

ارتباط بین شاخص خرابی و سطوح عملکرد قاب های بتن مسلح

علیرضا رهایی^{*}، محمد احمدخان پور، نگین صادقی

دانشکده عمران و محیط زیست، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، تهران، ایران

تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۸ آبان ۱۳۹۵
بازنگری: ۱۸ اسفند ۱۳۹۵
پذیرش: ۹ مهر ۱۳۹۷
ارائه آنلاین: ۱۶ مهر ۱۳۹۷

کلمات کلیدی:

شاخص خرابی
سطوح عملکرد
تحلیل دینامیکی غیرخطی
تحلیل بارافزون
قاب بتن مسلح

چکیده: در طی سال‌های اخیر محققین برآن شدند تا با کمی نمودن خسارت‌های وارد بر سازه‌ها دید جامع‌تری نسبت به آسیب‌های وارد بر سازه‌ها داشته باشند. بنابراین محققین مختلف با در نظر گرفتن ابعاد مختلف رفتاری سازه‌ها به ارائه شاخص‌های متنوعی پرداختند. در این میان شاخص‌های خرابی بر اساس شکل‌پذیری پلاستیک و تغییرشکل جانبی نسبی به دلیل سادگی مورد توجه بیشتر محققان قرار گرفته‌است. از سوی دیگر برای کنترل خسارت‌های وارد بر سازه‌ها، روشی تحت عنوان طراحی بر اساس عملکرد، مورد توجه گسترده آیین‌نامه‌های جهان قرار گرفته‌است. در این تحقیق چند نمونه قاب بتن مسلح خمشی معمولی در نظر گرفته شده‌است و بر روی آنها تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی و تحلیل بار افزون انجام شده‌است. در تحقیق حاضر شاخص خرابی پارک و آنگ^۱، شاخص خسارت سختی، شاخص تغییرشکل جانبی، شاخص نرم‌شدگی حداکثر و شاخص نرم‌شدگی نهایی مورد بررسی قرار گرفته‌اند. سطوح عملکرد قاب‌ها بر اساس FEMA-356 مشخص شده‌است. در نهایت ارتباط بین سطوح عملکرد قاب‌های بتنی و شاخص‌های خرابی مذکور استخراج و ارائه گردیده است.

۱- مقدمه

تجربه زلزله‌های اخیر دنیا نشان داده‌اند که طراحی بر اساس مقاومت اگرچه در حفظ جان افراد عملکرد بدی نداشت، اما در این حالت سازه‌ها دچار خرابی‌های زیادی شده و متحمل خسارات اقتصادی سنگین می‌شدند. از اینرو طراحی بر اساس عملکرد به عنوان روشی که مبتنی بر پذیرش تغییر مکان و شکل‌پذیری مورد نظر (هماهنگ با سطح عملکرد مورد انتظار) مورد توجه قرار گرفت. بدین منظور دستورالعمل‌هایی چون FEMA و ATC-40 [۱] و [۲] برآن شدند تا با ارائه سطوح مختلفی از خسارات وارد بر سازه معیار مناسبی برای کنترل میزان این آسیب‌ها و خسارات فراهم نمایند. به منظور تعیین میزان خسارات وارد بر سازه محققین شاخص‌های متنوعی معرفی نموده‌اند که این شاخص‌ها را می‌توان به صورت زیر به سه بخش عمده طبقه بندی نمود:

- این دسته بر اساس بیشترین تغییر شکل تحمیل شده بر سازه می‌باشد، برای مثال بیشترین تغییر مکان نسبی طبقات سازه برای این مورد به کارهای توسی و استفنز^۲ [۳ و ۴] می‌توان اشاره کرد.
- بررسی این شاخص‌ها بر اساس خسارات تجمعی است، شاخص‌های

مانند شاخص خرابی قبرا^۳ [۵] که بر اساس منحنی نیرو- تغییر مکان

بدست آمده از تحلیل بارافزون، از این دسته می‌باشند.

۳. دسته سوم مربوط به شاخص‌هایی است که به صورت ترکیبی از ماکزیمم تغییر شکل و خسارت تجمعی می‌باشند، از آن جمله می‌توان به شاخص پارک و آنگ [۶] اشاره کرد.

از دیگر شاخص‌های خسارت معرفی شده توسط محققین می‌توان به شاخص کراوینکلر و همکارش زوهری^۴ [۷] اشاره نمود که بیشتر در مورد سازه‌های فولادی استفاده شده‌است و براساس میزان تغییر شکل پلاستیک و تعداد کل حرکات رفت و برگشتی سازه تحت زلزله، می‌باشد [۱۴]. شاخص چانگ^۵ و همکاران [۸]، بر مبنای ترکیب ایده‌ی ماینر^۶ معرفی شده است [۱۴].

دیپاسکال و همکارش کاکماک^۷ [۹] دو شاخص خرابی نرم‌شدگی (نرم‌شدگی بیشینه و نرم‌شدگی نهایی) را پیشنهاد دادند و نشان دادند که شاخص نرم‌شدگی نهایی تقریباً معادل میانگین کاهش سختی در سازه است. شاخص نرم‌شدگی بیشینه، به اثر توأم کاهیدگی سختی و تغییر شکل پلاستیک بستگی دارد. کزنزا^۸ و همکاران [۱۰] توابع خسارت مبتنی بر حداکثر

3 Ghojarah
4 Krawinkler & Zohrei
5 Chung
6 Miner's Hypothesis
7 Dipasquale & Cakmak
8 Cosenza

*نویسنده عهده‌دار مکاتبات: rahai@aut.ac.ir

1 Park & Ang
2 Toussi & Stephens

از این مشاهده سوزن نتیجه گرفت که حداکثر تغییرشکل نسبی تابعی از خصوصیات اولیه سازه است و ربطی به سختی سازه در شروع آزمایش دوم ندارد، به همین دلیل تغییرشکل نسبی به تنهایی نمی تواند ارزیابی صحیحی از خسارت باشد. ایده اولیه اندیس خسارت سختی توسط قبارا و همکارانش در سال ۱۹۹۹ ارائه گردید [۵ و ۱۷].

شاخص سختی قابل کاربرد برای ارزیابی عملکرد سازه در سطوح عملکردی مختلف سازه می باشد. با توجه به این واقعیت که سازه‌ای که دارای سطح عملکرد قابل استفاده باشد، بصورت ارتجاعی رفتار کرده و سازه‌ای سالم تلقی می شود، بنابراین آن را می توان بدون خسارت تلقی نمود، بر این اساس و با توجه به اینکه در تحلیل بار افزون سختی محاسبه شده در شروع بارگذاری معیار کاملی از سختی سازه نیست، بهتر است که خسارت سایر سطوح عملکرد نسبت به سطح قابل استفاده (OP) تعیین شود. با این تعریف مقدار خسارت سطوح عملکرد دیگر نسبت به این سطح عملکرد که عملکرد بدون خسارت شناخته می شود، بدست می آید و مطابق رابطه ۲ قابل بیان است [۱۷].

$$(DI)_j = 1 - (k_j / k_{OP}) \quad j = OP, IO, LS, CP \quad (2)$$

که در آن $(DI)_j$ اندیس خسارت و k_j شیب منحنی برش پایه - تغییرمکان بام مربوط به سطح عملکرد j و k_{OP} شیب منحنی برش پایه - تغییرمکان بام مربوط به سطح عملکرد OP می باشد. مطابق رابطه فوق، مقدار خسارت در سطوح عملکرد مختلف بین صفر (برای سطح قابل استفاده) و یک (برای سطح فروریزش) متغیر خواهد بود.

۲-۳-۳- شاخص نرم‌شدگی پاسکال - کاماک^۵

پاسکال و کاماک دو شاخص خرابی نرم‌شدگی (نرم‌شدگی بیشینه و نرم‌شدگی نهایی) را پیشنهاد دادند. این شاخص‌ها به ترتیب با معادلات زیر تعریف می شوند:

۲-۳-۱- حداکثر نرم‌شدگی

حداکثر نرم‌شدگی هنگامی حاصل می شود که بیشتر اعضای سازه‌ای تسلیم شده باشند. در این روش پریود اصلی سازه غیر خطی، مورد استفاده قرار می گیرد و شاخص خرابی به صورت رابطه ۳ تعریف می شود:

$$DI_m = 1 - \frac{T_0}{T_{max}} \quad (3)$$

T_0 پریود اصلی اولیه و T_{max} حداکثر پریود سیستم خطی معادل است.

۲-۳-۲- نرم‌شدگی نهایی

این شاخص تقریباً معادل با متوسط وزنی خرابی‌های موضعی است به شرطی که شکل مود ارتعاشی بعد از خرابی سازه تغییر زیادی پیدا نکند و

شکل‌پذیری و قابلیت جذب انرژی پلاستیک را برای تعریف خرابی سازه تحت بارگذاری تکرار شونده مقایسه کردند [۱۰]. رودریگز^۱ شاخصی بر اساس تغییرشکل‌های غیرارتجاعی و جابجایی نسبی سازه، برای ارزیابی خسارت لرزه‌ای پیشنهاد کرد [۱۱]. کولومبو و نگر^۲ یک اندیس خسارت کلی بر مبنای زوال مقاومت پیشنهاد کردند [۱۲]. اوسامی و کومار^۳ یک مدل خسارت با قابلیت منظور نمودن تغییرشکل‌های بزرگ، خستگی در سیکل‌های کم و بارهای تکراری برای پل‌های فولادی ارائه کردند [۱۳].

هدف از تحقیق حاضر بررسی ارتباط بین شاخص‌های خرابی پارک و آنگ، شاخص نرم‌شدگی نهایی، نرم‌شدگی حداکثر، شاخص سختی پیشنهادی [۱۷] و تغییرمکان جانبی با سطح عملکرد مندرج در FEMA-365 می باشد. در تحقیق حاضر برای انجام تحلیل غیرخطی قاب‌ها از نرم افزار IDARC 2D بهره گرفته شده است که نرم‌افزاری بسیار قدرتمند در تحلیل سازه‌های بتن مسلح است [۱۵].

۲- شاخص‌های خسارت ارزیابی شده در این تحقیق

۲-۱- شاخص خسارت پارک و آنگ

پارک و آنگ یک ترکیب خطی از تغییر شکل و انرژی اتلاف شده را به صورت رابطه ۱ تعریف کردند [۱۴]:

$$DI = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \frac{\beta}{\delta_u P_y} \int dE_h \quad (1)$$

که در آن δ_m بیشینه تغییر شکل سازه (حاصل از تحلیل دینامیکی غیر)، δ_u تغییر شکل نهایی سازه (حاصل از تحلیل بار جانبی افزاینده)، P_y مقاومت تسلیم عضو مورد نظر، dE_h انرژی جذب شده توسط عضو در خلال حرکات رفت و برگشتی زلزله، β (حدود ۰/۱۵-۰/۱) ضریب ثابت مدل است. رابطه پارک و آنگ بر مبنای رفتار سازه‌های بتنی استخراج شده است و در نتیجه برای ارزیابی این نوع سازه‌ها مناسب تر است. در جدول ۱ تناسب خسارت واقعی وارد بر سازه در آزمایشگاه با مقادیر شاخص پارک و آنگ ارائه شده است.

۲-۲- اندیس خسارت سختی

در سال‌های اخیر شاخص آسیب‌پذیری دیگری توسط تعدادی از محققین ارائه شده که از سختی سازه قبل و بعد از زلزله برای تعیین اندیس خسارت استفاده می کند. اوتانی و همکارش سوزن^۴ [۱۶] از آزمایش قابهای چند طبقه مشاهده کردند که اگر یک سازه بتن مسلح که تحت تاثیر یک زلزله قوی وارد مرحله تسلیم می شود، برای بار دوم با یک زلزله مشابه آزمایش شود، حداکثر تغییرشکل جانبی حاصل از آزمایش اول و دوم یکسان است ولی سختی سازه در شروع آزمایش دوم کمتر از سختی اولیه سازه است

1 Rodrigues
2 Colombo & Negro
3 Usami & kumar
4 Otani & Sozen

به صورت رابطه ۴ تعریف می‌شود:

$$DI_f = 1 - \frac{T_0^2}{T_{final}^2} \quad (4)$$

در این رابطه T_{final} پریود اصلی نهایی سیستم خطی معادل است. پاسکال و کاماک نشان دادند که شاخص نرم‌شدگی نهایی تقریباً معادل میانگین کاهش سختی در سازه است. شاخص نرم‌شدگی بیشینه، به اثر توأم کاهیدگی سختی و تغییر شکل پلاستیک بستگی دارد. به منظور محاسبه شاخص‌های نرم‌شدگی باید پاسخ سازه به تحریک ورودی زمین معلوم باشد. نرم‌شدگی نهایی را می‌توان با توجه به اطلاعات حالت سازه قبل و بعد از زلزله (بدون نیاز به اطلاعات مربوط پاسخ سازه در خلال زلزله) تعیین کرد. شاخص‌های نرم‌شدگی، اطلاعاتی در مورد توزیع خرابی در اعضای مختلف سازه را بدست نمی‌دهند.

۳- سطوح عملکرد ارزیابی شده در این تحقیق

در این تحقیق از تعاریف مندرج در FEMA-356 بهره گرفته شده است. بطور خلاصه این سطوح به صورت زیر قابل توصیف می‌باشند [۱] و [۱۸]:

۱. محدوده خطی (A-B)، سازه در این محدود رفتار کاملاً خطی داشته و خسارات وارده بسیار ناچیز و در حد صفر است.

۲. سطح قابلیت استفاده بی‌وقفه (IO)، خرابی ایجاد شده در اجزای سازه‌ای ناچیز است و سختی سازه زیاد تغییر نمی‌کند.
 ۳. محدوده (DC)، این حالت معرف عملکرد سازه بین محدوده سطح استفاده بی‌وقفه و سطح ایمنی جانی می‌باشد.
 ۴. ایمنی جانی (LS)، در این وضعیت اجزاء سازه‌ای و غیر سازه‌ای دچار خرابی زیادی شده و سختی سازه به مقدار قابل توجهی کاهش می‌یابد، ولی حاشیه ایمنی قابل ملاحظه‌ای برای جلوگیری از فرو ریزش موضعی و کلی وجود دارد.
 ۵. محدوده (LSR)، این حالت معرف عملکرد سازه بین محدوده سطح ایمنی جانی و آستانه فروریزش می‌باشد.
 ۶. آستانه فروریزش (CP)، در این حالت سازه دچار خرابی گسترده‌ای شده و دیگر توان تحمل بار جانبی زلزله را ندارد ولی هنوز تحمل بار ثقلی خود را دارد.
 ۷. فروریزش (C)، در این مرحله سازه حتی توان تحمل بارهای ثقلی را هم ندارد. سازه دچار خرابی کامل می‌شود.
- براساس آزمایشات انجام شده ارتباط عددی خرابی ایجاد شده با سطوح عملکرد FEMA-365 بررسی شده، و نتایج حاصل در جدول ۲ خلاصه شده‌است.

جدول ۱. جزئیات خسارت، متناسب با شاخص پارک [۶]

Table. 1. Assigning damage index to FEMA' performance levels

درجه آسیب	نمود ظاهری	شاخص آسیب	وضعیت ساختمان
فروریزش	فرو ریختن موضعی یا کلی ساختمان	> ۱/۰	تخریب
شدید	خرد شدن گسترده بتن، نمایان شدن آرماتورهای کمانه کرده	۰/۴ - ۱/۰	غیرقابل تعمیر
متوسط	ترک های بزرگ و گسترده، متورق شدن بتن در اعضای ضعیف تر	۰/۲۵ - ۰/۴	قابل تعمیر
کم	ترک های کوچک، خرد شدن موضعی بتن در ستون ها	۰/۱ - ۰/۲۵	قابل تعمیر
ناچیز	بروز ترک های پراکنده	< ۰/۱	قابل تعمیر

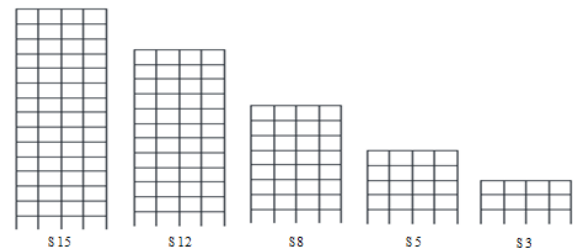
جدول ۲. اختصاص دادن شاخص خرابی به سطوح عملکرد FEMA [۱۸]

Table. 2. Assigning damage index to FEM' A performance levels

FEMA عملکرد	A-B	IO	DC	LS	LSR	CP	C
شاخص خرابی FEMA	۰/۰	۰/۱۷	۰/۳۳	۰/۵	۰/۶۷	۰/۸۳	۱

۴- مدل سازی قاب‌ها

در این بخش به منظور ارزیابی ارتباط بین شاخص‌های خسارت معرفی شده در بخش‌های گذشته با سطوح عملکرد معرفی شده در FEMA-356، تعداد ۵ قاب در نظر گرفته شده است. این قاب‌ها دارای چهار دهانه بوده و به ترتیب ۳، ۵، ۸، ۱۲ و ۱۵ طبقه می‌باشند. ارتفاع کلیه طبقات ۳/۲ متر و طول کلیه دهانه‌ها ۴ متر می‌باشد. در مدل سازی این قاب‌ها فرض شده است که کلیه قاب‌ها بر روی بستر سنگی قرار گرفته‌اند و برای منطقه با خطرپذیری زیاد طبق استاندارد ۲۸۰۰ بارگذاری و طبق آیین‌نامه آبا طراحی شده‌اند. قاب‌ها دارای عرض برابر ۴ متر و در تمام طبقات دارای بار مرده ۷۶۰ و بار زنده ۲۰۰ کیلوگرم بر متر مربع می‌باشند. اهمیت این قاب‌ها طبق استاندارد ۲۸۰۰ از نوع معمولی فرض شده است. در فرآیند تحلیل و طراحی این قاب‌ها مقاومت مشخصه بتن برابر ۳۰ مگاپاسکال، مدول الاستیسیته بتن برابر ۲۷۳۸۶ مگاپاسکال، کرنش متناظر با حداکثر مقاومت بتن برابر ۰/۰۰۲، کرنش نهایی بتن برابر ۰/۰۰۳، مقاومت جاری شدن فولاد برابر ۳۰۰ مگاپاسکال و مدول الاستیسیته فولاد برابر ۲۰۰۰۰ مگاپاسکال فرض شده است. مشخصات کلی قاب‌های مورد مطالعه در جدول ۳ خلاصه شده است و شکل ۱ نمای کلی آنها را نشان می‌دهد.



شکل ۱. نمای کلی قاب‌های مورد استفاده

Fig. 1. Views of used frames

۵- انتخاب زلزله‌ها

با توجه به اینکه در این تحقیق قاب‌های انتخاب شده همگی بر روی بستر سنگی طراحی شده‌اند، بنابراین برای انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی ۷ رکورد زلزله بر روی بستر سنگی از بانک اطلاعاتی PEER انتخاب شده و با ضوابط آئین‌نامه ۲۸۰۰ مقیاس شده‌اند، به گونه‌ای که طیف میانگین حاصل از این ۷ رکورد در محدود ما بین $T = 0.2$ و $T = 1.5$ کمترین اختلاف را با طیف طرح آئین‌نامه ۲۸۰۰ داشته باشد. مشخصات مربوط به این رکوردها در جدول ۴ آمده است.

جدول ۳. مشخصات کلی قابهای مورد مطالعه

Table. 3. General characteristics of studied frames

شماره قاب‌ها	S3	S5	S8	S12	S15
ارتفاع کل (متر)	۹/۶	۱۶	۲۵/۶	۳۸/۴	۴۸
پریود سازه	۰/۳۸	۰/۵۶	۰/۷۹	۱/۰۷	۱/۲۷
برش پایه (کیلو نیوتن)	۹۵/۸۸	۱۵۹/۸	۲۰۲/۱	۲۴۷/۶	۲۷۶/۸

جدول ۴. مشخصات کلی زلزله‌ها

Table. 4. General characteristics of earthquakes

شماره زلزله	تاریخ	نام زلزله	مولفه (درجه)	شماره ایستگاه	ماکزیمم شتاب (g)
۱	۱۹۹۲/۰۶/۲۸	Landers	۰	۵۰۷۱	۰/۱۸۸
۲	۱۹۹۴/۰۱/۱۷	Northridge	۹۰	۲۴۰۸۷	۰/۳۴۴
۳	۱۹۸۴/۰۴/۲۴	Morgan Hill	۱۵۰	۵۷۱۹۱	۰/۱۵۶
۴	۱۹۸۹/۱۰/۱۸	Loma Prieta	۱۸۰	۱۰۲۸	۰/۲۱۵
۵	۱۹۸۹/۱۰/۱۸	Loma Prieta	۹۰	۴۷۳۸۱	۰/۳۶۷
۶	۱۹۸۹/۱۰/۱۸	Loma Prieta	۹۰	۴۷۱۲۵	۰/۴۴۳
۷	۱۹۹۴/۰۱/۱۷	Northridge	۳۶۰	۲۴۲۷۸	۰/۵۱

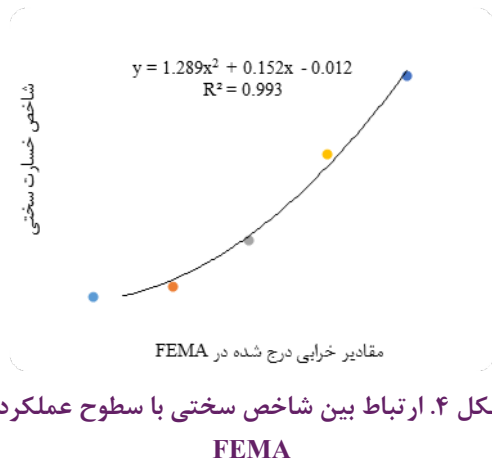
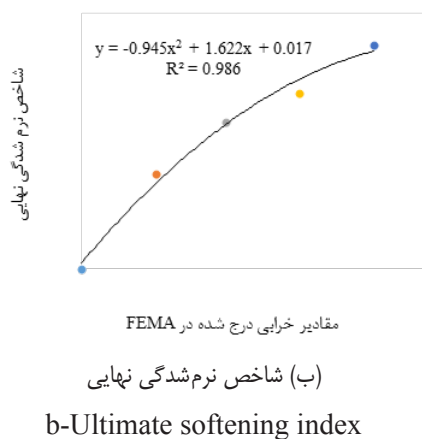
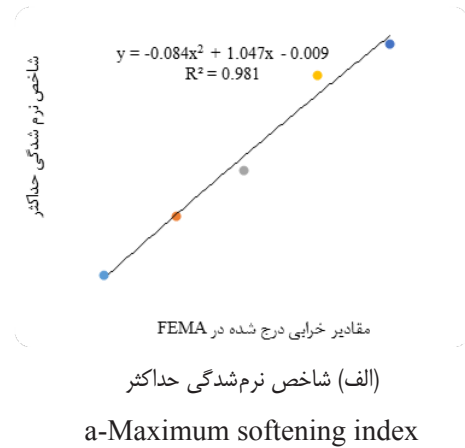


Fig. 4. Relationship between stiffness index and FEMA' levels of performance



شکل ۵. ارتباط بین شاخص های نرم شدگی با سطوح عملکرد

Fig. 5. Relationship between softening indices and levels of performance

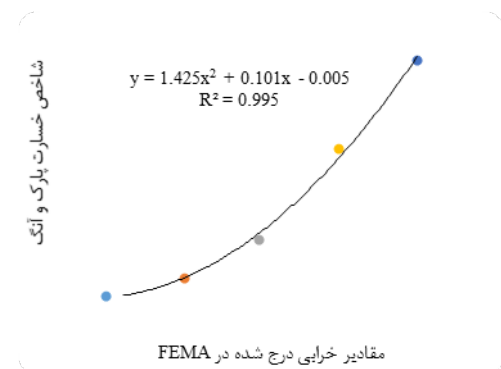
۶- بررسی ارتباط شاخص خرابی با سطوح عملکرد

در این بخش به ارزیابی ارتباط بین سطوح عملکرد مندرج در FEMA-365 با شاخص های ذکر شده در بخش ۲ پرداخته می شود. برای بررسی این ارتباط نیاز به انجام تحلیل هایی غیر خطی تاریخچه زمانی بر روی قاب ها می باشد. که این تحلیل ها توسط نرم افزار غیر خطی IDARC 2D انجام شده است. در این تحقیق سطوح عملکرد قاب ها بر اساس FEMA تعیین شده و از سوی دیگر شاخص های خرابی مذکور برای قاب های مورد بحث تعیین می شود. و نتایج بدست آمده به صورت شکل های ۲ تا ۵ ارائه شده و در نهایت ارتباط سطوح عملکرد FEMA، با شاخص های خرابی به صورت جدول ۵ ارائه شده است.



شکل ۲. ارتباط بین شاخص تغییر مکان جانبی با سطوح عملکرد

Fig. 2. Relationship between lateral displacement index and FEMA levels of performance



شکل ۳. ارتباط بین شاخص پارک و آنگ با سطوح عملکرد FEMA

Fig. 3. Relationship between Park and Ang index and FEMA' levels of performance

جدول ۵. ارتباط بین سطوح عملکرد FEMA با شاخص های خرابی

Table. 5. Relationship between damage indices and FEMA' levels of performance

LSR	LS	DC	IO	A-B	سطوح عملکرد FEMA-365
۰/۶۲۳	۰/۴	۰/۲۱۸	۰/۰۸	۰/۰	شاخص پارک و آنگ
۰/۶۳	۰/۴۱۱	۰/۲	۰/۰۲	۰/۰	شاخص سختی
۰/۷۳	۰/۵۳۵۵	۰/۳۴۵۶	۰/۱۷۱۴	۰/۰	شاخص حداکثر نرم شدگی
۰/۶۸	۰/۵۹۱۷	۰/۴۴۹۳	۰/۲۶۵۴	۰/۰	شاخص نرم شدگی نهایی
۰/۶۱۶	۰/۳۳۹۳	۰/۱۲۴	۰/۰	۰/۰	شاخص تغییر شکل جانبی

۷- نتیجه گیری

با مقایسه مقادیر بدست آمده از شاخص های خرابی با سطوح عملکرد FEMA برای قاب های بتنی می توان نتایج بدست آمده را به صورت زیر ارائه نمود:

۱. مقدار تمامی شاخص های خرابی برای قاب های بتنی برای محدوده سطح عملکرد A-B نزدیک صفر می باشد.
۲. مقادیر شاخص ها در سطح عملکرد IO، در محدوده اعداد ۰/۰-۰/۲۶۵۴ متغیر است. بنابراین پراکندگی زیادی بین شاخص خرابی در این سطح عملکرد وجود دارد. در این میان مقدار شاخص حداکثر نرم شدگی تقریباً برابر مقدار FEMA بوده، و مقدار شاخص تغییر شکل جانبی برابر صفر می باشد.
۳. در سطح عملکرد LS، مقادیر شاخص ها به غیر از شاخص های خرابی نرم شدگی در محدوده ۰/۳۳-۰/۴۱ متمرکز بوده و پراکندگی کمتری مشاهده می شود، بنابراین می تواند محدوده قابل قبولی باشد.
۴. در حالت کلی شاخص نرم شدگی نهایی و شاخص تغییر شکل جانبی مقادیر غیر قابل قبولی در سطوح عملکرد پایین تر ارائه می نمایند. از سوی دیگر با توجه به اینکه مقادیر شاخص های پارک و آنگ و شاخص خسارت سختی، مقادیر نزدیک به هم در همه سطوح دارند. بنابراین مقادیر این دو شاخص می توانند محدوده مناسب و قابل اعتمادی برای بررسی میزان خسارت در سطوح عملکرد مختلف ارائه نمایند.

مراجع

- [1] F. Prestandard, commentary for the seismic rehabilitation of buildings (FEMA356), Washington, DC: Federal Emergency Management Agency, 7 (2000).

- [2] A.T. Council, ATC40, in: Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings California Seismic Safety Commission, 1997.
- [3] S. Toussi, J.T. Yao, Hysteresis identification of existing structures, Journal of Engineering Mechanics, 109(5) (1983) 1189-1202.
- [4] J.E. Stephens, J.T. Yao, Damage assessment using response measurements, Journal of Structural Engineering, 113(4) (1987) 787-801.
- [5] A. Ghobarah, H. Abou-Elfath, A. Biddah, Response-based damage assessment of structures, Earthquake engineering & structural dynamics, 28(1) (1999) 79-104.
- [6] Y.-J. Park, A.H.-S. Ang, Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete, Journal of structural engineering, 111(4) (1985) 722-739.
- [7] H. Krawinkler, M. Zohrei, Cumulative damage in steel structures subjected to earthquake ground motions, Computers & Structures, 16(1-4) (1983) 531-541.
- [8] Y.s.M. Chung, C; and Shinozuka, M, Modeling of concrete damage, ACI, Structural Journal, 86(3) (1989) 259-271.
- [9] E. DiPasquale, A. Cakmak, Seismic damage assessment using linear models, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 9(4) (1990) 194-215.
- [10] E. Cosenza, G. Manfredi, R. Ramasco, The use of damage functionals in earthquake engineering: a comparison between different methods, Earthquake engineering & structural dynamics, 22(10) (1993) 855-868.
- [11] M. Rodriguez, A measure of the capacity of earthquake ground motions to damage structures, Earthquake engineering & structural dynamics, 23(6) (1994) 627-643.

- [17] A.I. Habibi, H. Moharrami, A.A. Tasnimi, Evaluation of Seismic Performance of Concrete Moment Frames Using Hardness Damage Index, Technical College, 40(5) (2006) 701-712.
- [18] H. Estekanchi, A. Vafai, K. Arjomandi, Correlation between structural performance levels and damage indexes in steel frames subjected to earthquakes, Scientia Iranica, 16(2) (2009).
- [19] M. Izadpanah, A.R. Habibi, A. Yazdani, Evaluation of Damage to Concrete Moment Frames Using Pushover Analysis, in: 5th National Congress of Civil Engineering, Ferdowsi University of Mashhad, Mashhad, Iran., 2010.
- [12] A. Colombo, P. Negro, A damage index of generalised applicability, Engineering Structures, 27(8) (2005) 1164-1174.
- [13] T. Usami, S. Kumar, Inelastic seismic design verification method for steel bridge piers using a damage index based hysteretic model, Engineering Structures, 20(4-6) (1998) 472-480.
- [14] T. M, Nonlinear Analysis of Structures, Fadak Isatis, (2011).
- [15] S.K. Kunnath, A.M. Reinhorn, R. Lobo, IDARC Version 3.0: A program for the inelastic damage analysis of reinforced concrete structures, (1996).
- [16] S. Otani, M.A. Sozen, Behavior of multistory reinforced concrete frames during earthquakes, University of Illinois Engineering Experiment Station. 1972.

برای ارجاع به این مقاله از عبارت زیر استفاده کنید:

Please cite this article using:

A.R. Rahai, M. A. Khanpour, N. Sadeghi, Relationship between damage index and performance levels of RC frames, *Amirkabir J. Civil Eng.*, 51(1) (2019) 77-84.

DOI: 10.22060/ceej.2018.8739.4698



