

ارائه‌ی مدل تخمین پاسخ غیرکشسان سازه‌های یک درجه آزادی کاهنده‌ی معادل تحت رکوردهای ثبت‌شده در خاک‌های سخت به وسیله‌ی شبکه‌های عصبی مصنوعی

غلامرضا قدرتی امیری* (استاد)

محمد محمدی ده‌چشمه (دانشجوی دکتری)

احسان درویشان (دانش آموخته دکتری)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران

با توجه به گسترش روزافزون مباحث طراحی براساس عملکرد در ایران نیاز به رابطه‌ی جهت تخمین پاسخ غیرکشسان سازه‌هاست. در این مطالعه نیز سعی بر آن است که پاسخ غیرکشسان سازه‌ها با ایجاد یک مجموعه داده‌ی مرجع بدون انجام تحلیل بر روی سازه‌ها به دست آورده شود. برای این منظور از شبکه‌های عصبی مصنوعی استفاده شده است. در این نوشتار پاسخ سازه‌های یک درجه آزادی با ویژگی‌های مختلف و ۳ نوع رفتار کاهنده تحت انواع رکوردهای مختلف زلزله به دست آورده شده است. با توجه به پراکندگی نسبتاً زیاد رکوردهای موجود برای کمینه‌سازی مقدار خطا در تخمین پاسخ غیرکشسان، نتایج مورد استفاده در مرحله‌ی آموزش شبکه‌های عصبی براساس دوره‌ی تناوب غالب رکوردهای زلزله تقسیم‌بندی شده‌اند. و نهایتاً با توجه به شبکه‌های عصبی مصنوعی بهینه، پاسخ سازه‌های یک درجه آزادی با زوال سختی و مقاومت تحت انواع رکوردهای مختلف زلزله پیش‌بینی شده است.

واژگان کلیدی: سازه‌ی یک درجه آزادی با زوال سختی و مقاومت، تحلیل

استاتیکی غیرخطی، تحلیل دینامیکی غیرخطی، شبکه‌ی عصبی مصنوعی، پاسخ غیرکشسان، رکورد زلزله.

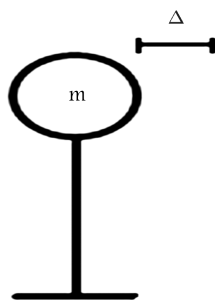
۱. مقدمه

در مطالعات بررسی خطر لرزه‌ی از روابط کاهندگی جهت پیش‌بینی پارامترهای زلزله استفاده‌ی فراوانی می‌شود. این روابط معمولاً به صورت توابع ریاضی هستند که پارامترهای زلزله را به پارامترهای منبع لرزه‌زا مربوط می‌کنند. تمامی روابط کاهندگی در تحلیل خطر لرزه‌ی کاربرد دارند. تحلیل خطر، ابزاری منطقی جهت کشتی‌کردن خطر زمین لرزه برای ساخت‌گاه موردنظر است. با استفاده از موقعیت و هندسه‌ی محل ساخت‌گاه نسبت به چشمه‌های لرزه‌زای موجود و کاربرد تحلیل خطر احتمالاتی (PSHA) می‌توان احتمال فراگذشت سالیانه از یک بیشینه‌ی شتاب زلزله‌ی معین و یا پاسخ شتاب طیفی (و یا سایر پارامترهای زلزله) را به دست آورد. با این حال، با استفاده از تحلیل خطر احتمالاتی فقط می‌توان پاسخ سیستم‌های کشسان خطی را به دست آورد، حال آنکه بیشتر سازه‌ها عملاً تحت زلزله‌های متوسط و یا شدید مقادیر جابجایی غیرخطی بزرگی را متحمل می‌شوند. طبیعتاً استفاده از مدل‌های

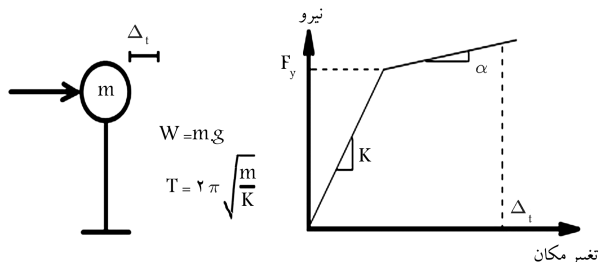
* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۹۱/۱۲/۲۳، اصلاحیه ۱۳۹۲/۴/۸، پذیرش ۱۳۹۲/۴/۱۹.

سازه‌ی سه بعدی با جزئیات اتصالات و رفتار هیستریزس مناسب، به خصوص به علت پراکندگی حاصل از رکوردهای مختلف زلزله، جهت تخمین پاسخ غیرکشسان سازه‌ها، نتایج مطلوبی ارائه می‌دهد. با این حال، تحلیل دینامیکی چنین مدل‌هایی اغلب پیچیده و وقت‌گیر است. در نتیجه در این حالت پیدا کردن روش‌هایی سریع و کارآمد جهت تخمین پاسخ غیرکشسان سیستم‌ها بسیار حائز اهمیت است. اگرچه بیشتر سازه‌ها مانند سیستم‌های یک درجه آزادی رفتار نمی‌کنند، پژوهش‌های متعددی نشان می‌دهند که رفتار سازه‌های با یک درجه آزادی می‌تواند مبنایی برای تخمین رفتار سازه‌های واقعی باشد.^[۱-۷] برای این کار تاکنون روش‌های تحلیل متعددی ارائه شده‌اند. یکی از پرکاربردترین آنها روش‌های تحلیل استاتیکی غیرخطی است که در بسیاری از دستورالعمل‌ها جهت طراحی ساختمان‌های جدید و یا بهسازی ساختمان‌های موجود مورد توجه قرار گرفته‌اند. روش استاتیکی غیرخطی از یک سری روابط تجربی جهت ارتباط پاسخ بیشینه‌ی کشسان یک سیستم یک درجه آزادی به پاسخ غیرخطی سازه‌ی چند درجه آزادی متناظر آن استفاده می‌کند. روش



شکل ۱. سازه‌ی یک درجه آزادی مدل شده در نرم افزار IDARC.



شکل ۲. مدل سازی رفتار دو خطی سازه‌ی یک درجه آزادی در نرم افزار IDARC.

رابطه‌های ۲ و ۳ در نظر گرفته شده‌اند. در شکل ۲، این پارامترها به صورت شماتیک نشان داده شده‌اند.

$$\alpha : \{0, 2, 4, 6, 8, 10\} \quad (2)$$

$$\frac{V_y}{W} : \{0, 0, 5, 0, 7, 0, 9, 0, 11, 0, 13, 0, 15\} \quad (3)$$

در مرحله‌ی بعد برای در نظر گرفتن اثر کاهندگی در چرخه‌های هیستریزس، سه نوع رفتار کاهندگی به صورت: ۱. مدل کلاف بدون کاهش سختی و مقاومت (رفتار کاهندگی)، ۲. مدل تاکدا با در نظر گرفتن کاهش سختی و مقاومت معتدل (رفتار کاهندگی)، ۳. مدلی که پارامترهای کاهش سختی، مقاومت و باریک شدن در آن شدید است (رفتار کاهندگی ۳)، [۲۰] در نظر گرفته شده است. این مقادیر پارامترها مطابق پژوهش‌های انجام شده‌ی پارک و همکاران، [۱۸] و تاکدا و همکاران، [۲۰] انتخاب شده‌اند.

۳. تحلیل سازه‌ی یک درجه آزادی

۳.۱. رکوردهای زلزله‌ی مورد استفاده

برای انجام تحلیل غیرخطی تاریخچه‌ی زمانی بر روی سازه‌ی یک درجه آزادی احتیاج به رکوردهای مختلف زلزله است. در این نوشتار، خاک‌های نوع A و B طبق تقسیم بندی USGS (جدول ۱) در نظر گرفته شده‌اند. هدف از کاهش تعداد تیپ‌های خاک‌ها، افزایش تعداد رکوردهای موجود جهت انجام تحلیل و در نتیجه، کاهش پراکندگی نتایج است. برای این منظور یک مجموعه‌ی رکورد زلزله (تعداد ۴۰ رکورد مختلف زلزله‌ی ثبت شده در خاک‌های نوع A, B) مطابق با جداول پیوست برای انجام تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی سازه‌ی یک درجه آزادی انتخاب شده است.

پس از انتخاب مجموعه‌ی رکورد زلزله، پارامترهای دوره‌ی تناوب غالب رکورد زلزله (T_p) (دوره‌ی تناوبی که بیشینه‌ی شتاب طیفی در طیف پاسخ شتاب با در نظر گرفتن میرایی ۵٪ اتفاق می‌افتد). [۲۱] مدت دوام حرکت زمین (Duration)

دیگر استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی بر روی سازه‌های یک درجه آزادی و با استفاده از تعداد زیادی رکورد زلزله است. [۸-۱۴] بدین ترتیب با در دست داشتن تعداد زیادی داده‌ی ورودی و خروجی از تحلیل برازش داده‌ها می‌توان یک رابطه‌ی ریاضی (همانند رابطه‌ی کاهندگی) ارائه کرد.

مطلوبی که در این میان باید مورد توجه قرار گیرد، اثرات کاهش و زوال ناشی از چرخه‌های هیستریزس در تحلیل دینامیکی غیرخطی است. بیشتر روابط ارائه شده تاکنون جهت سهولت و کاهش پراکندگی نتایج تحلیل از اثرات کاهش در چرخه‌های هیستریزس صرف نظر کرده‌اند و یک منحنی دوخطی با در نظر گرفتن سخت شدن کرنشی را به عنوان رفتار هیستریزس به کار برده‌اند. اخیراً در پژوهش‌هایی اثر رفتار کاهنده‌ی Bouc-Wen در نتایج طیف پاسخ جابجایی غیرکشسان بررسی شده و این نتیجه به دست آمده است که کاهش در چرخه‌های هیستریزس باعث افزایش تقاضای شکل پذیری به خصوص در سازه‌های با دوره‌ی تناوب کوتاه می‌شود. ضمناً اثر باریک شدن [۱۶، ۱۵] می‌تواند تأثیر بسزایی در افزایش شدت تقاضا داشته باشد (۲۰۰۹). [۱۶، ۱۵] اخیراً نیز در سال ۲۰۱۰، [۱۷] یک رابطه‌ی کاهندگی برای طیف پاسخ غیرکشسان ارائه شده است، که طیف پاسخ غیرخطی را به ازاء هر سطح شکل پذیری به بزرگی زلزله، مکانیزم گسل، فاصله از گسل، شرایط سطحی خاک و عمق رسوبات مربوط می‌کند. [۱۸]

در این نوشتار نیز برای به دست آوردن مدل تخمین پاسخ غیرکشسان سازه‌ی یک درجه آزادی با زوال سختی و مقاومت بر روی سازه‌های یک درجه آزادی با ویژگی‌های مختلف تحت یک مجموعه‌ی مختلف رکورد زلزله، تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی انجام شده است. با توجه به پاسخ غیرکشسان حاصل از تحلیل (به عنوان پارامتر خروجی) و ویژگی‌های سازه‌ی یک درجه آزادی و مشخصات رکورد زلزله‌ی مورد استفاده (به عنوان پارامترهای ورودی) تعدادی مجموعه‌ی داده‌های مرجع تشکیل شده است. در روش‌های سنتی ارتباط بین پارامترهای ورودی و خروجی با استفاده از عملیات برازش صورت می‌گیرد، که نهایتاً منجر به ارائه‌ی یک رابطه‌ی ریاضی می‌شود. در این نوشتار، به جای عملیات برازش از شبکه‌ی عصبی مصنوعی استفاده شده است. در گام بعدی به وسیله‌ی مجموعه‌های داده‌های مرجع به دست آمده مراحل آموزش و آزمون شبکه‌های عصبی مصنوعی انجام شده است. در این نوشتار، هدف به دست آوردن یک شبکه‌ی عصبی مصنوعی بهینه است، که قادر به پیش‌بینی پاسخ غیرکشسان سازه‌های یک درجه آزادی با زوال سختی و مقاومت باشد.

۲. مدل سازی و تحلیل سازه‌ی یک درجه آزادی در

نرم افزار IDARC

در این نوشتار، سازه‌ی یک درجه آزادی به صورت یک ستون یک سرگیردار به ارتفاع ۳ متر، که یک جرم متمرکز در انتهای آن قرار گرفته است، مدل سازی شده است (شکل ۱). تنها درجه آزادی سازه‌ی مدل شده جابجایی، نقطه‌ی انتهایی ستون در نظر گرفته شده است.

با تغییر مقدار جرم متمرکز در انتهای ستون و مقدار سختی، مقادیر مختلف دوره‌ی تناوب سازه‌ی یک درجه آزادی مدل و مقدار دوره‌ی تناوب سازه‌ی یک درجه آزادی بین مقادیر ۰٫۱ تا ۴٫۰ به دست آورده شده است (رابطه ۱):

$$T \in: \{0, 1, 0, 2, 0, 3, \dots, 3, 8, 3, 9, 4\} \quad (1)$$

در گام بعدی برای به دست آوردن انواع رفتارهای دو خطی برای سازه‌ی یک درجه آزادی، مقادیر پارامترهای شیب پس از کشسان α و پرش غیرکشسان $\frac{V_y}{W}$ به صورت

جدول ۱. تقسیم‌بندی خاک‌ها بر طبق تقسیم‌بندی USGS [۲۱].

| نوع زمین | مواد متشکل ساختگاه | $V_s/v_{30} (ms^{-1})$ |
|----------|---|------------------------|
| A | خاک‌های سخت (شن، ماسه متراکم، رس بسیار سخت) با ضخامت کمتر از ۳۰ متر از روی بستر سنگی | $> 75^\circ$ |
| B | خاک‌های سخت (شن و ماسه متراکم، رس بسیار سخت) با ضخامت بیشتر از ۳۰ متر | $36^\circ - 75^\circ$ |
| C | خاک‌های با تراکم متوسط، طبقات شن و ماسه با پیوند متوسط بین دانه‌ی و رس با سختی متوسط | $18^\circ - 36^\circ$ |
| D | هرگونه پروفیل خاک که شامل حداقل ۶ متر خاک رس با اندیس خمیری بیشتر از ۲۰ و درصد رطوبت بیشتر از ۴۰ باشد | $< 18^\circ$ |

معنی‌دار بودن متغیرهای مستقل در پیش‌بینی متغیر وابسته را نشان می‌دهد. در این روش میزان اهمیت و یا به عبارت دیگر، کارایی (Efficiency) هر متغیر براساس اندازه‌ی آماره‌ی F (F-Statistic) و سطح معنی‌داری آن با آزمون p-Value مشخص می‌شود. براساس این آزمون فرض صفر آن است که متغیر مستقل موردنظر در پیش‌بینی متغیر وابسته، کارایی لازم را ندارد و فرض مخالف آن است که متغیر مستقل موردنظر در پیش‌بینی متغیر وابسته، کارایی لازم را دارد. به عبارت دیگر، در حالت اول متغیر مستقل به ازاء مقادیر مختلف متغیر وابسته، دارای توزیع تصادفی است (بدون الگوی مشخص)، اما در حالت دوم نوعی ارتباط (همبستگی) میان آن‌ها مشاهده می‌شود. آزمون P-Value به این صورت عمل می‌کند:

$$\begin{cases} P\text{-Value} \leq 0.01 & \text{معنی‌دار بودن متغیر مستقل در پیش‌بینی متغیر وابسته} \\ P\text{-Value} \geq 0.01 & \text{بی‌معنی بودن متغیر مستقل در پیش‌بینی متغیر وابسته} \end{cases}$$

در جدول ۳، اندازه‌ی آماره‌ی F (F-Statistic) و سطح معنی‌داری (آزمون p-value) برای همه‌ی متغیرهای مستقل محاسبه شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، با توجه به سطح معنی‌داری، فرض صفر برای تمامی متغیرهای مستقل رد می‌شود. بدین معنا که کلیه‌ی پارامترهای ورودی مذکور در پاسخ سازه تأثیرگذارند.

۴. شبکه‌ی عصبی مصنوعی

پس از به دست آوردن مجموعه‌ی داده‌ی مرجع، نوبت به انتخاب یک عملگر مناسب برای ارتباط بین پارامترهای ورودی و خروجی می‌رسد. با توجه به رفتار غیرخطی سازه و پیچیده بودن رابطه‌ی بین پارامترهای ورودی و خروجی و همچنین تعداد زیاد این پارامترها، شبکه‌ی عصبی مصنوعی به عنوان عملگر مناسب انتخاب شده است. برای دست‌یابی به این هدف از بین شبکه‌های عصبی مصنوعی مختلف، شبکه‌های عصبی مصنوعی پرسپترون چند لایه انتخاب شده است. در ادامه، روند الگوریتم مورد استفاده با استفاده از شبکه‌ی عصبی جهت به دست آوردن یک رابطه برای تخمین پاسخ غیرکشسان سازه در شکل ۳ نشان داده شده است.

۱.۴. تعیین تعداد لایه‌های مخفی و نرون‌ها و توابع تحریک مناسب

برای رسیدن به یک شبکه‌ی عصبی مصنوعی مناسب به همراه دقت کافی و مدت زمان آموزش نسبتاً کم لازم است که تعداد نرون‌ها و لایه‌های مخفی شبکه به‌طور

(مدت زمانی که مقدار ۵ تا ۹۵ درصد انرژی بیشینه‌ی زلزله آزاد می‌شود)، [۲۳] و بیشینه‌ی شتاب ثبت‌شده توسط شتاب‌نگار (PGA)، [۲۴] به عنوان مشخصات اصلی از رکوردهای زلزله توسط نرم‌افزار Seismosignal استخراج شده است. در بخش تحلیل سازه‌ی یک درجه آزادی با زوال سختی و مقاومت برای دستیابی به مقادیر مختلف PGA برای رکورد زلزله‌های مختلف استفاده شده در نرم‌افزار IDARC از طریق ضرب کردن مقادیر مختلف ضرایب (Curve Multiple) در مقدار PGA اصلی رکورد زلزله، مقادیر مختلف PGA در بازه‌ی ۰/۱ تا ۱/۰ برای رکورد زلزله‌های مختلف به دست آورده شده است (رابطه‌ی ۴):

$$PGA \in \{0.1, 0.2, \dots, 0.9, 1\} \quad (4)$$

۲.۳. تحلیل دینامیکی غیرخطی

برای انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی از نرم‌افزار IDARC استفاده شده است. آنالیز برای کلیه‌ی رکوردهای زلزله‌ی مذکور بر روی طیفی از سازه‌های یک درجه آزادی با پارامترهای مختلف انجام و در هر آنالیز، جایجایی بیشینه‌ی غیرکشسان سازه‌ی یک درجه آزادی محاسبه شده است. برای هر آنالیز، پارامترهای ورودی شامل Period, Duration, PGA, T_1 , $\frac{V_{y1}}{W_1}$, α نیز ثبت شده‌اند (منظور از Period همان دوره‌ی تناوب غالب است). به این ترتیب تعداد زیادی داده‌ی مرجع برای سازه‌های یک درجه آزادی به دست آمده است. این تذکر لازم است که با توجه به ۳ نوع رفتار کاهندگی و یک مجموعه‌ی رکورد زلزله‌ی در نظر گرفته شده، ۳ مجموعه‌ی داده‌ی مرجع تشکیل شده است (جدول ۲).

۳.۳. روش انتخاب پارامترهای ورودی مؤثر

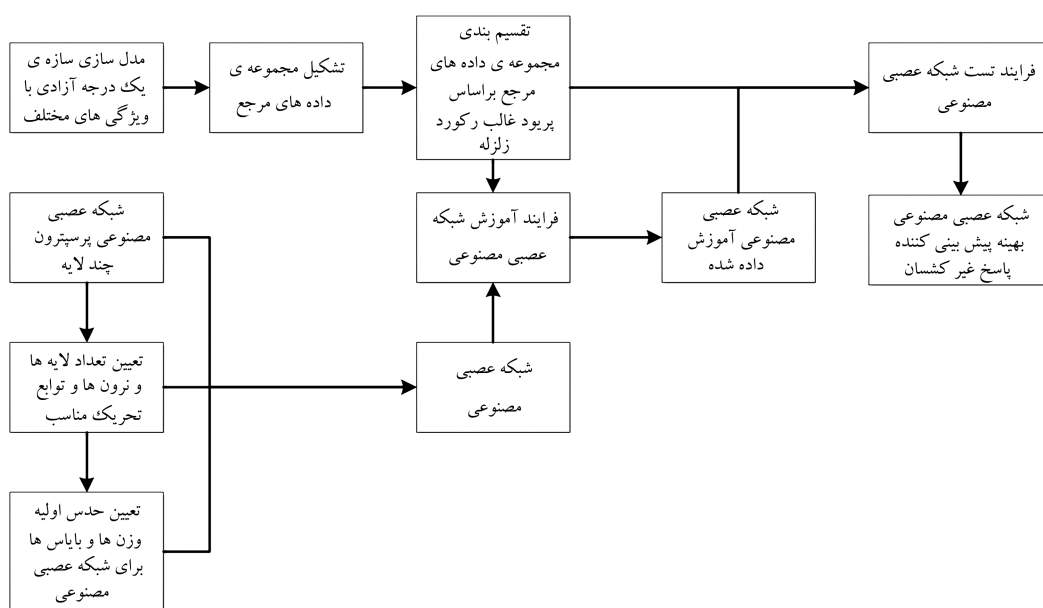
برای بررسی آنکه تمامی پارامترهای ورودی انتخاب شده در نتایج پاسخ سازه تأثیرگذارند یا خیر، یک آزمون انتخاب خصیصه انجام شده است. این آزمون میزان اهمیت و

جدول ۲. جزئیات مربوط به ۳ مجموعه‌ی داده‌های مرجع.

| شماره‌ی مجموعه‌ی داده‌های مرجع | شماره‌ی رفتار کاهندگی |
|--------------------------------|-----------------------|
| ۱ | ۱ |
| ۲ | ۲ |
| ۳ | ۳ |

جدول ۳. مقادیر F-Statistic و نتایج آزمون P-Value در ۳ مجموعه‌ی داده‌های مرجع.

| P-Value | | | F-Statistic | | | پارامترهای ورودی |
|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|------------------|
| مجموعه‌ی داده‌های مرجع ۳ | مجموعه‌ی داده‌های مرجع ۲ | مجموعه‌ی داده‌های مرجع ۱ | مجموعه‌ی داده‌های مرجع ۳ | مجموعه‌ی داده‌های مرجع ۲ | مجموعه‌ی داده‌های مرجع ۱ | |
| ۰٫۰۰۰۰۰۰ | ۰٫۰۰۰۰۰۰ | ۰٫۰۰۰۰۰۰ | ۱۰۸۳۸٫۴۴ | ۹۷۴٫۶۷ | ۹۲۱۵٫۷۴ | PGA |
| ۰٫۰۰۰۰۰۰ | ۰٫۰۰۰۰۰۰ | ۰٫۰۰۰۰۰۰ | ۶۹۴٫۰۵ | ۸۳۹٫۵۹ | ۷۸۸٫۰۵۱ | Period |
| ۰٫۰۰۰۰۰۰ | ۰٫۰۰۰۰۰۰ | ۰٫۰۰۰۰۰۰ | ۶۳۴٫۳۷ | ۷۴۷٫۷۳ | ۷۰۱٫۴۳۴ | Duration |
| ۰٫۰۰۰۰۰۰ | ۰٫۰۰۰۰۰۰ | ۰٫۰۰۰۰۰۰ | ۶۳۲٫۳۰ | ۵۷۷٫۴۴ | ۵۷۷٫۰۲ | T |
| ۰٫۰۰۰۰۰۰ | ۰٫۰۰۰۰۱۹۲ | ۰٫۰۰۰۰۰۰ | ۴۴٫۴۴ | ۴٫۸۶ | ۱۱٫۹۲ | α |
| ۰٫۰۰۰۰۱۰۶ | ۰٫۰۰۰۲۲۷۸۸ | ۰٫۰۰۰۳۸۳۳ | ۵٫۱۲ | ۲٫۶۱ | ۳٫۴۷ | V_y/W |



شکل ۳. الگوریتم مورد استفاده جهت به‌دست‌آوردن یک رابطه برای تخمین پاسخ غیرکشسان سازه.

الگوریتم ژنتیک، یک الگوریتم بهینه‌سازی است؛ در آخرین گام جهت کاهش خطا و زمان آموزش شبکه‌های عصبی مصنوعی، الگوریتم ژنتیک با شبکه‌ی عصبی مصنوعی کوپل شده است. نحوه‌ی کوپل شدن این‌گونه است که با استفاده از الگوریتم ژنتیک مقادیر اولیه‌ی وزن‌ها و بایاس‌ها به‌دست آورده شده و با استفاده از مقادیر اولیه‌ی مذکور، مرحله‌ی آموزش و آزمون شبکه‌های عصبی آغاز شده است. در جدول ۶، میانگین درصد خطا فرایند آزمون و آموزش شبکه‌های عصبی مصنوعی ساده و کوپل‌شده برای ۳ مجموعه‌ی داده‌های مرجع در دو حالت با یکدیگر مقایسه شده است.

مناسب تعیین شود. تعیین این پارامترها از طریق روش سعی و خطا انجام شده است. جدول‌های ۴ و ۵، مقادیر زمان آموزش و دقت هر یک از این گزینه‌ها را نشان می‌دهد. با توجه به جدول‌های مذکور می‌توان مشاهده کرد که شبکه‌ی عصبی مصنوعی پرسپترون چند لایه به همراه دو لایه‌ی مخفی (لایه‌ی اول و دوم) و یک لایه‌ی خروجی (لایه‌ی سوم) که توابع تحریک برای لایه‌های اول، دوم و سوم به ترتیب تانزانت سیگموئید، لگاریتم سیگموئید و خطی که به همراه ۴۳ نرون بهترین نتیجه را می‌دهد.

۲.۴. بهبود حدس اولیه‌ی وزن و مقادیر ثابت شبکه‌ی عصبی مصنوعی

۳.۴. تقسیم‌بندی مجموعه‌ی داده‌های مرجع
با توجه به نتایج به‌دست‌آمده در جدول ۳، پارامتر دوره‌ی تناوب غالب رکورد زلزله یکی از پارامترهای مهم در پیش‌بینی متغیر وابسته است. به همین منظور در این مرحله

با توجه به اهمیت حدس اولیه‌ی وزن‌ها و مقادیر ثابت در نتایج آموزش شبکه، از الگوریتم ژنتیک برای تعیین بهینه‌ی این پارامترها استفاده شده است. از آنجا که

جدول ۴. مشخصات کلی شبکه‌ی عصبی و نتایج با یک لایه‌ی مخفی و ۲۵° تکرار.

| ردیف | تابع تحریک لایه‌ی اول | تابع تحریک لایه‌ی دوم | تعداد نرون‌ها | ضریب همبستگی ناحیه‌ی آموزش | ضریب همبستگی ناحیه‌ی آزمون |
|------|-----------------------|-----------------------|---------------|----------------------------|----------------------------|
| ۱ | تانزانت سیگموئید | خطی | ۱۵ | ۰٫۹۴۶ | ۰٫۸۶۳۷ |
| ۲ | تانزانت سیگموئید | خطی | ۱۷ | ۰٫۹۵۶۷ | ۰٫۹۱۳۱ |
| ۳ | تانزانت سیگموئید | خطی | ۲۰ | ۰٫۹۶۱۴ | ۰٫۸۹۴۰ |
| ۴ | تانزانت سیگموئید | خطی | ۲۵ | ۰٫۹۶۹۷ | ۰٫۹۶۸۰ |
| ۵ | تانزانت سیگموئید | خطی | ۳۰ | ۰٫۹۷۹۲ | ۰٫۹۴۹۶ |
| ۶ | لگاریتم سیگموئید | خطی | ۱۴ | ۰٫۹۳۴۹ | ۰٫۸۹۲۶ |
| ۷ | لگاریتم سیگموئید | خطی | ۱۸ | ۰٫۹۵۳۵ | ۰٫۹۲۱۱ |
| ۸ | لگاریتم سیگموئید | خطی | ۲۱ | ۰٫۹۶۱۴ | ۰٫۹۱۰۳ |
| ۹ | لگاریتم سیگموئید | خطی | ۲۶ | ۰٫۹۵۷۳ | ۰٫۹۵۹۶ |

جدول ۵. مشخصات کلی شبکه‌ی عصبی و نتایج با دو لایه‌ی مخفی و ۲۵° تکرار.

| ردیف | تابع تحریک لایه‌ی سوم | تابع تحریک لایه‌ی دوم | تابع تحریک لایه‌ی اول | تعداد نرون‌ها | زمان آموزش | ضریب همبستگی ناحیه‌ی آموزش | ضریب همبستگی ناحیه‌ی آزمون |
|------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|---------------|------------|----------------------------|----------------------------|
| ۱ | تانزانت سیگموئید | لگاریتم سیگموئید | خطی | ۱۶ | ۲ : ۲۶ | ۰٫۹۴۰۲ | ۰٫۸۰۹۲ |
| ۲ | تانزانت سیگموئید | لگاریتم سیگموئید | خطی | ۱۹ | ۳ : ۱۲ | ۰٫۹۶۷۹ | ۰٫۸۸۶۲ |
| ۳ | تانزانت سیگموئید | لگاریتم سیگموئید | خطی | ۲۲ | ۴ : ۱۹ | ۰٫۹۷۷۴ | ۰٫۹۶۸۶ |
| ۴ | تانزانت سیگموئید | لگاریتم سیگموئید | خطی | ۲۵ | ۶ : ۰۶ | ۰٫۹۸۱۸ | ۰٫۹۷۳۱ |
| ۵ | تانزانت سیگموئید | لگاریتم سیگموئید | خطی | ۲۸ | ۷ : ۲۳ | ۰٫۹۸۴۱ | ۰٫۹۸۰۵ |
| ۶ | تانزانت سیگموئید | لگاریتم سیگموئید | خطی | ۳۱ | ۹ : ۰۸ | ۰٫۹۸۷۴ | ۰٫۹۷۶۹ |
| ۷ | تانزانت سیگموئید | لگاریتم سیگموئید | خطی | ۳۴ | ۱۲ : ۲۳ | ۰٫۹۸۸۰ | ۰٫۹۷۸۸ |
| ۸ | تانزانت سیگموئید | لگاریتم سیگموئید | خطی | ۳۷ | ۱۲ : ۳۴ | ۰٫۹۸۷۹ | ۰٫۹۸۳۸ |
| ۹ | تانزانت سیگموئید | لگاریتم سیگموئید | خطی | ۴۳ | ۱۹ : ۴۵ | ۰٫۹۹۱۵ | ۰٫۹۸۳۷ |
| ۱۰ | تانزانت سیگموئید | تانزانت سیگموئید | خطی | ۲۵ | ۶ : ۱۰ | ۰٫۹۸۰۵ | ۰٫۹۷۳۴ |

جدول ۷. مقایسه‌ی درصد خطا برای حالت‌های مختلف تقسیم‌بندی براساس دوره‌ی تناوب غالب رکورد زلزله برای مجموعه‌ی داده‌های مرجع ۱.

| تعداد بازه‌های تقسیم‌بندی | درصد خطا برای فرایند آموزش و آزمون |
|---------------------------|------------------------------------|
| ۱ | ۱۳-۲۰ |
| ۲ | ۱۰-۱۲ |
| ۳ | ۱۶-۲۰ |
| ۴ | ۵-۸ |
| ۵ | ۸-۱۱ |
| ۶ | ۷-۱۰ |

جدول ۸. بازه‌های تقسیم‌بندی مجموعه‌های داده‌های مرجع بر اساس دوره‌ی تناوب غالب رکورد زلزله.

| بازه‌ی ۱ | بازه‌ی ۲ | بازه‌ی ۳ |
|-------------------|----------------------------|----------------|
| $Period \leq 0.3$ | $0.3 \leq Period \leq 0.5$ | $Period > 0.5$ |

جدول ۶. تأثیر استفاده‌ی الگوریتم ژنتیک در کاهش میانگین درصد خطا در فرایند آموزش و آزمون شبکه‌های عصبی مصنوعی.

| نوع شبکه | شبکه‌ی عصبی بدون الگوریتم ژنتیک | شبکه‌ی عصبی همراه الگوریتم ژنتیک |
|------------------|---------------------------------|----------------------------------|
| میانگین درصد خطا | ۱۳ | ۱۰ |

برای بالابردن دقت در آموزش و آزمون شبکه‌های عصبی مصنوعی به دست آمده، مجموعه‌ی داده‌ی مرجع ۱ براساس دوره‌ی تناوب غالب مجموعه‌ی رکورد زلزله‌های انتخابی مورد استفاده تقسیم‌بندی و سپس فرایند آموزش و آزمون شبکه‌های عصبی مصنوعی انجام و این نتایج به دست آمده است (جدول ۷). با توجه به نتایج آنالیز حساسیت انجام شده بر روی تعداد بازه‌های تقسیم‌بندی و رسیدن به درصد خطای قابل قبول، مقادیر پارامتر دوره‌ی تناوب به ۳ قسمت تقسیم شده‌اند. این تذکر لازم است که در صورت تقسیم‌بندی به بیش از ۳ بازه، به علت کاهش تعداد زوج‌های آموزشی برای هر مجموعه، درصد خطا در فرایند آموزش و آزمون شبکه‌های عصبی مصنوعی افزایش می‌یابد. این نتیجه‌گیری به دیگر مجموعه‌ی داده‌های مرجع تعمیم داده شده است. بازه‌های تقسیم‌بندی برای مجموعه‌های داده‌های مرجع به صورت جدول ۸ در نظر گرفته شده است.

جدول ۹. نتایج آموزش و آزمون شبکه‌های عصبی مصنوعی.

| شماره‌ی مجموعه‌ی داده‌ی مرجع | بازه‌های تقسیم‌بندی براساس دوری تناوب غالب رکورد زلزله | تعداد کل زوج‌ها | تعداد زوج‌های آموزشی | تعداد زوج‌های آزمون | ضریب همبستگی ناحیه‌ی آموزش | ضریب همبستگی ناحیه‌ی آزمون | میانگین مقدار خطا | درصد خطا |
|------------------------------|--|-----------------|----------------------|---------------------|----------------------------|----------------------------|-------------------|----------|
| ۱ | $Period \leq 0.3$ | ۱۱۶۴۰۰ | ۹۸۲۰۰ | ۱۸۲۰۰ | ۰٫۹۸۵ | ۰٫۹۹۱ | ۱٫۹۹ | ۵٫۵۷ |
| | $0.3 \leq Period \leq 0.5$ | ۹۶۵۲۲ | ۸۰۰۰۰ | ۱۶۵۲۲ | ۰٫۹۶۶ | ۰٫۹۷۶ | ۳٫۶۲ | ۸٫۴۵ |
| | $Period > 0.5$ | ۸۸۲۰۰ | ۷۳۰۰۰ | ۱۵۲۰۰ | ۰٫۹۸۵ | ۰٫۹۸۱ | ۳٫۳۱ | ۷٫۱۶ |
| ۲ | $Period \leq 0.3$ | ۱۱۶۴۰۰ | ۹۸۲۰۰ | ۱۸۲۰۰ | ۰٫۹۹۰ | ۰٫۹۹۰ | ۲٫۰۷ | ۵٫۷۴ |
| | $0.3 \leq Period \leq 0.5$ | ۹۶۰۲۲ | ۸۰۰۰۰ | ۱۶۰۲۲ | ۰٫۹۸۰ | ۰٫۹۸۱ | ۳٫۲۰ | ۷٫۵۳ |
| | $Period > 0.5$ | ۸۷۹۰۰ | ۷۳۰۰۰ | ۱۴۹۰۰ | ۰٫۹۸۴ | ۰٫۹۸۰ | ۳٫۴۱ | ۷٫۳۷ |
| ۳ | $Period \leq 0.3$ | ۱۲۵۴۰۰ | ۱۰۵۲۰۰ | ۲۰۲۰۰ | ۰٫۹۸۸ | ۰٫۹۸۸ | ۲٫۴۸ | ۶٫۷۰ |
| | $0.3 \leq Period \leq 0.5$ | ۱۱۱۸۰۰ | ۹۶۰۰۰ | ۱۵۸۰۰ | ۰٫۹۶۹ | ۰٫۹۵۱ | ۵٫۵۹ | ۱۲ |
| | $Period > 0.5$ | ۸۰۲۰۰ | ۶۷۰۰۰ | ۱۳۲۰۰ | ۰٫۹۸۶ | ۰٫۹۷۱ | ۴٫۱۴ | ۸٫۷۴ |

جدول ۱۰. جزئیات قاب‌های طراحی شده.

| مدل دهانه | تراز طبقات | تیر | | ستون ابعاد |
|-----------|------------|---------|---------|------------|
| | | R+ | R- | |
| ۳ طبقه ۳ | ۱-۳ | ۵Φ۲۵ | ۵Φ۲۲ | ۱۶Φ۲۲ × ۴۵ |
| | | ۴۵ × ۴۵ | ۳۰ × ۴۰ | |
| ۶ طبقه ۴ | ۱-۳ | ۶Φ۲۵ | ۶Φ۲۲ | ۲۰Φ۲۵ × ۵۵ |
| | | ۴۵ × ۴۵ | ۴۰ × ۴۰ | |
| ۹ طبقه ۵ | ۴-۶ | ۷Φ۲۵ | ۷Φ۲۲ | ۱۶Φ۲۲ × ۵۰ |
| | | ۴۵ × ۵۵ | ۴۰ × ۵۰ | |
| ۷-۹ | ۱-۳ | ۵Φ۲۵ | ۵Φ۲۲ | ۲۴Φ۲۵ × ۶۵ |
| | | ۴۵ × ۵۵ | ۴۰ × ۵۰ | |
| ۵ طبقه ۵ | ۴-۶ | ۷Φ۲۵ | ۷Φ۲۲ | ۱۶Φ۲۵ × ۶۰ |
| | | ۴۵ × ۴۵ | ۳۵ × ۴۵ | |

جدول ۱۱. مشخصات مدل‌ها در نرم‌افزار IDARC.

| شماره‌ی مدل | مشخصات مدل |
|-------------|-------------------------------|
| ۱ | قاب ۳ طبقه با رفتار کاهندگی ۱ |
| ۲ | قاب ۳ طبقه با رفتار کاهندگی ۲ |
| ۳ | قاب ۳ طبقه با رفتار کاهندگی ۳ |
| ۴ | قاب ۶ طبقه با رفتار کاهندگی ۱ |
| ۵ | قاب ۶ طبقه با رفتار کاهندگی ۲ |
| ۶ | قاب ۶ طبقه با رفتار کاهندگی ۳ |
| ۷ | قاب ۹ طبقه با رفتار کاهندگی ۱ |
| ۸ | قاب ۹ طبقه با رفتار کاهندگی ۲ |
| ۹ | قاب ۹ طبقه با رفتار کاهندگی ۳ |

۲.۶. آنالیز استاتیکی غیرخطی

پس از مدل‌سازی قاب‌های چند درجه آزادی در نرم‌افزار IDARC، آنالیز استاتیکی غیرخطی انجام شده است. در آنالیز استاتیکی غیرخطی برای بارگذاری جانبی از الگوی بار متناسب با مود اول نوسان قاب استفاده شده است. در این مرحله باید

۵. نتایج آموزش و آزمون شبکه‌های عصبی مصنوعی

در این مرحله برای هر بازه‌ی انتخاب‌شده در حدود ۷۰٪ داده‌ها برای آموزش شبکه‌ها و مابقی داده‌ها در فرایند آزمون شبکه‌ی آموزش داده‌شده به‌کار رفته‌اند. جدول ۹، این نتایج را برای ۳ مجموعه‌ی داده‌های مرجع نشان می‌دهد.

۶. صحت‌سنجی شبکه‌های عصبی آموزش دیده

در این مرحله برای صحت‌سنجی شبکه‌های عصبی مصنوعی بهینه، بر روی تعدادی قاب چند درجه آزادی تحت یک مجموعه‌ی رکورد زلزله‌ی انتخابی جدید، تحلیل غیرخطی تاریخی‌ی زمانی انجام و جابجایی سازه‌ی یک درجه آزادی معادل آنها به‌دست آورده شده است. در گام بعدی با توجه به ویژگی سازه‌های یک درجه آزادی معادل قاب‌های چند درجه آزادی، جابجایی سازه‌ی یک درجه آزادی معادل توسط شبکه‌ی عصبی مصنوعی بهینه به‌دست آورده شده و نتایج حاصل از دو روش با یکدیگر مقایسه شده است.

۱.۶. طراحی و مدل‌سازی قاب‌های چند درجه آزادی

در این نوشتار، رفتار ۳ نوع قاب بتن‌آرمه‌ی دو بعدی با سیستم قاب خمشی شامل سازه‌های ۳، ۶ و ۹ طبقه مورد مطالعه قرار گرفته است. طول دهانه‌ی کلیه‌ی مدل‌ها ۶ متر و ارتفاع هر طبقه ۳٫۲ متر است. در طراحی لرزه‌ی این قاب‌ها، بارگذاری لرزه‌ی طبق آیین‌نامه‌ی [۲۴]، ۲۸۰۰ انجام شده و طراحی بتنی و جزئیات آرماتورگذاری بر مبنای مبحث ۹ مقررات ملی ساختمان، [۲۵] صورت گرفته است. در این طراحی، مقاومت مشخصه‌ی بتن در حدود روابطی که رفتار بتن به‌وسیله‌ی آنها مدل شده (رفتارهای کاهندگی مورد استفاده) در نظر گرفته شده است. جزئیات مدل‌های مورد مطالعه، در جدول ۱۰ ارائه شده است.

در ادامه، تعداد ۹ نوع مدل با تعداد طبقات مختلف و انواع رفتار کاهندگی در نرم‌افزار IDARC جهت آنالیز مدل شده‌اند (جدول ۱۱).

جدول ۱۲. پارامترهای مربوط به سازه‌ی یک درجه آزادی معادل قاب چند درجه آزادی در آنالیز استاتیکی غیرخطی.

| شماره‌ی مدل | T_i | T_e | α | V_y/W |
|-------------|-------|-------|----------|---------|
| ۱-۳ | ۰٫۲۲۰ | ۰٫۲۹۰ | ۳٫۱۳ | ۰٫۱۰۴ |
| ۴-۶ | ۰٫۴۰۲ | ۰٫۴۹۵ | ۵٫۸۶ | ۰٫۱۲۶ |
| ۷-۹ | ۰٫۶۰۳ | ۰٫۷۰۸ | ۴٫۲۴ | ۰٫۰۹۵ |

جدول ۱۳. مشخصات محل و ایستگاه ثبت رکوردهای مورد استفاده در آنالیز دینامیکی تاریخیچه‌ی زمانی غیرخطی. [۲۷]

| شماره | Event | Station | سال |
|-------|------------|-------------------------|------|
| ۱ | Northridge | Littlerock-Brainard Can | ۱۹۹۴ |
| ۲ | Northridge | Mt Baldy-Elementary Sch | ۱۹۹۴ |
| ۳ | Northridge | Leona Valley #۳ | ۱۹۹۴ |

جدول ۱۴. پارامترهای ثبت شده‌ی رکورد زلزله‌های مورد استفاده در آنالیز دینامیکی تاریخیچه‌ی زمانی غیرخطی. [۲۷]

| شماره | نوع خاک | دوره‌ی تناوب | Duration | PGA |
|-------|---------|--------------|----------|-------|
| ۱ | A | ۰٫۲۰۰ | ۱۱٫۹۲ | ۰٫۰۷۲ |
| ۲ | A | ۰٫۴۲۰ | ۱۴ | ۰٫۰۸ |
| ۳ | B | ۰٫۵۸۰ | ۱۳٫۰۶ | ۰٫۱ |

معادل قاب‌های چند درجه آزادی به دست آمده شده است:

$$Drift = \frac{\Delta}{H} \quad (6)$$

که در آن، Δ بیشینه‌ی تغییر شکل سازه‌ی چند درجه آزادی، و H ارتفاع سازه‌ی چند درجه آزادی است.

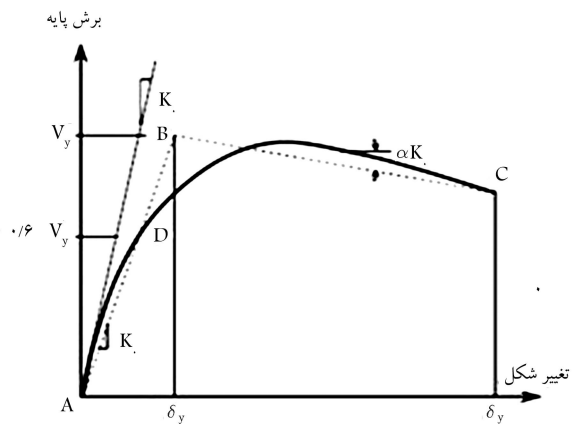
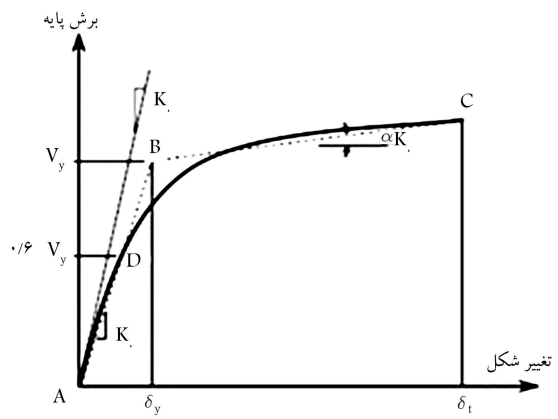
$$\Delta_{\text{مادل}} = Drift_{\text{بام}} \times \text{ارتفاع سازه یک درجه آزادی معادل} \quad (7)$$

نتایج آنالیز غیرخطی تاریخیچه‌ی زمانی و مشخصات رکوردهای مورد استفاده در آنالیز غیرخطی تاریخیچه‌ی زمانی قاب‌های چند درجه آزادی در جدول‌های ۱۵ آمده است.

۴.۶. مقایسه‌ی نتایج

در این مرحله با توجه به مشخصات سازه‌های یک درجه آزادی معادل قاب‌های چند درجه آزادی و رکوردهای استفاده شده در مرحله‌ی قبل، جایجایی سازه‌های یک درجه آزادی معادل توسط مدل تخمین پاسخ غیرکشسان به دست آمده شده و از طریق مقایسه‌ی انجام شده با تغییرمکان معادل، مطابق با جدول ۱۶ این نتایج حاصل شده است:

- با توجه به رفتارهای کاهندگی در نظر گرفته شده در چرخه‌ی هیستریزس، هر چه رفتار کاهندگی شدیدتر، پاسخ غیرکشسان قاب‌های چند درجه آزادی (هم‌چنین سازه‌ی یک درجه آزادی معادل) تحت یک رکورد زلزله‌ی ثابت نیز بیشتر خواهد شد.



شکل ۴. دو خطی‌سازی طیف ظرفیت براساس پیشنهاد آیین‌نامه‌ی ۳۵۶ FEMA. [۲۶]

براساس پیشنهاد آیین‌نامه‌ی ۳۵۶ FEMA. [۲۶] مطابق با شکل ۴ منحنی ظرفیت به دست آمده است.

مقادیر T_e ، α ، V_y/W مطابق جدول ۱۲ مربوط به سازه‌ی یک درجه آزادی معادل قاب چند درجه آزادی از نمودار دو خطی معادل به دست آمده شده است. این تذکر لازم است که برای محاسبه‌ی تغییرمکان هدف از طیف میانگین رکوردهای مذکور استفاده شده است.

پس از استخراج مقادیر K_i و K_e از نمودار طیف ظرفیت، زمان تناوب سازه‌ی یک درجه آزادی معادل آن مطابق رابطه‌ی ۵ محاسبه خواهد شد:

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (5)$$

که در آن، T_e زمان تناوب سازه‌ی یک درجه آزادی معادل، T_i زمان تناوب قاب چند درجه آزادی، K_i شیب خط مماس بر نمودار دو خطی ABC در مبدأ، K_e شیب خط AB در نمودار دو خطی ABC .

۳.۶. آنالیز غیرخطی تاریخیچه‌ی زمانی

در این مرحله با انجام تحلیل غیرخطی تاریخیچه‌ی زمانی بر روی قاب‌های چند درجه آزادی، تغییرمکان بیشینه‌ی بام محاسبه شده است. برای این کار از ۳ رکورد، زلزله مطابق جداول ۱۳ و ۱۴، برای آنالیز استفاده شده است. با استفاده از مقدار تغییرمکان بیشینه‌ی بام و روابط ۶ و ۷، مقدار جایجایی سازه‌های یک درجه آزادی

جدول ۱۵. نتایج آنالیز دینامیکی تاریخی زمانی غیرخطی قاب‌های چند درجه آزادی تحت رکورد زلزله‌ی مشخص.

| شماره‌ی مدل | دوره‌ی تناوب | Duration | PGA | Δ (mm) پیش‌بینی بام | H (m) | Drift(ϵ) | معادل Δ |
|-------------|--------------|----------|-------|----------------------------|-------|---------------------|----------------|
| ۱ | ۰٫۲۰۰ | ۱۱٫۹۲ | ۰٫۰۷۲ | ۳۷٫۴۴ | ۹٫۶ | ۰٫۳۹ | ۱۱٫۷۰ |
| ۲ | ۰٫۲۰۰ | ۱۱٫۹۲ | ۰٫۰۷۲ | ۷۵٫۸۴ | ۹٫۶ | ۰٫۷۹ | ۲۳٫۷۰ |
| ۳ | ۰٫۲۰۰ | ۱۱٫۹۲ | ۰٫۰۷۲ | ۱۲۰٫۹۶ | ۹٫۶ | ۱٫۲۶ | ۳۷٫۸۰ |
| ۴ | ۰٫۴۲۰ | ۱۴ | ۰٫۰۸ | ۹۷٫۹۲ | ۱۹٫۲ | ۰٫۵۱ | ۱۵٫۳۰ |
| ۵ | ۰٫۴۲۰ | ۱۴ | ۰٫۰۸ | ۱۷۶٫۶۴ | ۱۹٫۲ | ۰٫۹۲ | ۲۷٫۶۰ |
| ۶ | ۰٫۴۲۰ | ۱۴ | ۰٫۰۸ | ۳۱۴٫۸۸ | ۱۹٫۲ | ۱٫۶۴ | ۴۹٫۵۰ |
| ۷ | ۰٫۵۸۰ | ۱۳٫۰۶ | ۰٫۱۰۶ | ۱۸۱٫۴۴ | ۲۸٫۸ | ۰٫۶۳ | ۱۸٫۹۰ |
| ۸ | ۰٫۵۸۰ | ۱۳٫۰۶ | ۰٫۱۰۶ | ۳۰۸٫۱۶ | ۲۸٫۸ | ۱٫۰۷ | ۳۲٫۱۰ |
| ۹ | ۰٫۵۸۰ | ۱۳٫۰۶ | ۰٫۱۰۶ | ۷۰۸٫۴۸ | ۲۸٫۸ | ۲٫۴۶ | ۷۳٫۸۰ |

جدول ۱۶. مقایسه‌ی تغییرمکان معادل و تغییرمکان حاصل از مدل تخمین پاسخ غیرکشیان.

| شماره‌ی سازه | معادل Δ | مدل Δ | درصد خطا $= \frac{\Delta_{\text{مدل}} - \Delta_{\text{معادل}}}{\Delta_{\text{مدل}}} \times 100$ |
|-------------------|----------------|--------------|---|
| مدل ۱ تحت رکورد ۱ | ۱۱٫۷۰ | ۱۱٫۰۵ | ۵٫۵۵ |
| مدل ۲ تحت رکورد ۱ | ۲۳٫۷۰ | ۲۵٫۲۳ | ۶٫۴۶ |
| مدل ۳ تحت رکورد ۱ | ۳۷٫۸۰ | ۳۵٫۷۸ | ۵٫۳۴ |
| مدل ۴ تحت رکورد ۲ | ۱۵٫۳۰ | ۱۶٫۴۵ | ۷٫۵۱ |
| مدل ۵ تحت رکورد ۲ | ۲۷٫۶۰ | ۲۵٫۳۴ | ۸٫۱۸ |
| مدل ۶ تحت رکورد ۲ | ۴۹٫۵۰ | ۵۳٫۶۴ | ۸٫۳۶ |
| مدل ۷ تحت رکورد ۳ | ۱۸٫۹۰ | ۱۷٫۰۵ | ۹٫۷۸ |
| مدل ۸ تحت رکورد ۳ | ۳۲٫۱۰ | ۲۹٫۱۵ | ۹٫۱۹ |
| مدل ۹ تحت رکورد ۳ | ۷۳٫۸۰ | ۸۰٫۱۲ | ۸٫۵۳ |

۷. نتیجه‌گیری

در این نوشتار، هدف آن است که با ایجاد چند مجموعه‌ی داده‌ی مرجع، پاسخ غیرکشیان سازه‌های یک درجه آزادی با زوال سختی و مقاومت، که تخمینی از پاسخ غیرکشیان سازه‌های چند درجه آزادی است، را بدون انجام آنالیز دینامیکی غیرخطی بر روی سازه‌ها پیش‌بینی کرد. در راستای محقق‌شدن این هدف، این نتایج به‌دست آمده است:

۱. استفاده از شبکه‌های عصبی مصنوعی پرسپترون چند لایه به همراه سه لایه (دو لایه‌ی مخفی و یک لایه‌ی خروجی) نسبت به شبکه‌های عصبی پرسپترون چند لایه به همراه دو لایه (یک لایه‌ی مخفی و یک لایه‌ی خروجی) حالت بهینه‌تری از نظر زمان آموزش شبکه و دقت شبکه فراهم می‌کند.
۲. با توجه به اهمیت بالای دوره‌ی تناوب غالب رکورد زلزله در پیش‌بینی پاسخ سازه‌ی یک درجه آزادی با زوال سختی و مقاومت، تقسیم‌بندی مجموعه‌ی داده‌های مرجع براساس دوره‌ی تناوب غالب رکورد زلزله، نتایج مطلوبی را ارائه می‌دهد.
۳. با توجه به آنالیز حساسیت انجام‌شده بر روی تعداد بازه‌های تقسیم‌بندی، مجموعه‌ی داده‌های مرجع براساس دوره‌ی تناوب غالب رکورد زلزله، بهینه‌ترین حالت، تقسیم‌بندی به ۳ زیربازه است.
۴. استفاده از ژنتیک الگوریتم در به‌دست‌آوردن وزن‌های اولیه و مقادیر ثابت شبکه‌ی عصبی مصنوعی، تأثیر بسیار مطلوبی در افزایش دقت شبکه‌ی عصبی در تخمین پاسخ سازه‌های یک درجه آزادی کاهنده داشته است.
۵. با توجه به مقادیر آماره‌ی F (F-Static) برای پارامترهای ورودی در ۳ مجموعه‌ی داده‌های مرجع، پارامترهای دوره‌ی تناوب غالب زلزله و PGA و مدت دوام حرکت زمین و زمان تناوب سازه‌ی یک درجه آزادی در پیش‌بینی پارامتر خروجی اهمیت بیشتری دارند.

۲. برای یک سازه با رفتار کاهندگی ثابت در چرخه‌ی هیستریزیس، دوره‌ی تناوب غالب رکورد زلزله‌ی مورد استفاده در آنالیز دینامیکی غیرخطی و تعداد طبقات سازه با پاسخ غیرکشیان آن ارتباط مستقیم دارد.
۳. در صورت تأثیر هم‌زمان کاهش دوره‌ی تناوب، غالب زلزله‌ی مورد استفاده در آنالیز دینامیکی غیرخطی و افزایش شدت رفتار کاهندگی سازه (و بالعکس)، در مورد ارتباط این پارامترها و پاسخ غیرکشیان سازه نمی‌توان قضاوت کرد.
۴. هر چه تعداد طبقات قاب‌های چند درجه آزادی افزایش پیدا می‌کند، درصد خطای پیش‌بینی پاسخ غیرکشیان سازه به وسیله‌ی شبکه‌ی عصبی مصنوعی افزایش پیدا می‌کند.

پیوست. نام و ایستگاه مجموعه‌ی ۴۰ رکورد زلزله.

| سال | ایستگاه | Event | شماره |
|------|---------------------------------------|------------------|-------|
| ۱۹۵۲ | ۲۸۳ Santa Barbara Courthouse | Kern Country | ۱ |
| ۱۹۵۲ | ۲۸۳ Santa Barbara Courthouse | Kern Country | ۲ |
| ۱۹۷۱ | ۱۲۶ Lake Hughes # ۴ | San Fernando | ۳ |
| ۱۹۷۱ | ۱۲۶ Lake Hughes # ۴ | San Fernando | ۴ |
| ۱۹۷۱ | ۸۰۰۵۳ Pasadena - CIT Athenaeum | San Fernando | ۵ |
| ۱۹۷۱ | ۲۶۲ Palmdale Fire Station | San Fernando | ۶ |
| ۱۹۷۹ | ۶۶۰۴ Cerro Prieto | Imperial Valley | ۷ |
| ۱۹۷۹ | ۲۸۶ Superstition Mth Camera | Imperial Valley | ۸ |
| ۱۹۸۴ | ۵۷۰۰۷ Corralitos | Morgan Hill | ۹ |
| ۱۹۸۴ | ۴۷۰۰۶ Gilroy Gavilan Coll | Morgan Hill | ۱۰ |
| ۱۹۸۶ | ۵۲۲۴ Anza - Red Mountain | N. Palm Springs | ۱۱ |
| ۱۹۸۶ | Cranston Forest Station | N. Palm Springs | ۱۲ |
| ۱۹۸۶ | ۵۰۶۹ Fun Valley | N. Palm Springs | ۱ |
| ۱۹۸۶ | ۱۲۲۰۶ Silent Valley - Poppet F | N. Palm Springs | ۱۴ |
| ۱۹۸۷ | ۲۴۳۸۹ LA - Century City CC North | Whittier Narrows | ۱۵ |
| ۱۹۸۷ | ۲۴۳۹۹ Mt Wilson - CIT Seis Sta | Whittier Narrows | ۱۶ |
| ۱۹۸۷ | ۹۰۰۱۳ Beverly Hills - ۱۴۱۴۵ Mulhol | Whittier Narrows | ۱۷ |
| ۱۹۸۷ | ۸۰۰۵۳ Pasadena - CIT Athenaeum | Whittier Narrows | ۱۸ |
| ۱۹۸۷ | ۲۴۰۸۸ Pacoima Kagel Canyon | Whittier Narrows | ۱۹ |
| ۱۹۸۹ | ۵۸۳۷۳ Apeel ۱۰ - skyline | Loma Prieta | ۲۰ |
| ۱۹۸۹ | ۱۶۵۲ Anderson Dam (Downstream) | Loma Prieta | ۲۱ |
| ۱۹۸۹ | ۵۷۵۰۴ Coyote Lake Dam (Downst) | Loma Prieta | ۲۲ |
| ۱۹۸۹ | ۵۸۱۳۰ SF - Diamond Heights | Loma Prieta | ۲۳ |
| ۱۹۸۹ | ۵۷۳۸۳ Gilroy Array # ۶ | Loma Prieta | ۲۴ |
| ۱۹۸۹ | ۵۸۵۳۹۰ So. San Fransisco, Sierra Pt | Loma Prieta | ۲۵ |
| ۱۹۹۲ | ۲۱۰۸۱ Amboy | Landers | ۲۶ |
| ۱۹۹۲ | ۲۳ Coolwater | Landers | ۲۷ |
| ۱۹۹۲ | ۱۲۱۴۹ Desert Hot Springs | Landers | ۲۸ |
| ۱۹۹۲ | ۸۹۵۰۹ Eureka - Myrtle & West | Cape Mendocino | ۲۹ |
| ۱۹۹۲ | ۲۴۵۷۷ Fort Irwin | Landers | ۳۰ |
| ۱۹۹۲ | ۵۰۷۰ North Palm Spring | Landers | ۳۱ |
| ۱۹۹۴ | ۲۴۱۵۷ LA - Baldwin Hills | Northridge | ۳۲ |
| ۱۹۹۴ | ۲۴۳۰۷ Leona Valley # ۳ | Northridge | ۳۳ |
| ۱۹۹۴ | ۲۴۳۹۹ Mt Wilson - CIT Seis Sta | Northridge | ۳۴ |
| ۱۹۹۴ | ۹۰۰۱۴ Beverly Hills - ۱۲۵۲۰ Mulhol | Northridge | ۳۵ |
| ۱۹۹۴ | ۱۴۴۰۵ Rolling Hills EstRancho vista | Northridge | ۳۶ |
| ۱۹۹۴ | ۱۴۴۰۵ San Marino, SW Academy | Northridge | ۳۷ |
| ۱۹۹۴ | ۹۰۰۴۹ Pacific Palisades - Sunset Blvd | Northridge | ۳۸ |
| ۱۹۹۴ | ۹۰۰۱۷ LA - Wonderland Ave | Northridge | ۳۹ |
| ۱۹۹۴ | ۹۰۰۲۱ LA - N westmoreland | Northridge | ۴۰ |

پیوست. مشخصات مجموعه‌ی ۴۰ رکورد زلزله.

| شماره | نوع خاک | دوره‌ی تناوب | Duration | M | R | PGA |
|-------|---------|--------------|----------|-----|-------|--------|
| ۱ | B | ۰٫۵۴۳ | ۲۷٫۵۸ | ۷٫۴ | ۸۷ | ۰٫۰۸۷ |
| ۲ | B | ۰٫۷۳۱ | ۳۰٫۳ | ۷٫۴ | ۴۱ | ۰٫۱۵۶ |
| ۳ | B | ۰٫۱۴۸ | ۱۲٫۷۱ | ۶٫۶ | ۲۴٫۲ | ۰٫۱۹۲ |
| ۴ | B | ۰٫۱۷۴ | ۱۰٫۷۳ | ۶٫۶ | ۲۰٫۳ | ۰٫۱۶۷ |
| ۵ | B | ۰٫۳۷۹ | ۱۳٫۶۲ | ۶٫۶ | ۳۱٫۷ | ۰٫۰۸۸ |
| ۶ | B | ۰٫۵۶۱ | ۱۷٫۳۱ | ۶٫۶ | ۲۵٫۴ | ۰٫۱۵۱ |
| ۷ | B | ۰٫۴۲۴ | ۲۹٫۷۱ | ۶٫۵ | ۲۶٫۶۵ | ۰٫۱۶۹ |
| ۸ | B | ۰٫۴۶۵ | ۱۱٫۶۱ | ۶٫۵ | ۲۶ | ۰٫۱۰۹ |
| ۹ | B | ۰٫۵۲۵ | ۵٫۵۳ | ۶٫۲ | ۲۲٫۷ | ۰٫۰۸۱ |
| ۱۰ | B | ۰٫۱۴۸ | ۸٫۵۷ | ۶٫۲ | ۱۶٫۲ | ۰٫۱۱۴ |
| ۱۱ | A | ۰٫۱۹۱ | ۶٫۵۴ | ۶ | ۴۵٫۶ | ۰٫۱۰۴ |
| ۱۲ | B | ۰٫۶۸۳ | ۷٫۵۶ | ۶ | ۳۵٫۳ | ۰٫۱۵۳ |
| ۱۳ | B | ۰٫۷۳۱ | ۱۰٫۲۶ | ۶ | ۱۵٫۸ | ۰٫۱۲۹ |
| ۱۴ | A | ۰٫۱۱۰ | ۶٫۸۴ | ۶ | ۲۵٫۸ | ۰٫۱۳۹ |
| ۱۵ | B | ۰٫۳۷۹ | ۸٫۵۶ | ۶ | ۳۱٫۱۴ | ۰٫۰۷۸ |
| ۱۶ | A | ۰٫۱۵۵ | ۵٫۰۳ | ۶ | ۲۱٫۲ | ۰٫۱۲۳ |
| ۱۷ | B | ۰٫۴۱۰ | ۱۶٫۸۰ | ۶ | ۳۰٫۳ | ۰٫۱۰۴ |
| ۱۸ | B | ۰٫۷۳۱ | ۶٫۸۳ | ۶ | ۱۵٫۴ | ۰٫۱۷۴ |
| ۱۹ | B | ۰٫۳۲۸ | ۵٫۷۲ | ۶ | ۳۷٫۹ | ۰٫۱۶۶ |
| ۲۰ | A | ۰٫۵۸۵ | ۸٫۱۴۵ | ۶٫۹ | ۴۷٫۸ | ۰٫۱۰۳ |
| ۲۱ | B | ۰٫۴۶۵ | ۵٫۲۵ | ۶٫۹ | ۲۱٫۴ | ۰٫۲۴۴ |
| ۲۲ | B | ۰٫۳۷۲ | ۶٫۶۸ | ۶٫۹ | ۲۲٫۳ | ۰٫۱۶۰ |
| ۲۳ | B | ۰٫۶۹۴ | ۴٫۳۷ | ۶٫۹ | ۷۷ | ۰٫۰۹۸ |
| ۲۴ | B | ۰٫۴۳۱ | ۶٫۴۵ | ۶٫۹ | ۱۹٫۹ | ۰٫۱۲۶ |
| ۲۵ | A | ۰٫۶۷۱ | ۱۲٫۱۴ | ۶٫۹ | ۶۸٫۲ | ۰٫۰۵۰۶ |
| ۲۶ | B | ۰٫۳۰۹ | ۷٫۴۵ | ۷٫۳ | ۶۹٫۲ | ۰٫۱۱۵ |
| ۲۷ | B | ۰٫۵۲۵ | ۵٫۲۱ | ۷٫۳ | ۲۱٫۲ | ۰٫۲۸۳ |
| ۲۸ | B | ۰٫۴۷۱ | ۳۱٫۷۸ | ۷٫۳ | ۲۳٫۲ | ۰٫۱۷۱ |
| ۲۹ | B | ۰٫۳۱۶ | ۲۰٫۷۸ | ۷٫۱ | ۴۴٫۶ | ۰٫۱۵۴ |
| ۳۰ | B | ۰٫۵۱۲ | ۱۳٫۵ | ۷٫۳ | ۶۴٫۲ | ۰٫۱۱۴ |
| ۳۱ | B | ۰٫۲۶۹ | ۳۶٫۳۲ | ۷٫۳ | ۲۴٫۲ | ۰٫۱۳۶ |
| ۳۲ | B | ۰٫۴۸۲ | ۱۶٫۵۶ | ۶٫۷ | ۳۱٫۳ | ۰٫۲۳۹ |
| ۳۳ | A | ۰٫۳۵۹ | ۱۲٫۸۶ | ۶٫۷ | ۳۷٫۸ | ۰٫۰۸۴ |
| ۳۴ | A | ۰٫۱۷۳ | ۸٫۸۲ | ۶٫۷ | ۳۶٫۱ | ۰٫۲۳۴ |
| ۳۵ | B | ۰٫۲۱۳ | ۷٫۵۹ | ۶٫۷ | ۲۰٫۸ | ۰٫۶۱۷ |
| ۳۶ | B | ۰٫۵۷۷ | ۱۸٫۱۲ | ۶٫۷ | ۴۶٫۶ | ۰٫۱۱۶ |
| ۳۷ | B | ۰٫۴۸۸ | ۱۱٫۸۶ | ۶٫۷ | ۳۵٫۱ | ۰٫۱۱۶ |
| ۳۸ | B | ۰٫۲۹۰ | ۸٫۰۲ | ۶٫۷ | ۲۶٫۲ | ۰٫۴۶۹ |
| ۳۹ | A | ۰٫۷۷ | ۸٫۷۶ | ۶٫۷ | ۲۲٫۷ | ۰٫۱۱۲ |
| ۴۰ | B | ۰٫۳۱۵ | ۹٫۹۸ | ۶٫۷ | ۲۹ | ۰٫۴۰۱ |

1. pinching

(References) منابع

1. Fajfar, P. and Fischinger, M. "N2—a method for non-linear seismic analysis of regular structures", *Proceedings of the Ninth World Conference on Earthquake Engineering*, **V**, Tokyo-Kyoto, Japan, pp. 111-116 (1988).
2. Miranda, E. "Seismic evaluation and upgrading of existing buildings", Ph.D. Thesis, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley, CA (1991).
3. Qi, X. and Moehle, J.P. "Displacement design approach for reinforced concrete structures subjected to earthquakes", Report No. EERC 91/02, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA (1991).
4. Collins, K.R., Wen, Y-K. and Foutch, D.A. "Dual-level seismic design: A reliability-based methodology", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **25**(12), pp. 1433-1467 (1996).
5. Seneviratna, G.D.P.K. and Krawinkler, H. "Evaluation of inelastic MDOF effects for seismic design", Report No. 120, John, A. Blume Earthquake Engineering Center (1997).
6. Fajfar, P. "A nonlinear analysis method for performance-based seismic design", *Earthquake Spectra*, **16**(3), pp. 573-592 (2000).
7. Chopra, A.K., Goel, R.K. and Chintanapakdee, C. "Statistics of single-degree-of-freedom estimate of displacement for pushover analysis of buildings", *Journal of Structural Engineering (ASCE)*, **129**(4), pp. 459-469 (2003).
8. Miranda, E. "Inelastic displacement ratios for structures on firm sites", *Journal of Structural Engineering*, **126**(10), pp. 1150-1159 (2000).
9. Riddell, R., Garcia, J.E. and Garces, E. "Inelastic deformation response of SDOF systems subjected to earthquakes", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **31**(3), pp. 515-538 (2002).
10. Ibarra, L.F. "Global collapses of frame structures under seismic excitations", Ph.D. thesis, Dept. Civil and Environmental Eng., Stanford University, Stanford, CA (2003).
11. Ruiz-Garcia, J. and Miranda, E. "Inelastic displacement ratios for evaluation of existing structures", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **32**(8), pp. 1237-1258 (2003).
12. Hong, H.P. and Hong, P. "Assessment of ductility demand and reliability of bilinear single-degree-of-freedom systems under earthquake loading", *Canadian Journal of Civil Engineering*, **34**(12), pp. 1606-1615 (2007).
13. Vamvatsikos, D. and Cornell, C.A. "Direct estimation of the seismic demand and capacity of oscillators with multi-linear static pushovers through IDA", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **35**(9), pp. 1097-1117 (2006).
14. Tothong, P. and Cornell, C.A. "An empirical ground-motion attenuation relation for inelastic spectral displacement", *Bulletin of the Seismological Society of America*, **96**(6), pp. 2146-2164 (2006).
15. Goda, K. and Atkinson, G.M. "Probabilistic characterization of spatially-correlated response spectra for earthquakes in Japan", *Bull. Soc. Seismol. Am.*, **99**(5), pp. 3003-3020 (2009).
16. Goda, K., Hong, H.P. and Lee, C.S. "Probabilistic characteristics of seismic ductility demand of SDOF systems with Bouc-Wen hysteretic behavior", *J. Earthquake Eng.*, **13**(5), pp. 600-622 (2009).
17. Bozorgnia, Y., Hachem, M. and Campbell, K.W. "Ground motion prediction equation (attenuation relationship) for inelastic response spectra", *Earthquake Spectra*, **26**(1), pp. 1-23 (2010).
18. Park, Y.J., Reinhorn, A.M., Kunnath, S.K., *IDARC: Inelastic Damage Analysis of Reinforced Concrete Frame-Shear Wall Structures*, NCEER-87-0008, 200 p. (1987).
19. Park, Y.J., Ang, A. and Wen, Y.K. "Seismic damage analysis and damage limiting design of reinforced concrete building", University of Illinois at Urbana-Champaign (1984).
20. Takeda, T., Sozen, M.A. and Nielsen, N.N. "Reinforced concrete response to simulated earthquakes", *Journal of the Structural Division, ASCE*, **96**(ST12) (Dec. 1970).
21. USGS Site Classification, (<http://www.usgs.gov>).
22. SeismoSoft, *SeismoStruct- A Computer Software that Constitutes an Easy and Efficient Way to Process Strong-Motion data*, [online] Available from URL:<http://www.seissoft.com> (2010).
23. Kempton, J.J. and Stewart, J.P. "Prediction equations for significant duration of earthquake ground motions considering site and near-source effects", *Earthquake Spectra*, **22**(4), p. 985 (2006).
24. Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Building, Standard NO. 2800-05 (3rd edition).
25. MHUD. Iranian National Building Code, part 9, Concrete Structure Design, Tehran, Iran, Ministry of Housing and Urban Development (2009).
26. FEMA, *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, FEMA 356. Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C. (2000).
27. peer.berkeley.edu/smcat, PEER Strong Motion Database.