

مدل هوشمند تطبیقی عصبی - فازی در برآورد ضریب رفتار سازه‌ی فولادی با پیکربندی مهاربندی واگرا تحت زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک پالس‌گونه

سید عبدالنبی رضوی (استادیار)

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

نوید سیاه‌پلو* (استادیار)

گروه مهندسی عمران، مؤسسه‌ی آموزش عالی جهاد دانشگاهی، خوزستان، ایران

مهدی مهدوی عادل (استادیار)

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

ارائه‌ی یک مدل هوشمند بین مشخصات هندسی سازه، سطح عملکرد طراحی و ضریب رفتار در قاب‌های فولادی با مهاربندی واگرا تحت اثر زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک، هدف نوشتار حاضر است. بدین منظور، یک بانک داده‌ی وسیع متشکل از ۱۲۹۶۰ داده با تنوع ۳، ۶، ۹، ۱۲، ۱۵ و ۲۰ طبقه‌ی دو‌بندی، ۳ تیپ سختی ستون و ۳ درجه‌ی لاغری مهاربندی طراحی و در برابر ۲۰ زلزله‌ی حوزه‌ی نزدیک با آثار جهت‌پذیری پیش‌رونده برای ۴ سطح عملکردی مختلف تحلیل شدند. جهت تولید مدل سیستم عصبی - فازی تطبیقی، با بهره‌گیری از روش‌های دسته‌بندی تفریقی و خوشه‌بندی فازی (FCM)، ۶۷۶۹ داده جهت آموزش سیستم استفاده شده است. نتایج به دست آمده نشان‌دهنده‌ی دقت بیشتر FCM نسبت به روش دیگر است. جهت اعتبارسنجی و آزمون مدل هوشمند پیشنهادی، معیارهای محاسبه‌ی خطا جهت ۲۲۵۷ داده‌ی آزمون استفاده شدند. نتایج حاصل از بررسی همبستگی مدل، نشان‌دهنده‌ی وجود دقت بسیار بالا در مدل هوشمند پیشنهادی است.

واژگان کلیدی: مدل هوشمند، عصبی - فازی تطبیقی، ضریب رفتار، مهاربندی واگرا، زلزله‌ی حوزه‌ی نزدیک پالس‌گونه، سطح عملکرد.

razavi@iaubadan.ac.ir
siahpolo@acecr.ac.ir
mehmahad@yahoo.com

۱. مقدمه

شیمازاکی^۱ و همکاران (۱۹۸۴)، محدوده‌ی T و R تعریف کردند که در آن محدوده، قانون تساوی تغییرمکان برقرار است.^[۱] در ادامه، لیباچ^۲ (۱۹۹۷)، ضمن توسعه‌ی مطالعه‌ی شیمازاکی، روش دقیق‌تری را ارائه کرد که به کمک آن می‌توان پیشینه‌ی دررفت لرزه‌ی را، به‌ویژه برای ساختمان‌هایی که دوره‌ی تناوب آن‌ها نزدیک مرز ناحیه‌ی شتاب و سرعت ثابت طیفی است، محاسبه کرد.^[۲] بسیاری از مطالعات انجام گرفته نشان می‌دهد که استفاده از قانون تساوی تغییرمکان می‌تواند به نتایج غیرقابل‌پذیرشی از تغییرمکان طبقه منجر شود، که عموماً این مقادیر دست‌بالا محاسبه می‌شوند.^[۳-۷] نکته‌ی دیگر این است که پیشینه‌ی تغییرمکان و پروفیل دررفت بین طبقه‌ی با تغییر فاز رفتار سازه از ارتجاعی به غیرارتجاعی به شدت تغییر می‌کند. کاستیلیانی و زامبرانو^۳ (۲۰۱۰)، ضریب رفتار (ضریب کاهش نیرو) در سیستم قاب خمشی فولادی را با استفاده از شاخص خسارت تجمعی پیشنهاد کردند. بدین منظور از مجموعه‌ی تحلیل‌های تاریخچه‌ی زمانی ارتجاعی استفاده شد و نتایج به دست

در روش‌های طراحی نیرویی، تغییرمکان پیشینه و زاویه‌ی دررفت بین طبقه‌ی غیرخطی را می‌توان از ضرب مقادیر متناظر با تسلیم، که در اثر نیروهای جانبی طراحی کاهش یافته به دست آمده‌اند، در ضریب رفتار سازه (R) به دست آورد. در این روش فرض می‌شود که قانون تساوی تغییرمکان که برای سازه‌های یک درجه آزادی وجود دارد، برای سازه‌ی چند درجه آزادی نیز قابل استفاده است. ضریب تقویتی که به‌طور هم‌زمان در پیشینه‌ی تغییرمکان و زاویه‌ی دررفت بین طبقه‌ی ضرب می‌شوند، این حقیقت را نشان می‌دهد که اصلی‌ترین اشکال وارد بر روش نیرویی این است که فرض می‌کند شکل تغییرمکان طبقه و پروفیل دررفت بین طبقه‌ی توزیع یافته در ارتفاع در خلال تحریک‌های لرزه‌ی ثابت باقی می‌ماند. برای سازه‌های بتن مسلح،

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۹۹/۲/۸، اصلاحیه ۱۳۹۹/۵/۱۱، پذیرش ۱۳۹۹/۵/۲۷

DOI:10.24200/J30.2020.55782.2775

Archive of SID

آمده با مقادیر متناظر با مطالعات پیشین انطباق خوبی را نشان داد. به جهت سادگی در تحلیل غیرخطی و عدم نیاز به صرف زمان طولانی، ضریب رفتار به دست آمده از تحلیل خطی می‌تواند دامنه‌ی گسترده‌تری از اهداف عملکردی را پوشش دهد و از طرفی، با سطوح مختلف خسارت نیز هم‌خوانی مطلوبی دارد.^[۸]

تعاریف مختلفی از ضریب رفتار R متناظر وجود دارد، که یکی از آنها در دستورالعمل FEMA ۴۴۰^[۹] آمده است. در حقیقت، ضریب R عبارت از نسبت شتاب طیفی ارتجاعی متناظر با دوره‌ی تناوب مود اول ارتعاشی به ضریب برش پایه‌ی تسلیم سازه حاصل از تحلیل بارافزون است. در یک تعریف دیگر، آنچه عنوان ضریب R تعریف شده است، عبارت است از نسبت برش پایه‌ی ارتجاعی به برش پایه‌ی غیرارتجاعی که هر دو از تحلیل تاریخی‌ی زمانی سازه به دست می‌آیند.

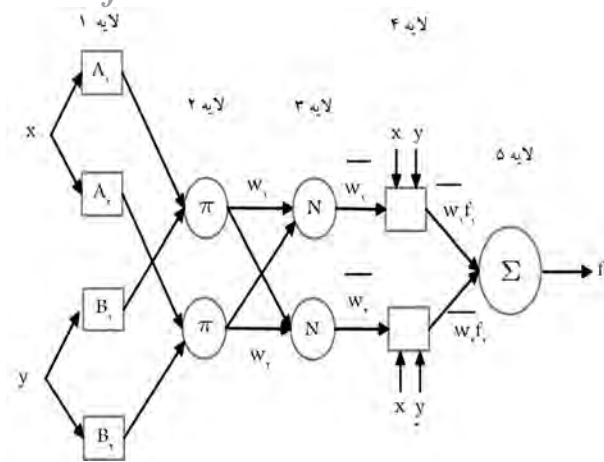
تجربه‌ی زمین‌لرزه‌های پیشین مؤید این است که بسته به شدت و محتوای زلزله، پاسخ سازه وارد ناحیه‌ی غیرخطی می‌شود. بررسی پاسخ‌های غیرخطی سازه نشان می‌دهد که نیازهای نیروی برش پایه در این حالت کاهش می‌یابد. کاهش در نیروی ارتجاعی و تبدیل آن به نیروی برش پایه‌ی غیرارتجاعی، در بسیاری از آیین‌نامه‌های لرزه‌ی با ضریب رفتار (ضریب کاهش مقاومت) تعریف شده است. این ضرایب عموماً بر اساس مطالعات تجربی به دست آمده‌اند. وظیفه‌ی ضرایب مذکور، در نظر گرفتن کلیه‌ی آثار غیرخطی سازه است. بررسی‌های مختلف نشان می‌دهند که ضریب مذکور به درجه‌ی غیرخطی شدن اعضا، میرایی، رفتار چرخه‌ی و اضافه مقاومت سازه وابسته است.^[۱۰] اشکال اساسی وارد بر ضریب رفتار این است که برای سازه با ترازهای عملکردی مختلف، ثابت فرض شده است و نمی‌تواند تصویر مناسبی از سطوح غیرخطی شدگی سازه و اجزاء آن ارائه کند. به‌طور نمونه، اگر ضریب رفتار سازه کمتر از مقدار واقعی آن در نظر گرفته شود، نیروهای وارد بر آن بیشتر در نظر گرفته می‌شوند و می‌توانند به غیراقتصادی شدن طرح بی‌انجامند. در مقابل، اگر ضریب رفتار انتخابی بیشتر از مقدار واقعی آن انتخاب شود، نیروی برش پایه کمتر از مقدار واقعی محاسبه می‌شود. در این حالت به‌نظر می‌رسد با ورود سازه به ناحیه‌ی غیرخطی، نیازهای تغییرشکل بیشتر از ظرفیت اعضا شود و به دنبال آن، خرابی در سازه شکل گیرد. کراوینگر و ره‌نما^[۱۱] (۱۹۹۲) ثابت کردند برای ساخت‌گاه با خاک نرم، شرایط ساخت‌گاه می‌تواند آثار مهمی در R داشته باشد.^[۱۱]

پرواضح است که در مجاورت گسل‌های فعال، حرکت زمین به شدت متأثر از مکانیسم گسلش، راستا و جهت گسیختگی گسل با توجه به سایت (به‌طور مثال جهت‌پذیری پیش‌رونده) و تغییرشکل استاتیکی ماندگار در محل گسلش است، که به‌عنوان آثار پرتاب یا حرکت پرتابه‌ی شناخته می‌شود؛ بنابراین پارامترهای زلزله‌ی حوزه‌ی نزدیک باعث می‌شود که مقدار قابل‌توجهی انرژی گسیختگی گسل، به شکل یک تحریک پالس‌گونه با دوره‌ی تناوب بلند نمایان شود. لازم به ذکر است که آثار جهت‌پذیری پس‌رونده فاقد ماهیت پالس‌گونه است. این موضوع از مهم‌ترین وجوه تمایز زلزله‌های حوزه‌های نزدیک و دور است. حرکت زمین، چنین ماهیت پالس‌گونه‌ی دارد که غالباً در ابتدای شتاب‌نگاشت نمایان می‌شود و تمایل دارد که بخش دوره‌ی تناوب بلند طیف پاسخ شتاب را افزایش دهد. در این حالت، سازه مقدار قابل توجهی انرژی زلزله را با تعداد اندکی نوسان با دامنه‌ی بزرگ مستهلک می‌کند و نیازهای قابل توجهی بر سازه تحمیل می‌شود. در نتیجه خطر ایجاد شکست ترد در المان‌های سازه با جزئیات اجرایی ضعیف تقویت می‌شود. آثار تعیین‌کننده‌ی چنین پدیده‌ی در خلال زلزله‌ی ارزکان (۱۹۹۲)، لاندرز (۱۹۹۲)، نورتریج (۱۹۹۴)، کوبه (۱۹۹۵)، کوچاپالی (۱۹۹۹)، و دیوز و چی - چو نیوان مشاهده شده است.

همکاران (۱۹۹۵) نشان دادند که تغییرمکان ایجاد شده در اثر پالس زلزله‌ی حوزه‌ی نزدیک، نیازهای لرزه‌ی قابل توجهی را بر سازه تحمیل می‌کند.^[۱۲]

از طرف دیگر، اخیراً مطالعات ارزشمندی پیرامون بهبود و بهینه‌سازی روابط طراحی سازه‌های فولادی با بهره‌گیری از سیستم عصبی - فازی تطبیقی صورت گرفته است. روش‌های سیستم تطبیقی عصبی - فازی (ANFIS) و شبکه‌های عصبی مصنوعی (ANN) جهت تخمین خسارت‌های پل‌های فولادی با استفاده از پارامترهای دینامیکی توسط حکیم و رازک (۲۰۱۳) استفاده شده است.^[۱۳] صفا و همکاران (۲۰۱۶) با بهره‌گیری از سیستم تطبیقی عصبی - فازی مقاومت برشی تیرهای مرکب بتنی - فولادی را بررسی کردند. هاکان^[۱۴] و همکاران (۲۰۱۷) نیز با بررسی روش‌های مختلفی همچون رگرسیون غیرخطی و سیستم تطبیقی عصبی - فازی، خمش ستون‌های فولادی مرکب (پُر شده با بتن) را برآورد کردند و نشان دادند که مدل ANFIS قادر به پیش‌بینی خمش خالص ستون‌های CFT با دقت بالاست.^[۱۵]

در پژوهش حاضر، یک مدل هوشمند جهت تخمین ضریب رفتار سازه‌های فولادی با مهاربندی واگرا مورد انتظار است. مدل مذکور بر پایه‌ی مشخصات هندسی قاب و بر اساس یک مطالعه‌ی پارامتریک بر روی ۱۶۲ قاب با مهاربندی واگرای مجزا در ۴ سطح عملکردی مختلف تحت ۲۰ زلزله‌ی حوزه‌ی نزدیک شکل گرفته است. مشخصات هندسی در نظر گرفته شده، شامل: تعداد طبقات، لاغری بادبندها، سختی ستون‌ها و نسبت طول پیوند به کل طول تیر است. بدین منظور لازم است بانک داده‌ی گسترده‌ی حاصل از مطالعه، تعداد قابل توجهی قاب‌های صفحه‌ی با پیکربندی مهاربندی واگرا به کمک تحلیل دینامیکی غیرخطی تهیه شده است. تعداد ۱۲۹۶۰ آنالیز غیرخطی صورت پذیرفته است، تا یک بانک اطلاعاتی شامل طیف وسیعی از داده‌های مرتبط ایجاد شود. مدل مورد انتظار باید به‌نحوی تولید شود تا به کمک روابط ساده‌ی پیشنهاد شده، بتواند تخمین قابل قبولی از نیازهای تغییرشکل سازه بدون نیاز به تحلیل‌های پیچیده را به دست آورد. نتیجتاً، سیستم تطبیقی عصبی - فازی جهت تولید مدل هوشمند برآورد ضریب رفتار استفاده شده است. به‌نظر می‌رسد نتایج حاصل از مدل هوشمند، تطابق خوبی با نتایج دقیق منتج از آنالیز تاریخی‌ی زمانی خواهد داشت. تأکید اصلی بر معرفی توانمندی روابط پیشنهادی در تطبیق آن‌ها با چارچوب روش‌های طراحی است، که بر پایه‌ی تحلیل‌های ارتجاعی استوار هستند. در فرایند مذکور، برای ضریب رفتار معین (R)، مدل هوشمند ارائه شده می‌تواند تخمین قابل قبولی از پیشینه‌ی تغییرمکان بام،



شکل ۱. ساختار یک شبکه‌ی ANFIS ساده با دو ورودی x و y و خروجی z . [۲۱]

مصنوعی (ANN)، پارامترهای FIS را تعیین می‌کنند. در یک سیستم فازی - عصبی، ساختارهای بر پایه‌ی داده و ادراک، به عنوان داده‌های ورودی شرکت می‌کنند. راه معمول برای به‌کارگیری یک الگوریتم یادگیری در FIS این است که سیستم FIS را در یک ساختار مانند شبکه‌های عصبی ارائه کرد. [۲۱]

ANFIS از سیستم فازی Sugeno در یک شبکه‌ی ۵ لایه‌ی (داده‌های ورودی توسط جانگ در محاسبات تعداد لایه‌ها به‌شمار نیامده است) استفاده می‌کند، که در شکل ۱ برای ورودی‌های x و y و خروجی z مشاهده می‌شود. [۲۱]

در لایه‌ی اول، که آن را لایه‌ی فازی نیز می‌نامند، درجه‌ی عضویت^{۱۵} هر یک از متغیرهای زبانی^{۱۶} محاسبه می‌شود. برای مثال، چنانچه برای هر یک از ورودی‌های x و y ، فقط دو تابع عضویت وجود داشته باشد، خروجی لایه‌ی اول به‌صورت رابطه‌های ۱ و ۲ خواهد بود:

$$O_i^1 = \mu_{A_i}(x) \quad i = 1, 2, \dots, n \quad (1)$$

$$O_i^1 = \mu_{B_i}(y) \quad i = 1, 2, \dots, n \quad (2)$$

که در آن‌ها، x و y ، داده‌های ورودی گره‌های A_i و B_i ، متغیرهای زبانی O_i^1 تابع عضویت A_i و B_i هستند. در لایه‌ی دوم، قسمت (and) در قواعد (اگر - آنگاه) سیستم فازی، عملیاتی می‌شود و به‌صورت حاصل ضرب^{۱۷} در نظر گرفته می‌شود. لازم به ذکر است که قواعد (اگر - آنگاه) فازی در ANFIS به‌صورت رابطه‌ی ۳ تعریف می‌شوند.

$$\text{IF } x \text{ is } A_i \text{ and } y \text{ is } B_i \text{ THEN } f_i = p_i x + q_i y + r_i \quad (3)$$

$$i = 1, 2, \dots, n$$

که در آن، n تعداد قواعد و پارامترهایی هستند که در ضمن مرحله‌ی آموزش تعیین می‌شوند. خروجی لایه‌ی دوم از طریق رابطه‌ی ۴ به دست می‌آید:

$$w_i = \mu_{A_i}(x) \times \mu_{B_i}(y) \quad (4)$$

$$i = 1, 2, \dots, n$$

در لایه‌ی سوم، که آن را لایه‌ی نرمالیزه^{۱۸} می‌نامند، وزن‌های محاسبه شده در آن توسط رابطه‌ی ۵ نرمال می‌شوند:

$$\bar{w}_i = \frac{w_i}{\sum_{i=1}^n w_i} \quad i = 1, 2, \dots, n \quad (5)$$

بیشینه‌ی دریافت بین طبقه‌ی و بیشینه‌ی شکل‌پذیری کلی و بین طبقه‌ی را در اختیار طراح قرار دهد.

۲. مبانی سیستم عصبی - فازی تطبیقی

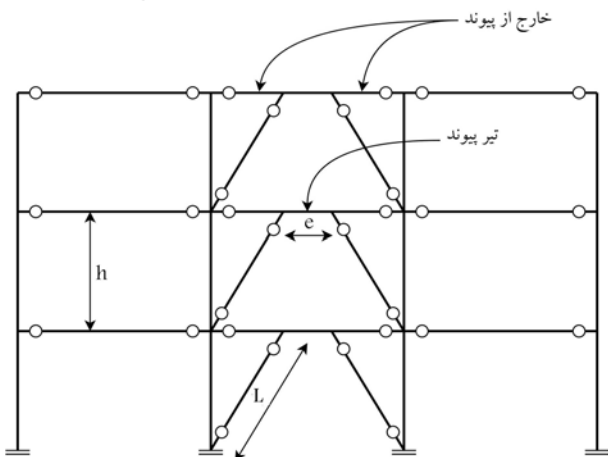
نیاز به حل مسائل پیچیده، غیرخطی و متغیر با زمان، روز به روز رشد بیش از پیش پیدا می‌کند. مدل‌های مرسوم ریاضی به‌طور مؤثری به تجزیه و تحلیل خطی و ثابت می‌پردازند. روش‌هایی که بر اساس مدلی خاص کار می‌کنند، اگرچه توانایی تجزیه و تحلیل مسائل پیچیده‌ی غیرخطی و متغیر با زمان را دارند، با این حال با محدودیت‌هایی نیز روبرو هستند. ترکیب مسائل با مسائل دیگر نظیر تصمیم‌گیری و غیره، الهام‌بخش رشد روش‌های هوشمندی، مثل: منطق فازی، شبکه‌های عصبی، الگوریتم‌های ژنتیک و سیستم‌های خیره شده‌اند. سیستم‌های هوشمند، عمدتاً ترکیبی از روش‌های مذکور را جهت حل مسائل بسیار پیچیده‌ی واقعی به‌کار می‌برند. اگرچه هم منطق فازی و هم شبکه‌های عصبی مصنوعی در حل مسائل غیرخطی متغیر با زمان، بسیار موفق بوده‌اند، اما هر کدام از آن‌ها با محدودیت‌هایی روبرو هستند، که استفاده از آن‌ها در حل مؤثر بسیاری از این‌گونه مسائل کاهش می‌یابد. [۱۹]

تعیین دقیق تعداد قوانین و توابع عضویت در منطق فازی، برای مسائل پیچیده بسیار دشوار و وقت‌گیر است. همچنین بهینه‌سازی حل فازی به‌شدت وقت‌گیرتر و دشوارتر است. فهم ماهیت جعبه‌ی سیاهی^{۱۹} شبکه‌های عصبی و پی بردن به چگونگی یادگیری رابطه‌ی ورودی‌ها و خروجی‌ها و ایجاد نگاشت مناسب توسط شبکه‌های عصبی بسیار پیچیده است. [۲۰] ترکیب مناسب شبکه‌های عصبی و منطق فازی ضمن اینکه به‌صورت مؤثری به رفع محدودیت‌های مرتبط با دو تکنولوژی می‌پردازد، به حل مسائل پیچیده‌ی واقعی نیز کمک می‌کند.

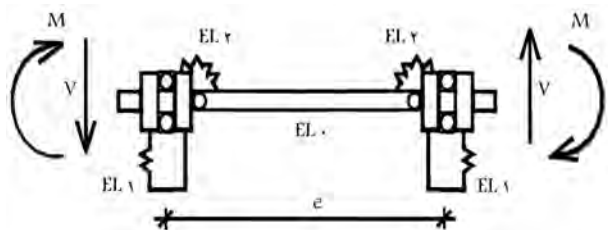
ترکیب منطق فازی و شبکه‌های عصبی باعث رفع کمبودهای موجود در رابطه با هر یک از تکنولوژی‌های ذکر شده می‌شود. تکنولوژی شبکه‌های عصبی می‌توانند جهت یادگیری رفتار سیستم بر اساس داده‌های ورودی و خروجی استفاده شود و این دانش کسب شده می‌تواند جهت تولید قوانین فازی و توابع عضویت و در نتیجه، کاهش زمان توسعه به‌کار رود. [۱۹] سیستم‌های عصبی فازی می‌توانند قوانین فازی و توابع عضویت سیستم‌های پیچیده، که تکنولوژی منطق فازی در مورد آن‌ها به تنهایی با مشکلاتی مواجه است، را تولید کنند. استفاده از الگوریتم‌های غیرابتنکاری^{۱۱} در سیستم‌های عصبی - فازی باعث افزایش دقت، بهبود عملکرد، و قابلیت اطمینان سیستم‌های اشاره شده می‌شود و عموماً هزینه‌ها را کاهش می‌دهد. توانایی بهینه‌سازی سیستم‌های عصبی - فازی، از دیگر قابلیت‌های کلیدی آن‌ها به‌شمار می‌رود. قوانین و توابع عضویت یک سیستم عصبی فازی می‌تواند با به‌کارگیری الگوریتم‌های شبکه‌ی عصبی بهینه شود. این سیستم‌ها می‌توانند از قوانین فازی جهت تخمین اولیه‌ی وزن‌های شبکه‌ی عصبی استفاده کنند.

سیستم‌های فازی - عصبی اولین بار در سال ۱۹۹۳ توسط جانگ^{۱۲} ارائه شد. [۲۱] در صورت وجود دانش بر مبنای قاعده‌های زبانی - فازی، می‌توان سیستم استنتاج فازی را ایجاد کرد، سپس در صورت وجود داده‌های لازم و یا آموزش آن‌ها از طریق مدل، می‌توان از شبکه‌های عصبی استفاده کرد. برای ایجاد یک سیستم استنتاجی فازی (FIS) ^{۱۳} باید مجموعه‌های فازی، عمل‌گرهای فازی و اساس دانش موجود را مشخص و برای ساختن یک شبکه‌ی عصبی، باید ساختار و الگوریتم یادگیری را مشخص کرد.

در ساختار یک سیستم فازی - عصبی، الگوریتم‌های یادگیری شبکه‌ی عصبی



شکل ۲. نمای قاب‌های استفاده شده در پژوهش حاضر.



شکل ۳. مدل سازی تیر پیوند [۲۷]

تیر هستند. طراحی قاب‌ها به صورتی انجام شده است که علاوه بر فراهم ساختن کمینه مقاومت مورد نیاز، از کمناش احتمالی مهاربندها جلوگیری شود. با این حال در راستای تولید سه حالت α (سختی ستون‌ها)، طراحی اتصال‌های ستون‌ها دو بار دیگر با افزایش مقطع اتصال مجدداً صورت پذیرفته است. مقادیر ذکر شده برای مدل‌ها با تعداد طبقات مختلف، متفاوت است. هر دو پارامتر λ و α با تغییر در ارتفاع قاب، که در نتیجه تغییر تعداد طبقات حاصل می‌شود، تغییر می‌کنند.

بر اساس اصول طراحی بر مبنای ظرفیت، مهاربندها، ستون‌ها و تیرهای خارج از پیوندها باید به گونه‌ای طراحی شوند تا اساساً کشش باقی بمانند. [۲۳، ۲۴] بنابراین، اعضاء مذکور باید مقاومت کافی در برابر نیروهای متناسب با مقاومت مورد انتظار تیر پیوند، از جمله سخت‌شدگی کرنشی داشته باشند. [۲۶] مهاربندها برای مقاومت در برابر بارهای لرزه‌یی متناظر با مقاومت برشی تیر پیوند طراحی می‌شوند. طراحی تیرهای خارج از پیوند مشابه مهاربندهاست.

در قاب‌های با پیکربندی مهاربندی واگرا، پاسخ غیرکشش تیرهای پیوند با استفاده از روش پیشنهادی توسط بوسکو^{۱۹} و همکاران (۲۰۱۵)، [۲۷] مدل شده است. مدل مذکور، اثر نیروی برشی و لنگر خمشی را در رفتار غیرکشش تیرهای پیوند با طول کوتاه، متوسط و بلند شبیه‌سازی می‌کند. مدل تیر پیوند، ۵ المان متصل شده به یکدیگر دارد، که در شکل ۳ مشاهده می‌شوند. المان میانی (EL^۰)، طول تیر پیوند و لنگر خمشی برابر دارد، که باعث می‌شود تا پاسخ خمشی کشش در نظر گرفته شود. در مدل‌سازی اخیر، دو المان بدون طول (EL ۱ و EL ۲) وجود دارند. المان (EL ۱) نیمی از پاسخ برشی کشش و غیرکشش تیر پیوند را در نظر می‌گیرد و المان EL ۲ نیز پاسخ‌های غیرکشش خمشی قسمت انتهایی تیر پیوند را منظور می‌کند. همچنین نقاط EL ۱ و EL ۳، آزادی مستقل لازم جهت تغییر مکان‌های انتقالی و دورانی دارند. [۲۷] تیرها، ستون‌ها، مهاربندها و تیرهای خارج از تیر پیوند با کمک المان‌های کشش مدل شدند تا به صورت کشش باقی بمانند. میرایی رایلی

لایه‌ی چهارم، لایه‌ی فازی‌زدایی است، که در آن هر نود با ضرب وزن نرمال شده‌اش در تابع f_i ، به صورت رابطه‌ی ۶ در تخمین خروجی سیستم تأثیر می‌گذارد.

$$O_i^f = \bar{w}_i f_i = \bar{w}_i (p_i x + q_i y + r_i) \quad (6)$$

$$i = 1, 2, \dots, n$$

که در آن، \bar{w}_i خروجی لایه‌ی سوم و p_i ، q_i و r_i مجموعه‌ی پارامترها هستند. پارامترهای موجود در لایه‌ی چهارم به عنوان پارامترهای نتیجه‌گیری، قابل تنظیم هستند. سرانجام در لایه‌ی پنجم، تمام سیگنال‌های ورودی به لایه، بر اساس رابطه‌ی ۷ با هم جمع و حاصل آن به عنوان خروجی سیستم تلقی می‌شود.

$$O_i^o = \text{Overall output} = \sum_{i=1}^n \bar{w}_i f_i \quad (7)$$

$$i = 1, 2, \dots, n$$

۳. تولید بانک داده

۳.۱. طراحی، مدل‌سازی و تحلیل غیرخطی سازه

پژوهش حاضر، بر پایه‌ی قاب‌های منظم دوبعدی با ارتفاع ثابت ۳ متر و طول دهانه‌ی ۵ متر شکل گرفته است. ستون‌ها در اتصال به زمین از نوع مفصلی و قادر به انتقال لنگر در طول ارتفاع خود بودند، همچنین تیرها به صورت مفصلی به ستون‌ها اتصال داشتند. بارهای ثقلی مرده و زنده‌ی وارده بر تیرها به ترتیب برابر با ۲۵۰۰ و ۱۰۰۰ کیلوگرم بر متر بوده است. به علاوه، حد جاری شدن فولادهای مصرفی ۲۴۰۰ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع در نظر گرفته شده است. قاب‌ها برای برآورده ساختن ضوابط میحث دهم مقررات ملی ساختمان به روش LRFD تحلیل و طراحی شده‌اند. تعداد طبقات (n_s)، ۳، ۶، ۹، ۱۲، ۱۵ و ۲۰ طبقه در نظر گرفته شدند. نمای کلی قاب‌های استفاده شده در شکل ۲ مشاهده می‌شود. دوره‌ی تناوب طبیعی قاب‌ها با استفاده از رابطه‌ی $T = 0.8 H^{0.75}$ و در نظر گرفتن H به عنوان ارتفاع کل قاب‌ها محاسبه شده است. [۲۲]

طول تیرهای پیوند به سه دسته‌ی کوتاه، متوسط و بلند تقسیم‌بندی می‌شوند. [۲۳، ۲۴] برای طول‌های کمتر از $1/6 Mp/Vp$ رفتار تیر پیوند به صورت برشی و برای طول‌های بیش از $2/6 Mp/Vp$ رفتار تیر پیوند به صورت خمشی منظور می‌شود. برای طول‌های بین دو مقدار اخیر، رفتار تیر پیوند برشی - خمشی در نظر گرفته می‌شود. [۲۳، ۲۴] بدین ترتیب مدل‌ها برای طول تیرهای پیوند سه‌گانه‌ی ξ برابر با ۰٫۲، ۰٫۳۵ و ۰٫۵۰ توسعه داده شده است، تا نماینده‌ی سه رفتار مختلف در تیر پیوند باشد. به علاوه، هر مدل با لاغری مهاربندی λ سه‌گانه بسط داده شده‌اند. لاغری بادبندها با استفاده از رابطه‌ی ۸ به دست آمده‌اند. [۲۵]

$$\lambda = \frac{l}{\pi \cdot r} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (8)$$

که در آن، l طول بادبند، r شعاع ژیراسیون مقطع مهاربندی، F_y تنش جاری شدن فولاد مصرفی و E مدول یانگ مصالح است. اثر سختی ستون‌ها در ضریبی با عنوان α ارائه شده است (رابطه‌ی ۹): [۲۵]

$$\alpha = \frac{n_c \cdot I_c \cdot L_d}{n_d \cdot A_d \cdot h^3 \cdot \cos^2 \theta} \quad (9)$$

که در آن، n_d و n_c به ترتیب تعداد ستون‌ها و تعداد مهاربندها در یک طبقه است. همچنین I_c ممان اینرسی دوم ستون‌ها، h ارتفاع طبقه و θ زاویه‌ی بین مهاربند

جدول ۱. مقادیر γ_i هدف برای سطوح عملکردی IO، LS و CP [۲۹]

سطح عملکرد	IO	LS	CP
زاویه چرخش خمیری تیر پیوند (پارامتر rad)	۰/۰۰۵	۰/۱۱	۰/۱۴

در آنالیزها در نظر گرفته شده است. سختی و ضرایب جرم به نحوی مشخص شده است که مدهای اول و سوم قاب با میرایی ویسکوز برابر با ۰/۰۵ تعیین شود. بدین ترتیب یک خانواده‌ی بانک داده‌ی پایه‌ی مدل‌ها به میزان $6(n_s) \times 162 = 3(\xi) \times 3(\lambda) \times 3(\alpha)$ عضو تولید می‌شود. در ادامه، کلیه‌ی آنالیزهای تاریخی‌چهی زمانی به کمک نرم‌افزار OpenSEES [۲۸]، بر روی مدل‌های مورد بحث با منظور کردن ۴ سطح عملکردی مورد انتظار و ۲۰ رکورد حوزه‌ی نزدیک با آثار جهت‌پذیری پیش‌رونده تکرار می‌شوند. در نتیجه، پاسخ‌های نهایی آنالیزهای صورت گرفته، $12960 = 162 \times 4 \times 20$ خواهند بود. برای تولید بانک داده‌ی مورد انتظار، ۱۲۹۶۰ آنالیز تاریخی‌چهی زمانی بر پایه‌ی نوعی پلتفرم جدید از آنالیز افزایش‌دهی IDA^۲ صورت گرفته است. در این راستا، یک قاب منحصر به فرد، با ضرب شتاب نگاشت در یک ضریب SF مرتباً و تکراراً تحت تأثیر یک شتاب نگاشت واحد، قرار گرفته است. در هر تکرار، پیشینه‌ی تغییر مکان نسبی متناظر با سطح عملکرد مورد نظر صورت گرفته و در قاب با اعداد پیش‌فرض استاندارد ۱۳ - ۴۱ ASCE [۲۹] مقایسه شده است. عملیات تکرار آنالیز تا زمان نیل به اعداد مورد انتظار ادامه می‌یابد و پس از آن متوقف می‌شود. برای هر کدام از قاب‌ها، برای در نظر گرفتن سطوح مختلف عملکردی، ۴ سطح پذیرش تعریف شده است، که اولین سطح عملکرد مربوط به اولین تسلیم در تیر پیوند است. سایر سطوح عملکردی متناظر با زاویه چرخش خمیری تیر پیوند برگرفته از استاندارد ۱۳ - ۴۱ ASCE در جدول ۱ ارائه شده است.

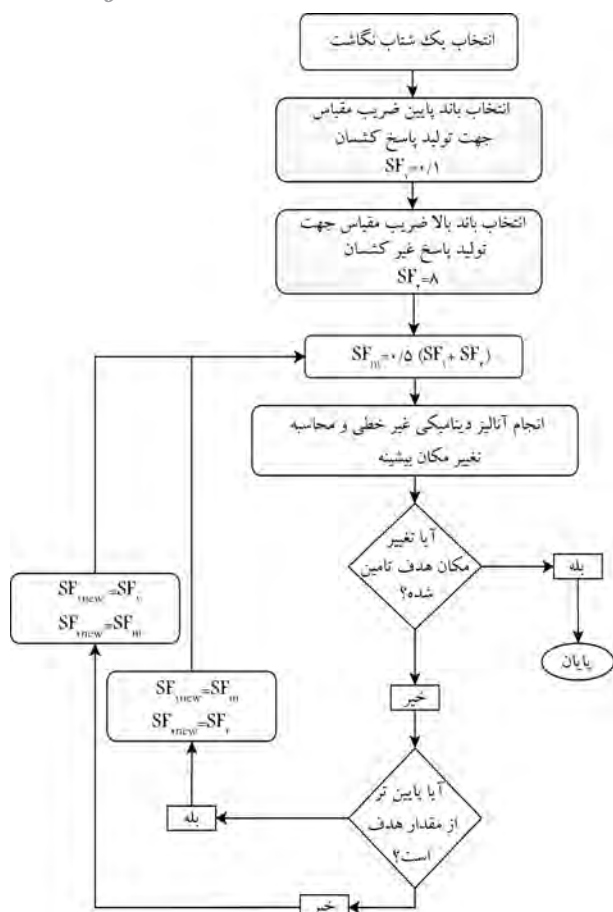
از طرفی رابطه‌ی بین زاویه چرخش خمیری (γ_i) و تغییر مکان نسبی طبقه (Δ_i) در قاب‌های با پیکربندی مهاربندی واگرا، از طریق رابطه‌ی ۱۰ محاسبه می‌شود. [۲۹]

$$\Delta_i = \frac{\gamma_i \cdot e \cdot h}{L} \quad (10)$$

که در آن، e ، h و L نیز به ترتیب طول تیر پیوند، ارتفاع طبقه و طول مهاربند هستند. ضریب مقیاس مناسب به ازاء سطوح عملکردی مختلف با استفاده از روش بی‌زین محاسبه می‌شود. این روند به ازاء یک شتاب نگاشت واحد، برای یک سطح عملکردی مشخص بر اساس فلوجارت مشاهده شده در شکل ۴ صورت می‌پذیرد. [۳۰] از آنجایی که مقیاس‌سازی شتاب نگاشت‌ها، مخصوصاً زمانی که بالاتر از اعداد ۱۰ یا حتی ۱۲ باشد، مورد انتقاد پژوهش‌گران است، [۳۱ و ۳۲] این نکته که نتایج به دست آمده در محدوده‌ی پاسخ‌های واقعی قرار گیرند، باعث شد تا تعدادی از داده‌های به دست آمده، که ضرایب بالاتر از ۱۲ را مطالبه می‌کردند، از بانک داده‌ی به دست آمده حذف شوند. این غربالگری نهایتاً باعث شد از بین ۱۲۹۶۰ داده‌ی خالص بانک از تعداد ۴۸۰۰۰ داده استفاده شود. به ازاء هر کدام از داده‌های موجود در بانک مقادیر تغییر مکان پیشینه‌ی بام ($u_{r,max}$)، دریفیت بین طبقه‌ی (IDR_{max}) محاسبه و برداشت شده است.

۲.۳. مشخصات رکوردهای استفاده شده در پژوهش

در یک دسته‌بندی، نگاشت‌های حوزه‌ی نزدیک را بر اساس قضاوت مهندسی از زلزله‌های دور از گسل تمیز می‌دهند. به خصوص چنانچه تاریخچه‌ی زمانی سرعت



شکل ۴. فلوجارت روند تغییر در ضریب مقیاس.

زلزله در دسترس باشد، تشخیص آن به مراتب ساده‌تر است. یکی دیگر از معیارهای تشخیص زلزله‌ی حوزه‌ی نزدیک، فاصله‌ی سایت تا منبع لرزه‌ی است. معمولاً در زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک فواصل بین ۱۵ تا ۳۰ کیلومتر را به عنوان نزدیک گسل تعریف می‌شود. بر اساس مطالعات انجام گرفته توسط بیکر^{۲۱} (۲۰۰۷)، تعریف کلی برای تشخیص زلزله‌ی حوزه‌ی نزدیک ارائه شده است. بر اساس تعریف مذکور، سه ویژگی باید به طور هم‌زمان در نظر گرفته شوند، تا به یک زلزله‌ی لفظ نزدیک گسل اختصاص یابد. [۳۳] این معیارها عبارت‌اند از:

- شاخص پالس از ۰/۸۵ بیشتر باشد؛
- پالس در لحظات اولیه‌ی سرعت نگاشت شکل گیرد؛
- PGV^{۲۲} رکورد زلزله بیشتر از ۳۰ متر بر ثانیه باشد.

بر این اساس، بیکر ۹۱ رکورد حوزه‌ی نزدیک را با توجه به ۳ معیار ذکر شده تعریف کردند. یکی از مهم‌ترین ویژگی‌های تعریف شده در خصوص پالس‌های حوزه‌ی نزدیک، زمان تناوب پالس سرعت است. برای تشخیص زمان تناوب پالس روش‌های مختلفی توسط پژوهش‌گران مختلف انجام شده است. دسته‌ی از کارهای انجام شده مؤید این موضوع است که دوره‌ی تناوب غالب پالس را می‌توان از طریق مشاهده‌ی تاریخی‌چهی زمانی سرعت محاسبه کرد. به این ترتیب که فاصله‌ی زمانی بین اولین نقطه‌ی برخورد تاریخی‌چهی زمانی سرعت تا دومین نقطه‌ی هم‌فاز آن را دوره‌ی تناوب غالب پالس نام‌گذاری می‌کنند. اشکال عمده‌ی این روش این است که ممکن است با خطا همراه باشد. دسته‌ی دیگر از پژوهش‌گران معتقدند که برای

جدول ۲. مشخصات ۲۰ زلزله‌ی حوزه‌ی نزدیک با جهت‌پذیری پیش‌رونده.

شماره رکورد	نام زلزله	سال	نام ایستگاه	مشخصات زلزله		
				PGA ^a (g)	Mw ^b	R ^c (km)
۱	Imperial Valley - ۰۶	۱۹۷۹	EC County Center FF	۰٫۱۷۹۷۲۱	۶٫۵۳	۷٫۳۱
۲	Imperial Valley - ۰۶	۱۹۷۹	El Centro Array#۷	۰٫۴۶۲۳۹۴	۶٫۵۳	۰٫۵۶
۳	Imperial Valley - ۰۶	۱۹۷۹	El Centro Array#۸	۰٫۴۶۷۹۶۶	۶٫۵۳	۳٫۸۶
۴	Imperial Valley - ۰۶	۱۹۷۹	El Centro Differential Array	۰٫۴۱۷۲۲۹	۶٫۵۳	۵٫۰۹
۵	Morgan Hill	۱۹۸۴	Coyote Lake Dam (SW Abut)	۰٫۸۱۳۹۷۱	۶٫۱۹	۰٫۵۳
۶	Loma Prieta	۱۹۸۹	LGPC	۰٫۹۴۳۹۳۵	۶٫۹۳	۳٫۸۸
۷	Landers	۱۹۹۲	Lucerne	۰٫۷۰۴۱۷۴	۷٫۲۸	۲٫۱۹
۸	Landers	۱۹۹۲	Yermo Fire Station	۰٫۲۳۵۷۸۲	۷٫۲۸	۲۳٫۶۲
۹	Northridge - ۰۱	۱۹۹۴	Jensen Filter Plant	۰٫۵۱۷۸۱۴	۶٫۶۹	۵٫۴۳
۱۰	Northridge - ۰۱	۱۹۹۴	Newhall - Fire Sta	۰٫۷۲۳۵۹۷	۶٫۶۹	۵٫۹۲
۱۱	Northridge - ۰۱	۱۹۹۴	Rinaldi Receiving Sta	۰٫۸۶۹۸۰۶	۶٫۶۹	۶٫۵۰
۱۲	Northridge - ۰۱	۱۹۹۴	Sylmar - Converter Sta	۰٫۵۹۴۲۹۴	۶٫۶۹	۵٫۳۵
۱۳	Northridge - ۰۱	۱۹۹۴	Sylmar - Converter Sta East	۰٫۸۲۸۴۷۲	۶٫۶۹	۵٫۱۹
۱۴	Northridge - ۰۱	۱۹۹۴	Sylmar - Olive View Med FF	۰٫۷۳۲۶۰۶	۶٫۶۹	۵٫۳۰
۱۵	Kobe, Japan	۱۹۹۵	KJMA	۰٫۸۵۴۲۶۴	۶٫۹۰	۰٫۹۶
۱۶	Kobe, Japan	۱۹۹۵	Takarazuka	۰٫۶۴۵۲۳۲	۶٫۹۰	۰٫۲۷
۱۷	Kocaeli, Turkey	۱۹۹۹	Gebze	۰٫۲۴۱۳۳۳	۷٫۵۱	۱۰٫۹۲
۱۸	Chi-Chi, Taiwan	۱۹۹۹	TCU۰۴۹	۰٫۲۸۶۲۱۷	۷٫۶۲	۳٫۷۸
۱۹	Chi-Chi, Taiwan	۱۹۹۹	TCU۰۵۳	۰٫۲۲۴۴۸۸	۷٫۶۲	۵٫۹۷
۲۰	Chi-Chi, Taiwan	۱۹۹۹	TCU۰۶۸	۰٫۵۶۴۴۷۷	۷٫۶۲	۰٫۳۲

دوره‌ی تناوب مود اصلی سازه است. مطالعات نشان می‌دهد که هر چه این نسبت از عدد ۱ فاصله بگیرد، آثار مخرب پالس کم‌رنگ‌تر می‌شود. ضمن این‌که نکته‌ی بسیار مهم و مهمی که مطالعات پیشین به آن توجهی نداشته‌اند، این است که اگر نسبت اشاره شده بر اساس دوره‌ی تناوب غیرخطی سازه در هر لحظه از زمان محاسبه شود، آیا همچنان نسبت مذکور برابر ۱ می‌تواند بحرانی باشد یا خیر. در این بین، پیدا کردن دوره‌ی تناوب غالب غیرخطی سازه و البته تفاوت قطعی آن با دوره‌ی تناوب ارتجاعی، یکی از دشواری‌های و موانعی است که در حوزه‌ی نزدیک وجود دارد.

۳.۳. صحت‌سنجی مدل‌سازی

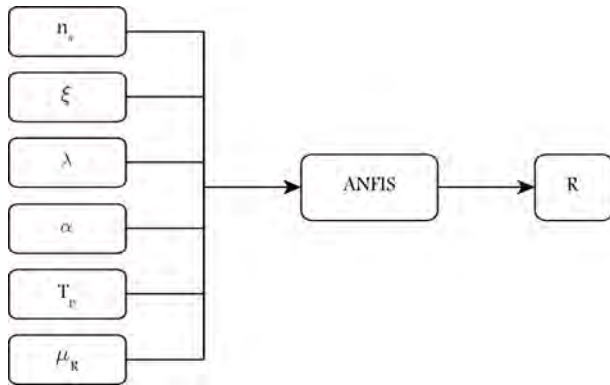
صحت‌سنجی مدل‌سازی، یکی از مهم‌ترین و اساسی‌ترین گام‌های هر مطالعه محسوب می‌شود. این موضوع برای مطالعات تحلیلی و پژوهش‌هایی که نیازمند بانک داده‌ی گسترده‌ی هستند، بیش از پیش بر اهمیت جلوه می‌کند. پر واضح است که اگر فرضیات مدل‌سازی و برپایی مدل‌های تحلیلی خطا داشته باشند، نتایج استفاده شده در بسط و توسعه‌ی یافته‌های تجربی نیز غیرصحيح خواهند بود؛ بنابراین، در مطالعه‌ی حاضر و به‌منظور صحت‌سنجی، مدل سازه‌ی ۶ طبقه از مطالعه‌ی فخرالدینی و همکاران (۲۰۱۹)^[۲۶] تولید و توسعه داده شده است. شکل قاب اخیر به‌طور شماتیک مشابه آن‌چه در شکل ۲ مشاهده می‌شود، است. ارتفاع طبقات و طول دهانه‌ها به ترتیب ۱۴۴ و ۳۶۰ اینچ بوده است. همچنین در نظر گرفتن L به‌عنوان طول تیر، سه مقدار مختلف برای ضریب a به میزان ۰٫۱، ۰٫۳ و ۰٫۵ جهت ضرب در کل طول

محاسبه‌ی دوره‌ی تناوب غالب پالس می‌توان طیف پاسخ سرعت را استخراج کرد و هرکجا بیشینه‌ی طیف پاسخ سرعت اتفاق افتاده است، آن نقطه متناظر با دوره‌ی تناوب پالس است.

بیکر (۲۰۰۷) در مطالعه‌ی خود پیشنهاد کرد که ابتدا نگاشت شتاب اصلی، با انجام آنالیز موجک به مجموعه‌ی از نگاشت‌های تجزیه شده تبدیل شود. آن‌گاه شتاب‌نگاشت با بیشترین ضریب تبدیل موجک به‌عنوان شتاب‌نگاشت مستخرج انتخاب شود. آن‌گاه از این شتاب به دست آمده طیف پاسخ سرعت ترسیم شود. نقطه‌ی متناظر با بیشینه‌ی مقدار سرعت طیفی روی محور افقی طیف نشان‌دهنده‌ی دوره‌ی تناوب غالب پالس است. مطالعات بیکر نشان داد که دوره‌ی تناوب پالس محاسبه شده از روش پیشنهادی ایشان به‌مراتب به مقدار مشاهده شده در تاریخچه‌ی زمانی سرعت نزدیک است.^[۲۳] اگرچه استفاده از مؤلفه‌ی قائم در زلزله‌های حوزه نزدیک گسل می‌تواند آثار قابل ملاحظه‌ی در سازه داشته باشند، اما در پژوهش حاضر با توجه به این‌که اولاً مؤلفه‌های افقی دارای آثار جهت‌پذیری با پالس مشهود حاصل از مطالعه‌ی بیکر (۲۰۰۷)^[۲۳] به‌صورت دسته‌بندی شده در دسترس است و از طرفی شرایط قاب‌های استفاده شده، الزامات در نظر گرفتن مؤلفه‌های قائم را به‌دنبال نداشته است، لذا فقط از مؤلفه‌ی افقی استفاده شده است. بدین ترتیب تمامی ۱۶۲ مدل معرفی شده، تحت تأثیر ۲۰ شتاب‌نگاشت جدول ۲ با خصوصیات زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک پالس‌گونه قرار گرفتند و آنالیز شدند.

در بحث زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک به‌ویژه رکوردهای دارای آثار جهت‌پذیری پالس‌گونه، علاوه بر وجود پالس‌های قابل توجه و مشهود در تاریخچه‌ی زمانی سرعت و بعضاً شتاب، موضوع بسیار مهم دیگر، رابطه‌ی بین دوره‌ی تناوب پالس غالب و

نسبت تیر پیوند ($a = e/L$)	ستون‌های کناری	ستون‌های میانی	تیر پیوند	تیرهای خارج از پیوند	مهاربند
۰٫۱	$۳(۱۴ \times ۳۸) + ۳(۱۴ \times ۳۸)$	$۳(۱۴ \times ۳۱۱) + ۳(۱۴ \times ۱۳۲)$	$۲(۱۴ \times ۵۳) + ۳(۱۴ \times ۴۸)$	۱۴×۱۰۹	$۵(۶ \times ۱٫۲) + ۶ \times ۱٫۴$
۰٫۳	$۳(۱۴ \times ۳۸) + ۳(۱۴ \times ۳۰)$	$۳(۱۴ \times ۳۱۱) + ۳(۱۴ \times ۱۳۲)$	$۴(۱۴ \times ۶۸) + ۲(۱۴ \times ۴۸)$	۱۴×۱۰۹	$۳(۶ \times ۱٫۲) + ۳(۶ \times ۱٫۴)$
۰٫۵	$۳(۱۴ \times ۳۸) + ۳(۱۴ \times ۳۰)$	$۳(۱۴ \times ۴۲۶) + ۳(۱۴ \times ۱۷۶)$	$۴(۱۴ \times ۶۸) + ۲(۱۴ \times ۱۳۲)$	۱۴×۱۰۹	$۴(۶ \times ۱٫۲) + ۲(۶ \times ۱٫۴)$



شکل ۶. شماتیک پارامترهای ورودی و خروجی سیستم ANFIS.

برای سازه‌های مهاربندی همگرایی فولادی، به صورت رابطه‌ی ۱۱ است:

$$R = 1 + p_1(\mu_R - 1)^{p_2} \cdot f(n_s, \lambda, \alpha, T_p) \quad (11)$$

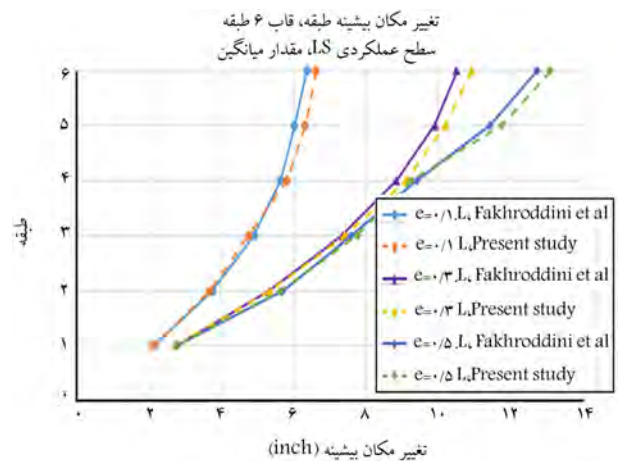
که در آن، مشخصات $n_s, \lambda, \alpha, T_p$ هندسی قاب است، که پیشتر معرفی شده‌اند و μ_R شکل‌پذیری کلی بام است. در شکل ۷، شماتیک پارامترهای ورودی و خروجی سیستم تطبیقی فازی - عصبی مشاهده می‌شود. با توجه به رابطه‌ی ۵، ورودی‌های مدل مطابق شکل ۶ تعیین شدند. همچنین پس از آزمون‌های مکرر، رابطه‌ی ۱۱ برای قاب‌های با پیکربندی واگرا به صورت رابطه‌ی ۱۲ بازنویسی شده است.

$$R = 1 + p_1(\mu_R - 1)^{p_2} \cdot n_s^{p_3} \cdot \lambda^{p_4} \cdot \alpha^{p_5} \cdot T_p^{p_6} \cdot \xi^{p_7} \quad (12)$$

شکل‌پذیری کلی بام (μ_R)، از تقسیم تغییرمکان غیرکشسان بام (Δ_i)، بر تغییرمکان تسلیم سازه (Δ_y)، به دست می‌آید که به ترتیب از آنالیز غیرخطی تاریخی زمانی و آنالیز پوس‌آور به دست می‌آیند.

داده‌ها پس از بارگذاری، به طور تصادفی به دو دسته تقسیم شدند. یک دسته، شامل ۶۷۶۹ داده (تقریباً ۷۵٪ داده‌ها) و دسته‌ی دیگر، شامل ۲۲۵۷ داده (تقریباً ۲۵٪ داده‌ها) که به ترتیب جهت آموزش و ارزیابی کارایی سیستم استفاده شدند. بدین ترتیب برای برآورد مدل در سیستم ANFIS، ۹۰۲۷ داده استفاده شده‌اند. برای تولید ساختار سیستم استنتاج فازی (FIS)، ۲۵ دوروش دسته‌بندی تفریقی، ۲۶ و خوشه‌بندی فازی (FCM) ۲۷ استفاده شده است. خصوصیات و مقادیر پارامتر مدل‌های ساخته‌شده، در جدول ۴ ذکر شده است.

در جدول ۵، به طور خلاصه، اطلاعات ANFIS ایجاد شده بر اساس روش‌های مختلف تولید ارائه شده است. در شکل‌های ۷ و ۸، ساختار مدل ANFIS ایجاد شده بر اساس تابع تولیدکننده‌ی فیس (Subtracting clustering/FCM) مشاهده می‌شود. در جدول ۶، عملگرهای فازی استفاده شده بر اساس روش‌های مختلف تولید سیستم استنتاج فازی (FIS) و در جدول ۷، دامنه‌ی داده‌های استفاده شده در فرآیند آموزش و آزمون مدل در جدول ۷ ارائه شده‌اند.



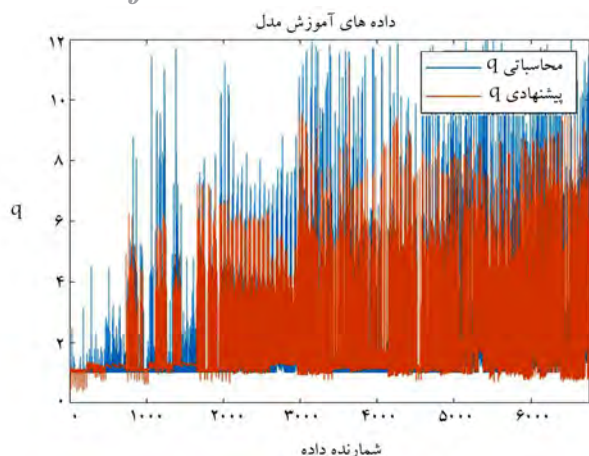
شکل ۵. صحت‌سنجی مدل ساخته شده‌ی پژوهش حاضر با مطالعه‌ی فخرالدینی و همکاران (۲۰۱۹)، [۲۶]

تیر انتخاب شده است. مقادیر حاصل شده، نماینده‌ی رفتارهای کنترل برشی، برشی - خمشی و خمشی برای تیر پیوند است. [۲۴-۲۶] برای مقادیر کمتر از $1/6 M_p/V_p$ ، رفتار تیر به صورت برشی؛ برای مقادیر بالاتر از $2/6 M_p/V_p$ ، به صورت خمشی و برای مقادیر بینابینی، رفتار به صورت کنترل برشی - خمشی منظور می‌شود. [۳۷] تمامی قاب‌ها، سه دهانه و اتصال تیر به ستون ساده داشتند. بارگسترده‌ی مرده و زنده به ترتیب 12 kips/in و 12 kips/in و جرم لرزه‌ی طبقات ۲۰۶ kips منظور شده است. فولاد مصرفی جهت طراحی کلیه‌ی المان‌ها، A۹۹۲ با تنش جاری شدن ۵۰ ksi در نظر گرفته شده است. نتایج طراحی قاب‌ها در جدول ۳ ارائه شده است. قاب مورد مطالعه، با استفاده از نرم‌افزار OpenSEES، تحت اثر ۱۵ رکورد زلزله‌ی مشخص، آنالیز غیرخطی تاریخی زمانی شده است. رفتار غیرخطی تیر پیوند بر اساس مطالعه‌ی بوسکو و همکاران (۲۰۱۵)، [۲۷] مدل‌سازی شده است. به ازاء هر زلزله، ضریب مقیاس (SF) متناظر با سطح عملکردی ایمنی جانی (LS) بر اساس معیار ۱۳ - ASCE 41، [۲۹] با استفاده از آنالیز IDA محاسبه شده است. در نهایت، میانه‌ی بیشینه‌ی تغییرمکان طبقات در مقایسه با نتایج حاصل از نرم‌افزار OpenSEES در شکل ۵ مشاهده می‌شود. مقایسه‌ی نمودارهای نمایش داده شده، گواهی‌دهنده‌ی دقت کافی فاز مدل‌سازی در پژوهش حاضر است.

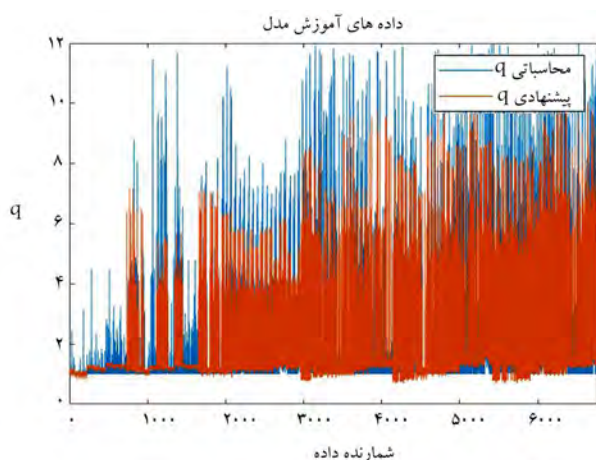
۴. استفاده از سیستم هوشمند فازی - عصبی تطبیقی

(ANFIS) ۲۳ در برآورد ضریب رفتار

بر اساس پیشنهاد کاراواسیلیس [۲۴] (۲۰۰۷)، [۲۵] رابطه‌ی محاسبه‌ی ضریب رفتار (R)،



شکل ۹. مقایسه‌ی نتایج حاصل از مدل پیشنهادی (بر مبنای روش Subtracting clustering) و مقادیر واقعی در داده‌های آموزش.



شکل ۱۰. مقایسه‌ی نتایج حاصل از مدل پیشنهادی (بر مبنای روش FCM) و مقادیر واقعی در داده‌های آموزش.

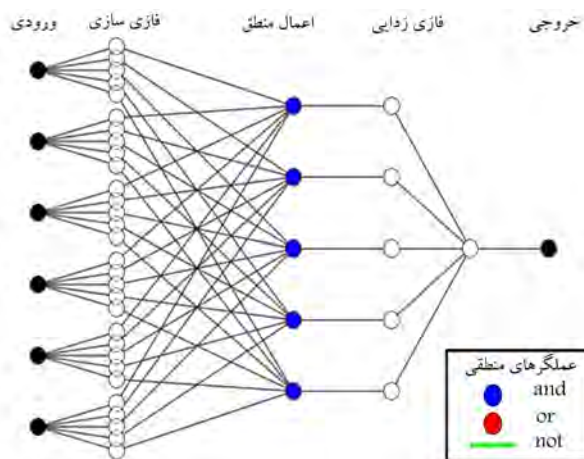
نتایج حاصل از دو مدل Subtracting clustering و FCM برای داده‌های آموزش، به ترتیب در شکل‌های ۹ و ۱۰ مشاهده می‌شود. بر اساس نتایج، در هر دو مدل، مطابقت مناسبی بین داده‌های حاصل از مدل و مقادیر واقعی در داده‌های آموزش وجود دارد. با وجود این، در مدل ساخته شده بر اساس FCM مطابقت بیشتری بین داده‌های واقعی و نتایج مدل مشاهده می‌شود.

به منظور ارزیابی کارایی و دقت مدل، از معیارهای مختلفی، شامل: خطا، میانگین خطا، ریشه‌ی میانگین مربعات خطا، درصد میانگین قدرمطلق خطاهای نسبی^{۳۱} و ضریب همبستگی^{۳۲} بین مقادیر حاصل از مدل و مقادیر واقعی استفاده شده است. برای محاسبه‌ی هر یک از معیارهای مذکور از روابط ۶ الی ۱۰ استفاده شده است. نتیجه‌ی محاسبات معیارهای مذکور، برای داده‌های آموزش در جدول ۸ ارائه شده است. همبستگی بین نتایج حاصل از مدل‌های مختلف و مقادیر واقعی برای داده‌های آموزش در شکل‌های ۱۱ و ۱۲ مشاهده می‌شوند.

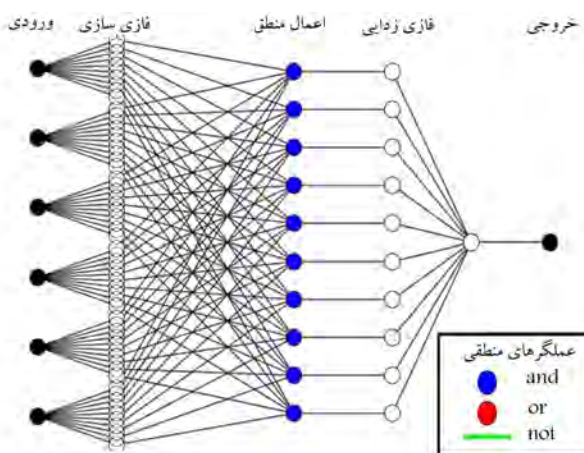
$$Error = q_{real} - q_{ANFIS\ results} \quad (۱۳)$$

جدول ۴. خصوصیات و مقادیر پارامتر مدل‌های ساخته شده.

مقدار/نوع	خصوصیات
روش Subtracting clustering	
Cluster radius	۰٫۷۵
Input membership function type	gaussmf
Output membership function type	Linear
روش Fuzzy C-Mean clustering (FCM)	
Cluster numbers	۵
Input membership function type	gaussmf
Output membership function type	Linear
FIS type	Sugeno
Partition matrix exponent	۲
Maximum number of iterations	۱۰۰۰
Minimum improvement	۱۰ ^{-۵}



شکل ۷. ساختار ANFIS ایجاد شده بر اساس روش Subtracting clustering.



شکل ۸. ساختار ANFIS ایجاد شده بر اساس استفاده از روش FCM.

جدول ۵. اطلاعات ANFIS ایجاد شده.

سیستم استنتاج فازی		مشخصات انفیس
FCM	Subtracting clustering	
۷۹	۱۴۹	Number of nodes
۳۵	۷۰	Number of linear parameters
۶۰	۱۲۰	Number of nonlinear parameters
۹۵	۱۹۰	Total number of parameters
۶۷۶۹	۶۷۶۹	Number of training data pairs
۲۲۵۷	۲۲۵۷	Number of test data pairs
۵	۱۰	Number of fuzzy rules

جدول ۶. عملگرهای فازی استفاده شده در ایجاد مدل.

سیستم استنتاج فازی		عملگر استنتاجی
FCM	Subtracting clustering	
Prod	Prod	AND
Probor	Probor	OR
Prod	Prod	Implication
Max	Max	Aggregation
Wtaver	Wtaver	Difuzzification

جدول ۷. دامنه و میانگین داده‌های استفاده شده در الگوریتم.

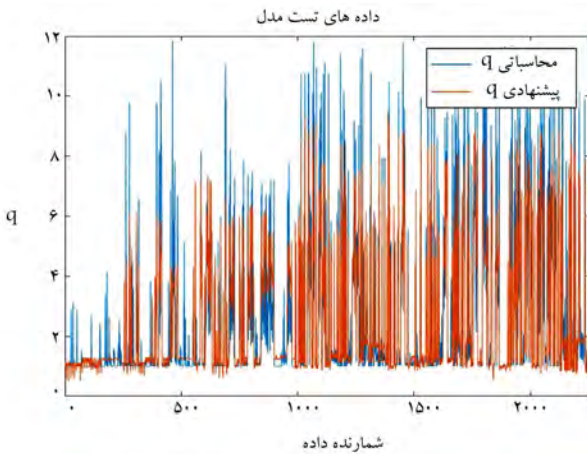
میانگین داده‌ها		دامنه‌های داده‌ها		پارامترهای ورودی
داده‌های آزمون	داده‌های آموزش	داده‌های آزمون	داده‌های آموزش	
۱۱,۷۹۳۹۷	۱۱,۷۹۵۹۸	۳-۲۰	۳-۲۰	n_s
۰,۳۴۳۸۱۹	۰,۳۴۳۸۶۲	۰,۲-۰,۵	۰,۲-۰,۵	ξ
۰,۳۹۸۳۵۱	۰,۳۹۸۳۲۲	۰,۰۲۲۱۳۵,۸۲۷۲۹	۰,۲۲۱۳۵-۰,۸۲۷۲۹	λ
۰,۰۱۵۴۰۲	۰,۰۱۵۴۰۹	۰,۰۰۳۶۲-۰,۰۶۱۲۲	۰,۰۰۳۶۲۰۸-۰,۰۶۱۲۲	α
۵,۰۶۸۸	۵,۰۶۱۶۷۶	۰,۹۵۲-۱۲	۰,۹۵۲-۱۲	T_p
۳,۷۶	۳,۸۱	۰,۴۶۲-۱۲	۰,۳۵۹۰۸-۱۲	μ_R
۳,۳۲۹	۳,۵۲۳	۱-۱۲	۱-۱۲	R

جدول ۸. نتایج حاصل از ارزیابی مدل‌های مختلف ANFIS برای داده‌های آموزش.

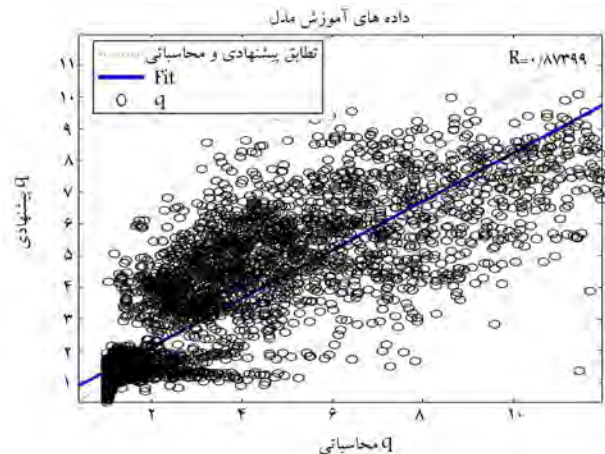
روش محاسبه خطا				روش تولید سیستم استنتاج فازی
R	MARE	Mean Error	RMSE	
۰,۸۷۴	۰,۲۲۹۱	۵,۳۵E - ۰۹	۱,۱۹۵۸	Subtractive clustering
۰,۸۷۶	۰,۲۳۱۳	۱,۰۸E - ۰۸	۱,۱۸۹۱	FCM

جدول ۹. نتایج حاصل از ارزیابی مدل‌های مختلف انفیس برای داده‌های آزمون.

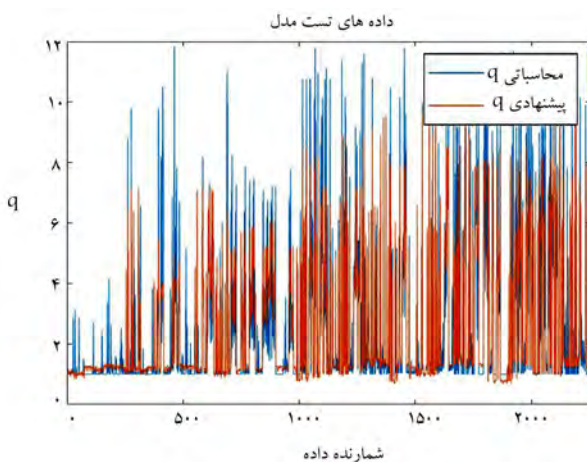
روش محاسبه‌ی خطا				روش تولید سیستم استنتاج فازی
R	MARE	Mean Error	RMSE	
۰٫۸۷۷	۰٫۲۳۰۲	۲٫۴۹ E - ۰۲	۱٫۲۰۳۷	Subtractive clustering
۰٫۸۸۳	۰٫۲۳۰۵	۲٫۴۸ E - ۰۲	۱٫۱۷۶۰	FCM



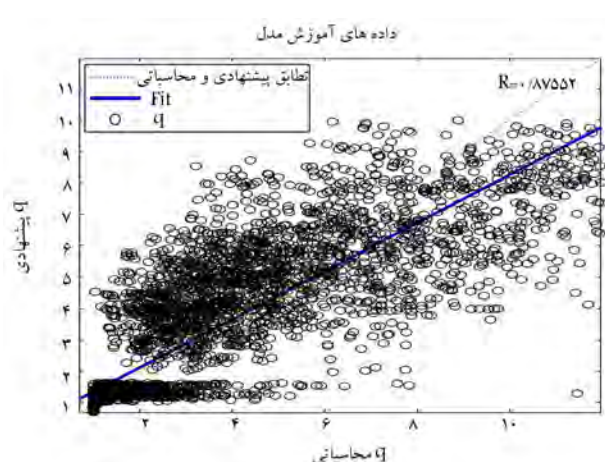
شکل ۱۳. مقایسه‌ی نتایج حاصل از مدل پیشنهادی (بر مبنای روش Subtracting clustering) و مقادیر واقعی در داده‌های آموزش.



شکل ۱۱. همبستگی نتایج حاصل از مدل پیشنهادی (روش Subtracting clustering) و مقادیر واقعی در داده‌های آموزش.



شکل ۱۴. مقایسه‌ی نتایج حاصل از مدل پیشنهادی (بر مبنای روش FCM) و مقادیر واقعی در داده‌های آموزش.



شکل ۱۲. همبستگی نتایج حاصل از مدل پیشنهادی (روش FCM) و مقادیر واقعی در داده‌های آموزش.

۵. اعتبارسنجی مدل

به منظور اعتبارسنجی و آزمایش مدل‌های ایجاد شده، از داده‌های آزمون، شامل ۲۲۵۷ دسته که حدوداً ۲۵٪ کل داده‌ها را تشکیل می‌دهد، استفاده شده است. نتایج حاصل از مدل‌های مختلف برای داده‌های آزمون در شکل‌های ۱۳ و ۱۴ مشاهده می‌شوند، که مطابق آن‌ها در مدل ایجاد شده بر اساس FCM، تطابق بیشتری بین داده‌های پیش‌بینی شده (نتایج حاصل از مدل) و مقادیر واقعی وجود دارد. به منظور ارزیابی مدل در داده‌های آزمون، همانند داده‌های آموزش، معیارهای خطای مرسوم شامل RMSE، Mean Error، MARE% و R محاسبه و نتایج به دست آمده در جدول ۹ ارائه شده است. مجدداً مشاهده می‌شود که مدل ایجاد شده با استفاده از روش FCM، دقت بیشتری دارد.

$$Mean Error = \frac{Error}{N} \quad (14)$$

$$RMSE = \sqrt{\frac{\sum Error^2}{N}} \quad (15)$$

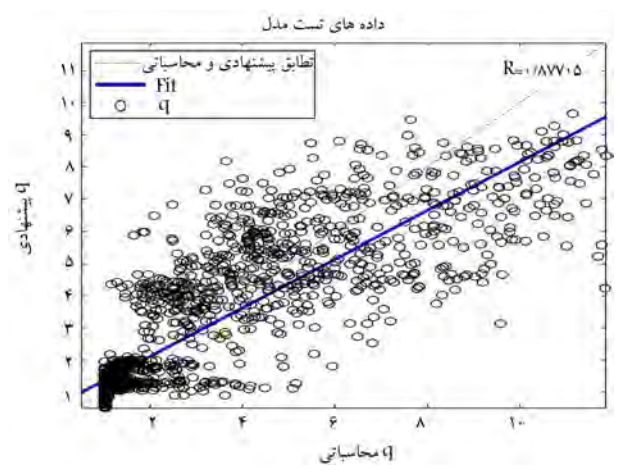
$$\overline{Error} = \frac{\sum Error}{N} \quad (16)$$

که در آن‌ها، N تعداد دسته داده‌هاست. همان‌گونه که در جدول ۸ مشاهده می‌شود، مقدار ضریب همبستگی برای داده‌های آموزش، مدل ایجاد شده بر اساس روش FCM مقدار بالاتری را نشان می‌دهد. از این رو استنباط می‌شود که نتایج دقیق‌تری برای پیش‌بینی ضریب رفتار در محدوده‌ی داده‌های استفاده شده بر اساس مدل FCM ارائه شده است.

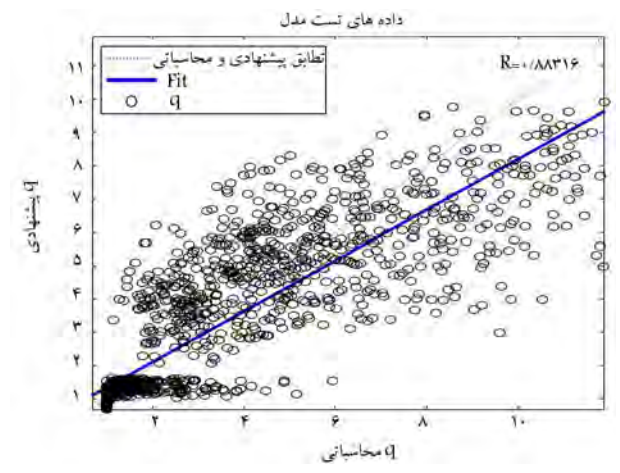
وجود دارد. همچنین، با بررسی پارامترهای خطای مندرج در جدول ۹، نتیجه گرفته می‌شود که FCM، میانگین خطا و میانگین مربعات خطای کمتری نسبت به سایر مدل‌ها دارد؛ همچنین، محدوده‌ی تغییرات خطا نیز در مدل FCM کمتر است.

۶. نتیجه‌گیری

در پژوهش حاضر، پس از مطالعه‌ی تعداد قابل توجهی از قاب‌های EBF، یک بانک داده‌ی وسیع، شامل ۱۲۹۶۰ داده، تحت آنالیز دینامیکی غیرخطی تهیه شده است. از میان ۱۲۹۶۰ داده، برای پیش‌بینی الگوریتم استنتاجی عصبی - فازی در سیستم ANFIS، ۹۰۲۷ داده استفاده شدند. سایر مدل‌ها بر اساس عواملی چون منظور کردن حذف ناپایداری‌های ریاضی مدل‌های غیرخطی، با انجام یک فرایند پیچیده حذف شدند. تأکید اصلی بر معرفی توانمندی مدل پیشنهادی در تطبیق آن با چهارچوب روش‌های طراحی است، که بر پایه‌ی تحلیل‌های ارتجاعی استوار هستند. مدل هوشمند تولید شده، برای برآورد ضریب رفتار سازه‌های فولادی EBF در زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک ارائه شده و یک تابع غیرخطی از: تعداد طبقات، لاغری مهاربندها، سختی ستون‌ها، دوره‌ی تناوب سازه، نسبت طول پیوند به طول کل تیر، سطح عملکرد موردنظر طراح، و شکل‌پذیری بام بوده است. به‌منظور ایجاد بهترین و دقیق‌ترین مدل، از روش‌های Subtractive clustering و Fuzzy C-Mean clustering استفاده شده است. بر اساس نتایج، مدل ایجاد شده بر اساس FCM، نتایج دقیق‌تری نسبت به مدل دیگر به دست داده است. مدل ارائه شده، در محدوده‌ی داده‌های استفاده شده، یک مدل هوشمند است و می‌توان از آن برای برآورد ضریب رفتار سازه‌های با پیکربندی مهاربندی واگرا استفاده کرد. برای ارزیابی عملکرد مدل، از ضریب همبستگی و معیارهای مرسوم محاسبه‌ی خطا، از جمله ریشه‌ی میانگین مربعات خطا و میانگین قدرمطلق خطای نسبی استفاده شده است. ضریب همبستگی در داده‌های آزمون برای مدل هوشمند ارائه شده بر اساس FCM برابر با ۰/۸۸۳ بوده است. بدین ترتیب، مدل با دقت بسیار مناسبی قادر به پیش‌بینی ضریب رفتار سازه‌های با پیکربندی مهاربندی واگراست. می‌توان اضافه کرد که از مدل هوشمند توسعه یافته می‌توان به‌عنوان یک روش جایگزین دقیق برای پیش‌بینی ضریب رفتار برای سازه‌های EBF، تحت زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک استفاده کرد.



شکل ۱۵. همبستگی نتایج حاصل از مدل پیشنهادی (روش Subtracting clustering) و مقادیر واقعی در داده‌های آموزش.



شکل ۱۶. همبستگی نتایج حاصل از مدل پیشنهادی (روش FCM) و مقادیر واقعی در داده‌های آموزش.

همبستگی بین نتایج حاصل از مدل‌های مختلف و مقادیر تجربی برای داده‌های آزمون در شکل‌های ۱۵ و ۱۶ مشاهده می‌شود. نتایج نشان می‌دهند که در مدل ایجاد شده با استفاده از FCM، همبستگی بیشتری بین نتایج مدل و مقادیر تجربی

پانویس‌ها

1. Shimazaki
2. Leapage
3. castiglioni and zambrano
4. Krawinkler and Rahnama
5. Hall
6. Krawinkler
7. single degree of freedom
8. forward directivity
9. Hakan

10. black box
11. non-heuristic algorithms
12. Jang
13. fuzzy inference system
14. artificial neural network
15. membership degree
16. linguistic variables
17. product
18. normalized layer
19. Bosco
20. incremental dynamic analysis
21. Baker

22. peak ground velocity
23. adaptive neuro-fuzzy inference system
24. Karavasilis
25. fuzzy inference system
26. subtracting clustering
27. fuzzy C-mean clustering
28. error
29. mean error
30. RMSE
31. AARE%
32. R

(References) منابع

1. Shimazaki, K. and Sozen, M.A. "Seismic drift of reinforced concrete structures", Hazama-gumi (1984).
2. Lepage, A. "A method for drift-control in earthquake-resistant design of RC building structures", University of Illinois at Urbana-Champaign (1997).
3. Gupta, A. and Krawinkler, H. "Behavior of ductile SM-RFs at various seismic hazard levels", *Journal of Structural Engineering*, **126**(1), pp. 98-107 (2000).
4. Karavasilis, T.L., Bazeos, N. and Beskos, D. "Estimation of seismic inelastic deformation demands in plane steel MRF with vertical mass irregularities", *Engineering Structures*, **30**(11), pp. 3265-3275 (2008).
5. Karavasilis, T.L., Makris, N., Bazeos, N. and et al. "Dimensional response analysis of multistory regular steel MRF subjected to pulselike earthquake ground motions", *Journal of Structural Engineering*, **136**(8), pp. 921-932 (2010).
6. Medina, R.A. and Krawinkler, H. "Seismic demands for nondeteriorating frame structures and their dependence on ground motions", Pacific Earthquake Engineering Research Center (2004).
7. Medina, R.A. and Krawinkler, H. "Evaluation of drift demands for the seismic performance assessment of frames", *Journal of Structural Engineering*, **131**(7), pp. 1003-1013 (2005).
8. Castiglioni, C.A. and Zambrano, A. "Determination of the behaviour factor of steel moment-resisting (MR) frames by a damage accumulation approach", *Journal of Constructional Steel Research*, **66**(5), pp. 723-735 (2010).
9. Council, A.T. "Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures", FEMA Region II (2005).
10. Santa-Ana, P.R. and Miranda, E. "Strength reduction factors for multi-degree-of-freedom systems", *In Proceedings of the 12th world conference on Earthquake Engineering*, **1446**, Auckland, New Zealand (2000).
11. Krawinkler, H. and Rahnema, M. "Effects of soft soils on design spectra", *In 10th World Conference on Earthquake Engineering*, **10**, pp. 5841-5846 (1992).
12. Hall, J.F., Heaton, T.H., Halling, M.W. and et al. "Near-source ground motion and its effects on flexible buildings", *Earthquake Spectra*, **11**(4), pp. 569-605 (1995).
13. Krawinkler, H., Anderson, J., Bertero, V. and et al. "Steel buildings", *Earthquake Spectra*, **12**(S1), pp. 25-47 (1996).
14. Makris, N. and Black, C.J. "Dimensional analysis of bilinear oscillators under pulse-type excitations", *Journal of Engineering Mechanics*, **130**(9), pp. 1019-1031 (2004).
15. Gerami, M. and Abdollahzadeh, D. "Local and global effects of forward directivity", *Gradevinar*, **65**(11), pp. 971-985 (2013).
16. Mashayekhi, A., Gerami, M. and Siahpolo, N. "Assessment of higher modes effects on steel moment resisting structures under near-fault earthquakes with forward directivity effect along strike-parallel and strike-normal components", *International Journal of Steel Structures*, **19**(5), pp. 1543-1559 (2019).
17. Hakim, S. and Abdul Razak, H. "Adaptive neuro fuzzy inference system (ANFIS) and artificial neural networks (ANNs) for structural damage identification", *Struct. Eng. Mech*, **45**(6), pp. 779-802 (2013).
18. Basarir, H., Elchalakani, M. and Karrech, A. "The prediction of ultimate pure bending moment of concrete-filled steel tubes by adaptive neuro-fuzzy inference system (ANFIS)", *Neural Computing and Applications*, **31**(2), pp. 1239-1252 (2019).
19. Straccia, U., *Foundations of Fuzzy Logic and Semantic Web Languages*, Chapman & Hall (2014).
20. Nikravesh, M., *Evolution of Fuzzy Logic: From Intelligent Systems and Computation to Human Mind*, in Forging New Frontiers: Fuzzy Pioneers I: Springer, pp. 37-53 (2007).
21. Jang, J.-S. "ANFIS: adaptive-network-based fuzzy inference system", *IEEE Transactions on Systems, Man, and Cybernetics*, **23**(3), pp. 665-685 (1993).
22. Iranian Code of Practice for Seismic Resistance Design of Buildings: Standard No. 2800. 3rd Edition, Building and Housing Research Center (In Persian).
23. Rice, P.F., Hoffman, E.S., Gustafson, D.P. and et al., *Structural Design Guide to AISC Specifications for Buildings*, AISC-360-05, 0442269048 (2005).
24. Iranian National Building Code: Design and construction of steel structures-division 10., H. a. U. D. R. C. Road, Tehran, Iran (2014).
25. Karavasilis, T.L., Bazeos, N. and Beskos, D.E. "Estimation of seismic drift and ductility demands in planar regular X-braced steel frames", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **36**(15), pp. 2273-2289 (2007).
26. Fakhraddini, A., Hamed, S. and Fadaee, M.J. "Peak displacement patterns for the performance-based seismic design of steel eccentrically braced frames", *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, **18**(2), pp. 379-393 (2019).
27. Bosco, M., Marino, E.M. and Rossi, P.P. "Modelling of steel link beams of short, intermediate or long length", *Engineering Structures*, **84**, pp. 406-418 (2015).
28. McKenna, F. "OpenSees: a framework for earthquake engineering simulation", *Computing in Science & Engineering*, **13**(4), pp. 58-66 (2011).
29. Pekelnicky, R., Engineers, S.D., Chris Poland, S. and et al. "ASCE 41-13: seismic evaluation and retrofit rehabilitation of existing buildings", *Proceedings of the SEAOC* (2012).

30. Tzimas, A., Karavasilis, T., Bazeos, N. and et al. "Extension of the hybrid force/displacement (HFD) seismic design method to 3D steel moment-resisting frame buildings", *Engineering Structures*, **147**, pp. 486-504 (2017).
31. De Luca, F., Iervolino, I. and Cosenza, E. "Un-scaled, scaled, adjusted and artificial spectral matching accelerograms: displacement-and energy-based assessment", *Proceedings of XIII ANIDIS, L'ingegneria Sismica in Italia*, Bologna, Italy (2009).
32. Hancock, J., *The Influence of Duration and the Selection and Scaling of Accelerograms in Engineering Design and Assessment*, Imperial College London (University of London) (2006).
33. Baker, J.W. "Quantitative classification of near-fault ground motions using wavelet analysis", *Bulletin of the Seismological Society of America*, **97**(5), pp. 1486-1501 (2007).
34. Bosco, M. and Rossi, P. "Seismic behaviour of eccentrically braced frames", *Engineering Structures*, **31**(3), pp. 664-674 (2009).
35. Kuşyılmaz, A. and Topkaya, C. "Design overstrength of steel eccentrically braced frames", *International Journal of Steel Structures*, **13**(3), pp. 529-545 (2013).
36. Rossi, P. and Lombardo, A. "Influence of the link overstrength factor on the seismic behaviour of eccentrically braced frames", *Journal of Constructional Steel Research*, **63**(11), pp. 1529-1545 (2007).
37. Committee, A. "Specification for structural steel buildings (ANSI/AISC 360-10)", American Institute of Steel Construction, Chicago-Illinois (2010).