تغییرشکل نیز ارائه شده است. در نمودارهای ارائه شده، محور افقی نشان دهنده‌ی تغییرمکان‌های به دست آمده از طریق تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی و محور قائم نشان دهنده تغییرمکان‌های پیش‌بینی شده توسط رابطه پیشنهادی ۴۵ و یا رابطه ۴ موجود و همین‌طور بر اساس مود اول تغییرمکان است. خط ارزیابی خطا نیز در نمودارها ترسیم شده است و نزدیک بودن مقادیر به دست آمده از هر یک از دو رابطه ۴ یا ۴۵ به این خط نشان می‌دهد که نتایج پیش‌بینی شده‌ی رابطه‌ی ۴۵ به نتایج مشاهده شده در تحلیل تاریخیچه زمانی نزدیک‌تر است و در نتیجه، دقت بالاتری دارد. همان‌طوری که در شکل ۱۲ - الف مشاهده



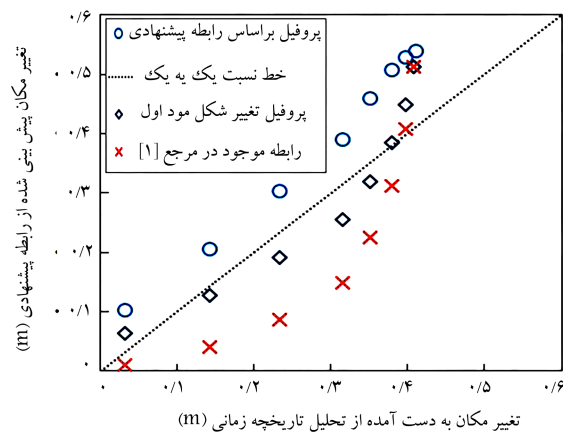
(ب) قاب ۴ طبقه؛



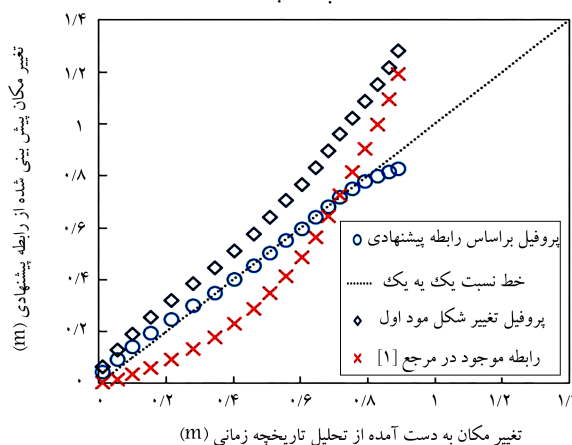
(الف) قاب ۲ طبقه؛



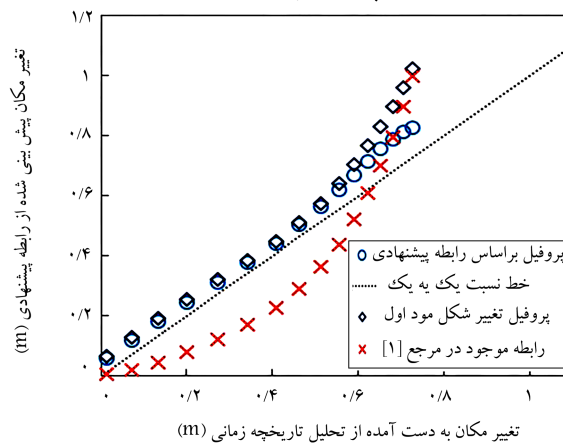
(ت) قاب ۱۲ طبقه؛



(پ) قای ۸ طبقه؛



(د) قاب ۲۰ طبقه.



(ج) قاب ۱۶ طبقه؛

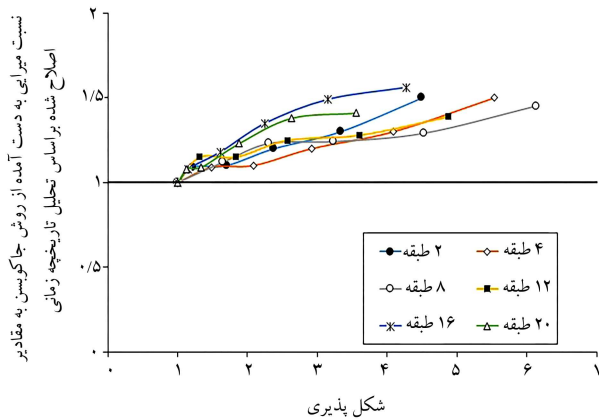
شکل ۱۲. مقایسه تغییر مکان‌های به دست آمده از تحلیل تاریخیچه زمانی و مقادیر پیش‌بینی شده از رابطه ۴ موجود و با رابطه ۴۵ پیشنهادی.

۱.۶. روش پیشنهادی اصلاح شده برآورد میرایی معادل

در بخش حاضر، رهیافتی جدید در ۷ گام برای محاسبه میرایی براساس ارتعاش زلزله قاب مورد نظر و با در نظر گرفتن مدل چند درجه آزاد واقعی سازه دوگانه ارائه شده است.

گام ۱. قاب‌های دوگانه بتنی مورد نظر با استفاده از روش پیشنهادی در بخش ۲ طراحی می‌شوند.

نشده است. علاوه بر این دو دلیل فرض چرخه‌های کامل برای محاسبه‌ی میرایی چرخه‌یی باعث دست بالا شدن مقادیر میرایی می‌شود، در حالی که در عمل پاسخ چرخه‌یی سازه تحت ارتعاش زلزله معمولاً چرخه‌های کامل و منظم را نتیجه نمی‌دهد. همچنین روابط موجود ارائه شده تاکنون براساس تحلیل سیستم یک‌درجه‌ی آزاد معادل توسعه داده شده‌اند. در واقع به جای در نظر گرفتن مدل اصلی و چند درجه آزاد سیستم مورد نظر به منظور ساده‌سازی در هنگام تحلیل و توسعه روابط از مدل یک‌درجه‌ی آزاد معادل استفاده شده است.



شکل پذیری

شکل ۱۴. نسبت میرایی به دست آمده از روش جاکوبسن به روش پیشنهادی.

شده در گام قبل به صورت مساوی به طبقات آن اختصاص یافته است، تحت تحلیل تاریخی زمانی غیرخطی برای تمامی زلزله‌ها قرار می‌گیرد. جابه‌جایی بیشینه‌ی نهایی $\Delta_{m,NTHA}$ به صورت متوسط نتایج تمامی زلزله‌ها به دست می‌آید. در صورت برقراری رابطه کنترل ۴۹، مقدار میرایی معادل متناظر با تغییرمکان بیشینه‌ی نهایی شده در این گام به وسیله مراجعه به طیف کاهش یافته به دست می‌آید، که به عنوان نسبت میرایی معادل این سازه در نظر گرفته می‌شود، در غیر این صورت میرایی به دست آمده در این مرحله به عنوان میرایی معادل در گام پنجم در نظر گرفته می‌شود و مراحل تا حصول همگرایی تکرار می‌شود.

$$(\Delta_{m,NTHA} - \Delta_m) / \Delta_m \leq 8\% \quad (49)$$

گام ۷. گام‌های پیشنهادی برای سایر سازه‌های طراحی شده و شکل‌پذیری‌های متفاوت تکرار می‌شوند. در نهایت نسبت میرایی معادل در برابر شکل‌پذیری برای تمامی مدل‌ها محاسبه می‌شود.

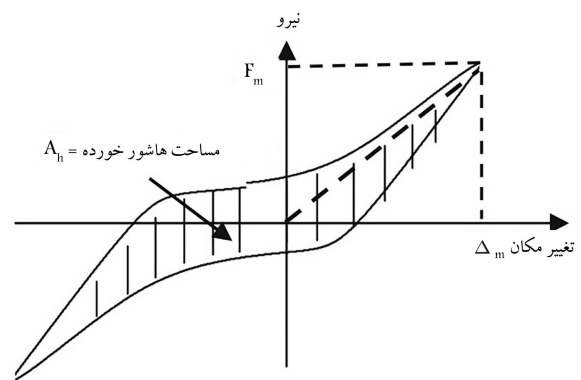
۲.۶. رابطه پیشنهادی میرایی ویسکوز معادل

در بخش حاضر نیز از روش عددی کمینه‌سازی مجموع مربعات خطا، که در بخش ۳.۵. ارائه شد به منظور ارائه‌ی رابطه میرایی معادل از طریق درون‌یابی و برازش منحنی در بین نتایج به دست آمده، استفاده می‌شود. با استفاده از روش عددی در نهایت روابط ۵۰ و ۵۱ به ترتیب برای محاسبه میرایی قاب‌های دوگانه دارای مهاربند کماتش تاب قطری و مهاربند شون معکوس پیشنهاد شده است.

$$\xi_{dual} = \xi_{elastic} + \left(\frac{\mu - 1}{\mu} \right) (-0.18\mu e^{-0.17\mu} + 0.63) \quad (50)$$

$$\xi_{dual} = \xi_{elastic} + \left(\frac{\mu - 1}{\mu} \right) (-0.16\mu e^{-0.18\mu} + 0.60) \quad (51)$$

به عنوان نمونه، شکل ۱۴ نسبت میرایی به دست آمده برای قاب‌های دارای مهاربند شون با شکل‌پذیری مختلف را بر اساس روش موجود جاکوبسن به روش پیشنهادی نشان می‌دهد. مقادیر نسبت‌ها بین ۱/۰۸ برای قاب ۲۰ طبقه تا ۱/۵۶ برای قاب ۱۶ طبقه است که مشابه با نتایج پژوهش دوایری^{۳۱} و همکارانش (۲۰۰۷)^{۳۲} است. روش جاکوبسن برای قاب دوگانه نیز مقادیر میرایی را دست بالا برآورد می‌کند. نتایج قاب دارای مهاربند قطری نیز به صورت مشابه و بین ۱/۰۷ تا ۱/۵۳ به دست آمده است. شکل ۱۵ نیز به عنوان نمونه، نتایج میرایی برآورد شده



شکل ۱۳. مساحت نمودار چرخه‌یی برای محاسبه میرایی جاکوبسن.^[۳۳]

گام ۲. تغییرمکان تسلیم سازه بر اساس رابطه ۱۴ محاسبه می‌شود. همچنین با در نظر گرفتن تغییرمکان میان‌طبقه‌یی ظرفیت مطابق با سطح عملکرد مورد نظر، شکل پذیری سازه مورد نظر مطابق رابطه ۱۵ و در نهایت تغییرمکان بیشینه‌ی سیستم با توجه به شکل پذیری به دست آمده محاسبه می‌شود.

گام ۳. با انجام تحلیل بار افزون ۳۰ منحنی ظرفیت سازه توسط در نظر گرفتن تغییرمکان بیشینه‌ی مرحله قبل به عنوان تغییرمکان هدف محاسبه می‌شود. با توجه به منحنی به دست آمده مقدار دقیق تغییرمکان تسلیم سازه محاسبه و با مقدار تخمین زده شده در گام قبلی مقایسه می‌شود. در صورتی که اختلاف آنها کمتر از ۶ درصد باشد پذیرفته می‌شود، در غیر این صورت مقدار به دست آمده در این مرحله به عنوان تغییرمکان تسلیم در نظر گرفته شده و گام دوم و سوم تکرار می‌شود، تا در نهایت مقدار نهایی تغییرمکان تسلیم همگرا شود. با مقدار به دست آمده تغییرمکان تسلیم، مقدار تغییرمکان نهایی Δ_m و شکل پذیری سازه اصلاح می‌شود.

گام ۴. با مقادیر نهایی تغییرمکان تسلیم و نهایی به دست آمده مطابق با بارگذاری چرخه‌یی پیشنهاد شده در دستورالعمل FEMA ۴۶۱^[۳۴] تحلیل چرخه‌یی بر روی سازه به صورت رفت و برگشتی صورت می‌گیرد. با استفاده از نمودار چرخه‌یی به دست آمده، نیروی بیشینه‌ی متناظر با تغییرمکان بیشینه، به دست می‌آید. در نهایت سختی معادل سازه با استفاده از این دو مقدار طبق رابطه ۴۷ محاسبه می‌شود.

$$K_{eff} = F_m / \Delta_m \quad (47)$$

گام ۵. مقادیر نسبت میرایی معادل و همچنین ضریب کاهش طیف تغییرمکان به ترتیب از روابط ۱۸ و ۲۰ محاسبه می‌شوند. در نهایت طیف تغییرمکان غیرکشیان کاهش یافته با استفاده از اعمال ضریب میرایی در متوسط طیف کشسان تغییرمکان به دست آمده برای هر زلزله مطابق شکل ۱ - ت به دست می‌آید. سپس با استفاده از طیف اخیر، دوره‌ی تناوب معادل سیستم متناظر با تغییرمکان بیشینه به دست می‌آید. همچنین با توجه به محاسبه سختی معادل در گام قبل، جرم مؤثر لرزه‌یی سیستم از رابطه ۴۸ محاسبه و بر روی مدل عددی سازه در نرم افزار در ارتفاع طبقات توزیع می‌شود.

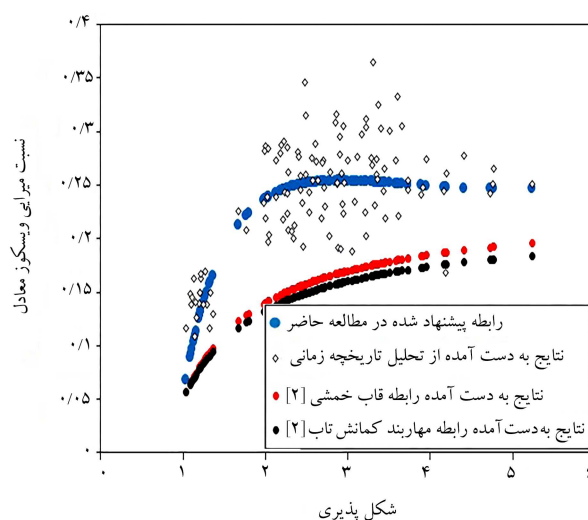
$$m_{eff} = K_{eff} T_{eff}^2 / 4\pi^2 \quad (48)$$

گام ۶. مدل دقیق عددی سازه قاب دوگانه بتنی دارای مهاربند کماتش تاب که بر اساس صحت سنجی صورت گرفته در بخش ۴ ساخته شده است و جرم محاسبه

قابل قبولی است. در حالت کلی نتایج نشان می‌دهند که رابطه پیشنهادی می‌تواند به خوبی نسبت میرایی معادل ویسکوز را تخمین بزند و می‌توان از طریق رابطه‌ی پیشنهادی در توسعه روش تغییرمکان سیستم دوگانه قاب بتنی مهار شده‌ی مذکور بهره جست.

۷. نتیجه‌گیری

استفاده از مهاربند کماتش‌تاب در قاب خمشی بتن‌آرمه، رهیافتی نوین برای جبران نواقص سیستم قاب خمشی از طریق افزایش سختی است که اخیراً به عنوان سیستمی با عملکرد دوگانه پیشنهاد شده است. در مطالعه‌ی حاضر، روش طراحی مستقیم بر مبنای تغییرمکان برای این سیستم دوگانه‌ی ذکر شده توسعه داده شده است. از آنجایی که براساس نتایج تحلیل تاریخچه زمانی مشاهده شد که رابطه‌ی ارائه شده‌ی موجود در ادبیات فنی نمی‌تواند به خوبی تغییرمکان‌های ایجاد شده در هنگام زلزله را پیش‌بینی کند، در مطالعه‌ی حاضر یک رابطه‌ی جدید برای به دست آوردن پروفیل تغییرمکان قاب دوگانه بتنی دارای مهاربند کماتش‌تاب بر پایه روش عددی پیشنهاد شده است. همچنین در مطالعه‌ی حاضر، رابطه‌ی برای پارامتر اساسی دیگر روش طراحی مبتنی بر تغییرمکان یعنی رابطه‌ی میرایی ویسکوز معادل بر اساس شکل پذیری سیستم توسعه داده شده است. نتایج تخمین میرایی توسط رابطه‌ی پیشنهادی به نسبت روابط موجود نشان از دقت بالاتر رابطه موجود دارد. از دو رابطه‌ی پیشنهادی به منظور طراحی مبتنی بر تغییرمکان این سیستم دوگانه در اهداف عملی می‌توان بهره جست. هرچند با توجه به محدودیت‌های مدل‌های بررسی شده در مطالعه‌ی حاضر، در آینده مطالعات بیشتری با در نظر گرفتن قاب‌های بتنی دارای مهاربند کماتش‌تاب با هندسه و ارتفاع متفاوت به منظور ارزیابی و یا اصلاح روابط پیشنهادی مورد نیاز است.



شکل ۱۵. مقایسه نسبت‌های میرایی به دست آمده از رابطه پیشنهادی.

به وسیله‌ی روابط پیشنهادی و همین طور مقادیر به دست آمده از روابط موجود ۱۶ و ۱۷ بر اساس نوشتار سالیوان و همکارانش (۲۰۱۲)^[۲] را نشان می‌دهد که مطابق آن روابط پیشنهادی با دقت خوبی به نسبت به دو رابطه‌ی موجود برای دو سیستم قاب بتنی خمشی و سیستم مهاربند کماتش‌تاب مقادیر میرایی به دست آمده از تحلیل تاریخچه زمانی را در شکل‌پذیری‌های متفاوت تخمین می‌زند. همچنین مشاهده می‌شود مقدار میرایی قاب دوگانه با توجه به مشارکت هر دو سیستم مهار جانبی در استهلاک انرژی سطح بالاتری به نسبت میرایی به دست آمده از هر سیستم به صورت منفرد دارد. همچنین پیشینه‌ی خطای باقیمانده به دست آمده ۱۰ درصد است که با توجه به پراکندگی داده‌ها، خطای

پانوشته‌ها

1. direct displacement-based design
2. displacement profile
3. equivalent viscous damping
4. Wijesundara
5. Shabdin & Soltani
6. Jacobsen
7. cyclic
8. Farahani & Mohebkah
9. Ye
10. Noruzvand
11. Giannakouras
12. P-delta effect
13. Yan & Gong
14. Al-Mashayekhi
15. Priestley
16. Zeris
17. Kumbhar
18. Gu

19. Khampanit
20. Sutcu
21. self-centering
22. Bai
23. Pan
24. Sullivan
25. Wang
26. fiber section
27. lagrange interpolation method
28. the least-squares method error
29. harmonic
30. pushover analysis
31. Dwairi

منابع (References)

1. Priestley, M.J.N., Calvi, G.M. and Kowalsky, M.J. "Displacement-based Seismic Design of Structures",

- IUSS Press Pavia, Italy (2007).
2. Sullivan, T., Priestley, M.J.N. and Calvi, G.M. "A model code for the displacement-based seismic design of structures", *DBD12. Iuss Press, Italy* (2012).
3. Wijesundara, K. K., Nascimbene, R. and Sullivan, T. J. "Equivalent viscous damping for steel concentrically braced frame structures", *Bulletin of earthquake engineering*, **9**(5), pp. 1535-1558 (2011).
4. Shabdin, M. and Soltani, M. "Evaluation of direct displacement based method for seismic design of reinforced concrete shear walls", *Sharif Journal of Civil Engineering*, **2-28**(4), pp. 25-38 (2012).
5. Ghaffarzadeh, H., Jafari, A. and Talebian, N. "Equivalent viscous damping in direct displacement based design of steel braced reinforced concrete frames", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, **23**(8), pp. 604-618 (2014).
6. Jacobsen, L.S. "Damping in composite structures", *Proceedings of 2nd world conference on earthquake engineering*, Tokyo and Kyoto, Japan, pp. 1029-1044 (1960).
7. Farahani, S. and Mohebbkhah, A. "Seismic behavior of direct displacement-based designed eccentrically braced frames", *International Journal of Engineering*, **29**(6), pp. 752-761 (2016).
8. Farahani, S. and Mohebbkhah, A. "Overstrength of displacement-based designed eccentrically braced steel frames", *Journal of Structural and Construction Engineering*, **2**(4), pp. 48-61 (2016).
9. Ye, K., Yan, X. and Liang H. "A direct displacement-based design procedure for base-isolated building structures with lead rubber bearings (LRBs)", *Engineering Structures*, **197**, 109402 (2019).
10. Noruzvand, M., Mohebbi, M., and Shakeri, K. "Modified direct displacement-based design approach for structure equipped with fluid viscous damper", *Structural Control and Health Monitoring*, **27**(1) (2020).
11. Giannakouras, P. and Zeris, C. "Seismic performance of irregular RC frames designed according to the DDBD approach", *Engineering Structures*, **182**, pp. 427-445 (2019).
12. Yan, L. and Gong, J. "Development of displacement profiles for direct displacement based seismic design of regular reinforced concrete frame structures", *Engineering Structures*, **190**, pp. 223-237 (2019).
13. Al-Mashaykhi, M., Rajeev, P., Wijesundara, K. K. and et al. "Displacement profile for displacement based seismic design of concentric braced frames", *Journal of Constructional Steel Research*, **155**, pp. 233-248 (2019).
14. Zeris, C., Lalas, A., and Spacone, E. "Performance of torsionally eccentric RC wall frame buildings designed to DDBD under bi-directional seismic excitation", *Bulletin of Earthquake Engineering*, **18**(7), pp. 3137-3165 (2020).
15. Kumbhar, O. G., Kumar, R., and Farsangi, E. N. "Investigating the efficiency of DDBD approaches for RC buildings", *Structures*, **27**, pp. 1501-1520 (2020).
16. Gu, L., GAO, X., XU, J. and et al. "Experimental research on seismic performance of BRB concrete frames", *Jianzhu Jiegou Xuebao (Journal of Building Structures)*, **32**(7), pp. 101-111 (2011).
17. Khampanit, A., Leelataviwat, S., Kochanin, J. and et al. "Energy-based seismic strengthening design of non-ductile reinforced concrete frames using buckling-restrained braces", *Engineering Structures*, **81**, pp. 110-122 (2014).
18. Sutcu, F., Bal, A., Fujishita, K. and et al. "Experimental and analytical studies of sub-standard RC frames retrofitted with buckling-restrained braces and steel frames", *Bulletin of Earthquake Engineering*, **18**(5), pp. 2389-2410 (2020).
19. Bai, J. and Ou, J. "Earthquake-resistant design of buckling-restrained braced RC moment frames using performance-based plastic design method", *Engineering Structures*, **107**, pp. 66-79 (2016).
20. Pan, Y., An, R., Bai, J. and et al. "Seismic design and performance analysis of buckling-restrained braced RC frame structures", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, **28**(15), e1661 (2019).
21. ASCE41, "Seismic evaluation and retrofit of existing buildings (ASCE/SEI 41-17)", *American Society of Civil Engineers*, Reston, USA (2017).
22. EC8 (Eurocode 8), "Design provisions for earthquake resistant structures", *EN-1998-1: 2004*, *European Committee of Standardization*, Brussels, (2004).
23. AISC, "Seismic provisions for structural steel buildings, ANSI/AISC 341-16", *American Institute for Steel Construction*, Chicago, USA, (2016).
24. ACI 318-11, "American Concrete Institute, Building code requirements for structural concrete and commentary (ACI 318R-11)", *American Concrete Institute*, Farmington Hills (2014).
25. ASCE07, "Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures", *American Society of Civil Engineers (ASCE)*, Reston, USA (2016).
26. Weng, Y. T., Lin, J. L., Tsai, C. Y., and et al. "Analytical assessment of a 2-story BRBF for full-scale 3D substructural pseudo-dynamic testing", *In The first international conference on advances in experimental structural engineering (AESE)*, Nagoya, Japan, (2005).
27. Maley, T. J., Sullivan, T. J. and Corte, G. D. "Development of a displacement-based design method for steel dual systems with buckling-restrained braces and moment-resisting frames", *Journal of Earthquake Engineering*, **14**(S1), pp. 106-140 (2010).
28. OpenSees, "Open system for earthquake engineering simulation", *Version 2.5.0. Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley*, <http://opensees.berkeley.edu> (2016).
29. PEER NGA, "PEER ground motion database", *Berkeley, CA: Pacific Earthquake Engineering Research Center University of California*. <http://peer.berkeley.edu/nga/>.
30. MATLAB R2016. Software, a program for numerical computing, (2016). <https://mathworks.com/>.
31. Kharab, A. and Guenther, R. "An introduction to numerical methods: a MATLAB approach". CRC press, (2018).

32. Higham, N. J. "The numerical stability of barycentric Lagrange interpolation" *IMA Journal of Numerical Analysis*, **24**(4), pp. 547-556 (2004).
33. Dwairi H.M, Kowalsky M.J. and Nau J.M. "Equivalent damping in support of direct displacement-based design", *J Earthq Eng* **11**(4), pp. 512-530 (2007).
34. FEMA, A. 461/Interim "Testing protocols for determining the seismic performance characteristics of structural and nonstructural components", *Applied Technology Council, Redwood City, CA*, **113** (2007).