

## کاربرد شاخص‌های خرابی در تحلیل غیرخطی قاب‌های فولادی

### به‌روش زمان دوام

همایون استکانچی (دانشیار)

احسان کیانفر (کارشناسی ارشد)

ابوالحسن وفائی (استاد)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

یکی از مؤثرترین عوامل کاهش ویرانی‌های ناشی از زلزله، اصلاح روش‌های موجود و توسعه‌ی راهکارهای مفید و مناسب برای طراحی، ساخت و تعمیر ساختمان‌هایی است که آسیب‌های ناشی از زلزله در آنها شدید است. در سال‌های اخیر هم‌زمان با پیشرفت فناوری‌های مرتبط با محاسبات سازه و افزایش قابل توجه دانش و تجربه در مورد رفتار لرزه‌ی سازه‌ها، روش‌های متنوعی برای ارزیابی و طراحی لرزه‌ی سازه‌ها پیشنهاد شده است. یکی از این روش‌ها، روش زمان دوام است که در آن عملکرد لرزه‌ی سازه بر مبنای مقاومت، و دوام آن تحت یک شتاب‌نگاشت فرایند‌ی تنظیم شده تعیین می‌شود. در این نوشتار شاخص‌های خرابی متداول که می‌توان در تعیین زمان دوام قاب‌های فولادی مورد استفاده قرار داد مورد ارزیابی قرار می‌گیرند. همچنین کاربرد زمان دوام در تحلیل غیرخطی این نوع سازه‌ها بررسی می‌شود. به‌همین منظور، مفهوم روش زمان دوام، شتاب‌نگاشت‌هایی به‌عنوان منبع ورودی لرزه‌ی این روش معرفی می‌شوند و سپس چند شاخص خرابی برای بررسی خرابی سازه‌ها انتخاب می‌شوند. قاب‌های فولادی ۳ و ۷ و ۱۵ طبقه برای تحلیل تحت این روش طراحی می‌شوند و تحلیل استاتیکی خطی و غیرخطی و تحلیل دینامیکی خطی تحت شتاب‌نگاشت‌های معرفی شده روی آنها صورت می‌گیرد. تغییرات شاخص‌های خرابی در زمان‌های گوناگون و زمان دوام آنها تحت این شاخص‌ها معین می‌شود و نتایج حاصله از تحلیل غیرخطی قاب‌های فولادی با استفاده از برنامه‌ی OpenSees در روش زمان دوام ارائه خواهد شد و مورد بحث قرار خواهد گرفت.

### مقدمه

کلاسیک، با توجه به پیشرفت‌های اخیر در زمینه‌ی فناوری اطلاعات و ابزارهای تحلیل پیشرفته، محققین را به سمت پیشنهاد روش‌های منطقی و سازگارتر تحلیل لرزه‌ی سازه‌ها و نیز به‌کارگیری این روش‌ها سوق داده است. روش‌های مبتنی بر عملکرد سازه در راستای همین اهداف به‌وجود آمده‌اند.<sup>[۱،۶]</sup> به‌طور کلی بررسی رفتار دینامیکی سازه‌ها و عملکرد آنها تحت بارهای لرزه‌ی الزامات مهندسی زلزله است و تعیین خرابی قابل انتظار در سازه‌ها می‌تواند گام مهمی در بهبود این روند باشد.<sup>[۳،۷]</sup> یکی از روش‌های معرفی شده در جهت نیل به این هدف، روش «زمان دوام» است.

مفهوم روش زمان دوام را می‌توان به‌طور ساده با یک آزمایش فرضی بیان کرد. برای این منظور سه مدل سازه‌ی با خصوصیات لرزه‌ی نامشخص را در نظر می‌گیریم که عملکرد آنها در برابر زلزله‌های با شدت بالا تحت بررسی قرار می‌گیرند. فرض می‌کنیم که این مدل‌ها روی یک میز لرزان قرار داده شده و به آن متصل شوند. حال مدل‌ها را تحت یک ارتعاش تصادفی که شدت آن به آرامی افزایش می‌یابد قرار می‌دهیم. در آغاز آزمایش (مثلاً در زمان  $t=5$  ثانیه) دامنه‌ی لرزش

یکی از اهداف اصلی در طراحی لرزه‌ی، ایجاد حاشیه‌ی اطمینان مناسب برای سازه در برابر خرابی، تحت تأثیر زلزله‌های مخرب است. برای تحلیل عملکرد یک سازه در برابر زلزله روش‌های متفاوتی وجود دارد که هر یک از آنها را با توجه به شرایط و مقتضیات طراحی می‌توان انتخاب کرد.<sup>[۱،۲]</sup> از متداول‌ترین این روش‌ها می‌توان به روش‌های تحلیل استاتیکی معادل، تحلیل مدی و تحلیل دینامیکی تاریخچه‌ی زمانی اشاره کرد. مطالعات اخیر در زمینه‌ی مهندسی زلزله نشان می‌دهد که روش تحلیل استاتیکی در بسیاری از موارد کمبودها و کاستی‌های قابل توجهی دارد. براساس روش تحلیل استاتیکی، عملکرد سازه‌های با مقاومت جانبی و سختی بیشتر نسبت به سازه‌های ضعیف‌تر و نرم‌تر بهتر است. ولی مشاهدات و مطالعات عملی و نظری نشان می‌دهد که این نتیجه‌گیری همیشه صحیح نیست.<sup>[۳،۴]</sup> در حقیقت حالاتی وجود دارد که در آنها کاهش سختی جانبی نتیجه‌ی بهتری در عملکرد لرزه‌ی خواهد داشت. اصول طراحی عایق لرزه‌ی، مثال بارز این واقعیت است.<sup>[۵]</sup> این کمبودهای آشکار در روش طراحی لرزه‌ی

حداکثر مقدار قابل قبول برسد، قضاوت می‌شود. نمونه‌ی منحنی تغییرات شاخص خرابی را برای یک سازه‌ی فرضی که تحت شتاب‌نگاشت فزاینده قرار می‌گیرد در نظر بگیرید (شکل ۲). اگر مقدار خرابی مجاز به عدد ۱ محدود شود، از نمودار شکل ۲ چنین نتیجه می‌شود که این سازه بر پایه‌ی روش زمان دوام در حد ۱۲ ثانیه مقاوم است. چنان‌که از شکل پیداست، مقدار شاخص خرابی در ثانیه‌ی  $t=10$  حدود  $0,82$ ، یعنی در حد قابل قبول است. بنابراین اگر معیار طراحی زمان دوام حداقل  $10$  ثانیه تعیین شده باشد، نتیجه می‌گیریم که سازه‌ی مفروض معیار طراحی را رعایت می‌کند.<sup>[۱]</sup>

تهیه‌ی شتاب‌نگاشت‌های مناسب و تنظیم شده برای سازه‌ها براساس نوع خاک و لرزه‌خیزی منطقه و دیگر شرایط، و نیز تعیین شاخص خرابی در آن سازه تحت این شتاب‌نگاشت ارزیابی می‌شود و تنظیم کردن شتاب‌نگاشت فزاینده، پیش‌نیازهای اولیه در روش زمان دوام هستند که تحقیق در مورد آنها در دست اقدام است.<sup>[۱]</sup> در این نوشتار نتایج حاصل از بررسی عملکرد شاخص‌های خرابی متداول در تحلیل قاب‌های فولادی مورد ارزیابی قرار می‌گیرد.

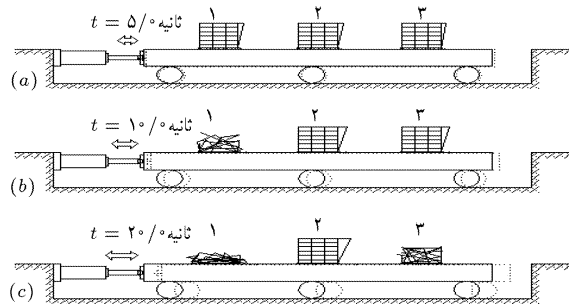
### تهیه‌ی شتاب‌نگاشت‌های تصادفی فزاینده

انتخاب ورودی دینامیکی مناسب، اساس موفقیت روش زمان دوام است. در تهیه‌ی اولین سری از شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده در این روش از یک رشته اعداد که با توزیع گاوس با میانگین صفر و واریانس ۱ توزیع شده‌اند، استفاده شده است. سپس محتوای فرکانسی رشته‌ی تصادفی برای سازگارتر شدن با شتاب‌نگاشت‌های زلزله‌های واقعی اصلاح شده است. برای این کار از توابع فیلتر متداول برای این منظور استفاده شده است.<sup>[۸]</sup> سپس دامنه‌ی فرکانس‌ها اصلاح می‌شود تا طیف پاسخ تا حد امکان نزدیک به طیف پاسخ متداول در آیین نامه‌های زلزله شود. هر طیف پاسخ طراحی می‌تواند برای این منظور استفاده شود که طیف پاسخ آیین‌نامه‌ی ایران در نوشتار حاضر به‌کار برده شده است. در مرحله‌ی آخر مقادیر شتاب‌ها در یک تابع خطی که از صفر شروع و در زمان  $10$  ثانیه به مقدار ۱ می‌رسد ضرب می‌شود.<sup>[۱]</sup> بدین ترتیب سه شتاب‌نگاشت به‌دست می‌آید که  $acc_1$  و  $acc_2$  و  $acc_3$  نامیده می‌شود. در شکل‌های ۳ تا ۵ این سه شتاب‌نگاشت نشان داده شده‌اند.

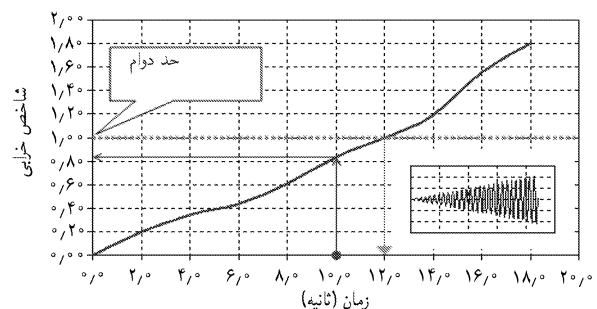
انتخاب شاخص خرابی مناسب برای بررسی رفتار سازه‌ها از اساسی‌ترین مسائل روش زمان دوام است. منظور از خرابی سازه‌ی آن است که عضوی از سازه تحت چرخه‌های غیرخطی یا تغییر مکان‌های دائمی خمیری قرارگیرد و در نتیجه مقاومت و سختی آن کاهش یابد.<sup>[۹]</sup> بعد از زلزله‌های شدید بسیاری از سازه‌ها درجات مختلفی از خرابی را تجربه می‌کنند و تعدادی هم واژگون می‌شوند. یکی از مشکل‌ترین و

نسبتاً پایین است، به طوری که تمام سازه‌ها دچار ارتعاش می‌شوند، ولی پایداری خود را حفظ می‌کنند. وقتی دامنه‌ی لرزش افزایش می‌یابد (مثلاً در زمان  $t=10$  ثانیه) یکی از سازه‌ها، واژگون می‌شود ولی دو سازه‌ی دیگر همچنان پایدار باقی می‌مانند. با گذشت زمان و افزایش بیشتر دامنه‌ی لرزش دومین سازه هم واژگون می‌شود (مانند سازه‌ی سوم در زمان  $t=20$  ثانیه). همچنین فرض کنید که سازه‌ی دوم آخرین سازه‌ی باشد که واژگون می‌شود (شکل ۱).<sup>[۱]</sup> بر پایه‌ی این آزمایش چنین نتیجه‌گیری می‌شود که در روش زمان دوام، بهترین عملکرد متعلق به سازه‌ی دوم است که بیشترین زمان دوام را دارد، و سازه‌ی اول که اولین سازه‌ی واژگون شده بوده است، بدترین عملکرد لرزه‌ی را در بین این سه سازه دارد. باید توجه داشت که اساس مقایسه، عملکرد بر پایه‌ی زمان دوام است. یعنی زمانی که سازه در طول آن مدت واژگون نشده و دوام می‌آورد. نکته‌ی قابل توجه در این روش این است که برای ارزیابی مقایسه‌ی سازه‌ها هیچ ارجاع مستقیمی به مقاومت یا سختی یا سایر خصوصیات دینامیکی سازه به‌کار نرفته است. اگر هدف ارزیابی مقاومت سازه در برابر بارگذاری لرزه‌ی باشد، به نظر می‌رسد که این روش به‌طور مستقیم و منطقی ابزار قضاوت مناسبی در اختیار ما قرار می‌دهد.<sup>[۱]</sup>

به‌طور خلاصه، در این روش سازه تحت یک شتاب‌نگاشت فزاینده قرار گرفته و تغییرات شاخص‌های عملکرد مورد نظر، تا حدی که به یک مقدار معلوم از پیش تعیین شده برسند تحت بررسی قرار می‌گیرند و عملکرد سازه بر مبنای زمانی که طول می‌کشد تا شاخص خرابی به



شکل ۱. الگوی واژگونی سازه‌های فرضی.



شکل ۲. روش طراحی مطابق مدل زمان دوام.

### شاخص پارک و آنگ ( $DI_{P&A}$ ):

این شاخص که از معروفترین و پرکاربردترین شاخص خرابی است و ترکیب خرابی حاصل از تغییر مکان و انرژی را شامل می‌شود از رابطه‌ی ۲ حساب می‌شود:<sup>[۱۰]</sup>

$$DI_{P&A} = \frac{D_m}{D_u} + \beta \frac{\int dE}{Q_y D_u} \quad (2)$$

که در آن EH انرژی چرخه‌یی از دست رفته در حین بارگذاری لرزه‌یی است.

### شاخص بانون ( $DI_{Banon}$ ):

این شاخص هم با در نظر گرفتن ترکیبی از تغییر مکان و انرژی چرخه‌یی از دست رفته، از طریق رابطه‌های ۳ تا ۷ را محاسبه می‌شود:<sup>[۱۱]</sup>

$$D_1 = D_m / D_y \quad (3)$$

$$D_2 = EH / (2Q_y D_y) \quad (4)$$

$$D_1^* = D_1 - 1 \quad (5)$$

$$D_2^* = 1 / \sqrt{D_2} \quad (6)$$

$$D = \sqrt{D_1^{*2} + D_2^{*2}} \quad (7)$$

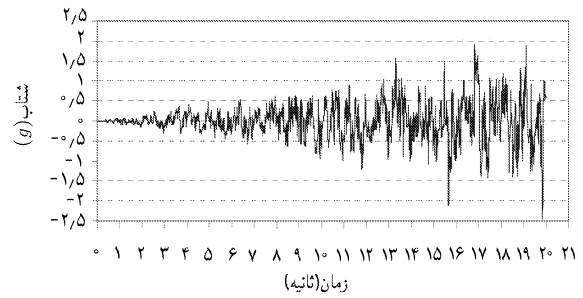
این شاخص یکبار با نتایج حاصل از تحلیل تحت یکنوا محاسبه می‌شود و  $D_{mon}$  به دست می‌آید و از رابطه‌ی ۸ محاسبه می‌شود:

$$DI_{Banon} = \frac{D}{D_{mon}} \quad (8)$$

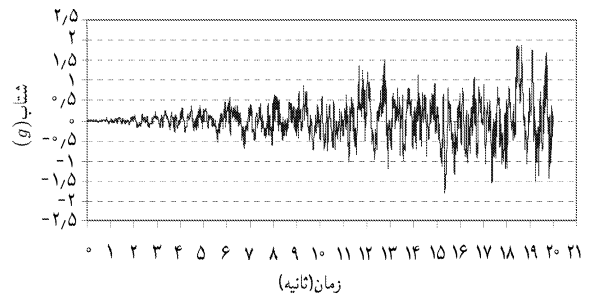
### انتخاب مدل‌ها

در این نوشتار برای بررسی عملکرد و مقایسه‌ی شاخص‌های خرابی در قاب‌های فولادی، قاب‌های ۳ طبقه و یک‌دهانه، ۷ طبقه و یک‌دهانه، ۷ طبقه و سه‌دهانه و نهایتاً ۱۵ طبقه و یک‌دهانه مورد بررسی قرار گرفته‌اند. ارتفاع قاب‌های مورد بحث در هر طبقه برابر ۳٫۰۵ متر، و دهانه‌ی قاب‌ها ۶٫۱۰ متر بوده است. با توجه به امکانات محاسباتی مورد نیاز در محاسبه‌ی شاخص‌های خرابی و نحوه‌ی مدل‌سازی سازه‌های مورد مطالعه، برنامه‌ی OpenSees که نسل بعدی نرم‌افزار ۲D-DRAIN است، برای تحلیل غیرخطی قاب‌ها انتخاب شد. این برنامه که برای بررسی رفتار غیرخطی سازه تحت بارهای لرزه‌یی و دینامیکی ایجاد شده است به سرعت جای خود را بین مهندسين و محققين در زمینه‌ی مهندسی سازه و مهندسی خاک و پی باز کرده است.

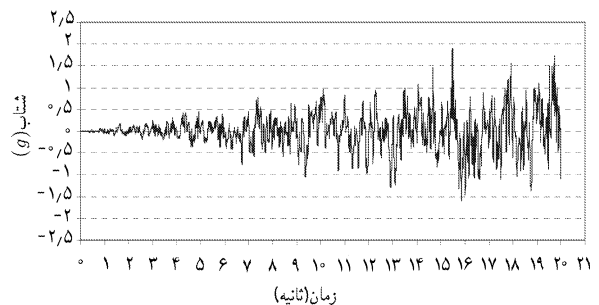
این برنامه قابلیت‌های فراوانی دارد، از جمله این که به صورت متن باز است و دسترسی به کدهای برنامه و نگارش زیر برنامه‌های مناسب



شکل ۳. شتاب‌نگاشت acc1.



شکل ۴. شتاب‌نگاشت acc2.



شکل ۵. شتاب‌نگاشت acc3.

مهم‌ترین مسائل در مهندسی زلزله تعیین و کمی کردن خرابی‌های لرزه‌یی، یا تخمین ایمنی و سرویس‌پذیری آنها در آینده است.<sup>[۱۰]</sup> خرابی سازه به صورت کمی برحسب شاخص‌های خرابی بیان می‌شود که معمولاً خرابی را براساس حداکثر جابه‌جایی یا انرژی از دست رفته تحت تأثیر بارگذاری متناوب یا ترکیبی از آنها بیان می‌کند.<sup>[۱۱]</sup> در این مطالعه سه شاخص مورد استفاده قرار گرفتند که به قرار زیر محاسبه می‌شوند:

### شاخص خرابی سینماتیکی ( $DI_M$ )

این شاخص از رابطه‌ی ۱ حساب می‌شود:<sup>[۹]</sup>

$$DI_M = (D_m - D_y) / (D_u - D_y) \quad (1)$$

که در آن  $D_u$  و  $D_y$  از تحلیل استاتیکی غیرخطی به دست می‌آیند و  $D_m$  که حداکثر تغییر مکان تحت بار زلزله است از تحلیل غیرخطی استاتیکی به دست می‌آید. این شاخص هیچ رجوعی به انرژی چرخه‌یی از دست رفته ندارد.

جدول ۱. ضرایب استفاده شده به منظور بارگذاری زلزله‌ی سازه طبق آیین‌نامه UBC۹۷.

پارامتر	مقدار	پارامتر	مقدار
ضریب اهمیت	۱	Z	۰٫۴
$N_v$	۱	Ca	۰٫۴
$N_a$	۱	Cv	۰٫۴
فاصله از منبع لرزه‌یی	۱۵km	نوع خاک	SC
نوع منبع لرزه‌یی	B	$C_t$	۰٫۰۸۳۱
R	۸٫۵	ضریب خروج از مرکزیت	۰٫۰۵

جدول ۲. برش پایه و زمان تناوب مدل‌های انتخابی.

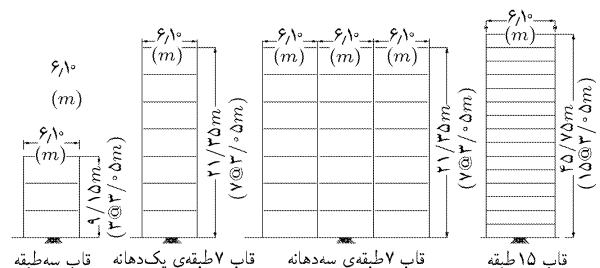
ضریب برش پایه (۲۸۰۰)	ضریب برش پایه (UBC)	برش پایه (تن)	زمان تناوب (ثانیه)	قاب
۰٫۰۸۷	۰٫۱۰۵	۹٫۵۰	۰٫۸۶۸	F۰۳۱S
۰٫۰۸۷	۰٫۱۰۵	۹٫۷۵	۰٫۴۶۳	F۰۳۱H
۰٫۰۵۱	۰٫۰۶۱	۱۱٫۹۰	۱٫۶۸	F۰۷۱S
۰٫۰۵۱	۰٫۰۶۱	۳۵٫۴۶	۱٫۷۰	F۰۷۲S
۰٫۰۳۲	۰٫۰۴۴	۲۰٫۷۷	۲٫۳	F۱۵۱S

قاب F۰۳۱S با ستون‌هایی از نوع HEA-۳۲۰ و تیرهایی از نوع HEA-۲۸۰ انتخاب شد. نسبت تنش‌های وارده در این قاب طبق آیین‌نامه‌ی UBC ۹۷ در تیرها بین ۰٫۸ تا ۰٫۹ و در ستون‌ها بین ۰٫۵ تا ۰٫۶ به دست آمد. قاب F۰۳۱H با سختی و مقاومتی بیشتر از قاب قبلی انتخاب شد. اعضای آن به‌گونه‌یی انتخاب شد که نسبت تنش‌های موجود در اعضای آن حدود ۵۰٪ کم‌تر از قاب قبل باشد. ستون‌های قاب F۰۳۱H همگی از نوع HEB-۵۰۰ و تیرهای آن HEA-۴۰۰ بودند در قاب‌های ۷ طبقه و یک دهانه، قاب F۰۷۱S با این مقاطع انتخاب شد: تیرهای ۳ طبقه‌ی اول سازه همگی از نوع HEA-۳۲۰ و تیرهای ۴ طبقه‌ی فوقانی از نوع HEA-۳۰۰ بودند. ستون‌های ۳ طبقه‌ی اول از نوع HEB-۴۰۰ و در سایر طبقات از نوع HEB-۳۴۰ بودند. نسبت تنش‌های موجود در تیرها بین ۰٫۶ تا ۰٫۸ است و نسبت تنش ستون‌ها به ۰٫۶ محدود می‌شود. در قاب F۰۷۲S ستون‌های ۴ طبقه‌ی اول HEB-۴۵۰ است و ستون‌های ۳ طبقه‌ی آخر کمی ضعیف‌تر و از نوع HEB-۴۰۰ انتخاب شدند. تیرهای این مدل در سه طبقه‌ی اول از نوع HEA-۳۲۰ و در دو طبقه‌ی بعدی از نوع HEA-۳۰۰ و در دو طبقه‌ی آخر از نوع HEA-۲۸۰ بودند. نسبت تنش‌های موجود در تیرها بین ۰٫۷ تا ۰٫۹ و در ستون‌ها بین ۰٫۳ تا ۰٫۸ متغیر بود. نهایتاً برای قاب‌های ۱۵ طبقه، مدل F۱۵۱S به نحوی انتخاب شد که تیرهایی از نوع HEA-۴۵۰ داشته و ستون‌های طبقات ۱ تا ۳ از نوع HEB-۱۰۰۰ و در طبقات ۴ تا ۶ از نوع

برای آن بسیار راحت است. به‌علاوه، امکان نوشتن توابع مفید برای برنامه باعث شده است تا هر روز ابزار جدید و کارآمدی در اختیار استفاده‌کنندگان این برنامه قرار گیرد.

هندسه‌ی کلی قاب‌ها در شکل ۶ نشان داده شده است. برای تقسیم بار در دهانه‌ها، دهانه‌ی عرضی سازه‌ها برابر ۶٫۱۰ متر فرض شده است. اعضای قاب‌های مورد بحث از جنس فولاد و از نوع A۳۶ با مقاومت  $252 kg/cm^2$  انتخاب شدند. مدول کشسانی فولاد هم برای این نوع خاص برابر  $2 \times 10^6 kg/cm^2$  است. مقاطع استفاده شده برای تیرهای قاب‌های مدل‌ها از نوع HEA و برای ستون‌ها از نوع HEA و یا HEB بوده است. بار مرده‌ی وارد بر هر سازه در کلیه‌ی قاب‌ها و کلیه‌ی طبقات شامل بام و طبقات میانی برابر  $75 kg/m^2$ ، و بار زنده‌ی وارد بر هر طبقه شامل بام و سایر طبقات  $200 kg/m^2$  اختیار شد. جرم کلی سازه هم ناشی از وزن اسکلت سازه و نیز بارهای مرده و زنده‌ی سازه است. در محاسبه‌ی نیروی زلزله‌ی وارد بر سازه از آیین‌نامه‌ی UBC ۹۷ استفاده شد. وزن سازه مطابق این آیین‌نامه برابر وزن مرده‌ی سازه (شامل بار مرده‌ی وارده و وزن اسکلت سازه) به‌علاوه ۲۵ درصد بار زنده‌ی سازه است. در جدول ۱ فرضیات موجود لازم برای تحلیل لرزه‌یی آورده شده است. تغییر مکان نسبی جانبی طبق این آیین‌نامه باید به  $\frac{0.25}{\sqrt{R}}$  محدود شود که برای فرضیات موجود این محدودیت برابر ۰٫۰۴ خواهد شد. به‌منظور تحلیل خطی و طراحی مقاطع قاب‌ها از برنامه Etabs ۲۰۰۰ استفاده شده است.

در این نوشتار مجموعاً ۵ مدل تحت بررسی قرار گرفتند. ۲ مدل قاب سه طبقه‌ی یک‌دهانه و ۱ مدل قاب ۷ طبقه و یک‌دهانه و ۱ مدل قاب ۷ طبقه و سه دهانه و ۱ مدل قاب ۱۵ طبقه و یک‌دهانه. برای نام‌گذاری مدل‌ها از فرمت FxxxyT استفاده شد که در آن xx تعداد طبقه و y تعداد دهانه را معین می‌کند و پارامتر T نشان‌دهنده‌ی مدل استاندارد یا مدل قوی از نظر آیین‌نامه‌ی لرزه‌یی است که برای مورد اول از S و برای مورد دوم از H استفاده می‌شود. n مشخص‌کننده‌ی شماره‌ی مدل در آن سری خاص است که در این نوشتار این عدد برابر ۱ است. به‌عبارتی، قاب F۰۳۱S نشان‌دهنده‌ی مدل ۳ طبقه و یک‌دهانه‌ی استاندارد است.



شکل ۶. هندسه‌ی کلی قاب‌های مدل شده.

جدول ۳. نتایج حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی.

قاب	D <sub>u</sub> (سانتی متر)	D <sub>y</sub> (سانتی متر)	V <sub>u</sub> (تن)	V <sub>y</sub> (تن)
F°۳۱S	۶۰/۴۵	۸/۱۳	۳۸/۷۳	۲۷/۸۵
F°۳۱H	۴۰/۶۴	۵/۵۹	۹۸/۵۹	۷۱/۸۸
F°۷۱S	۱۰۸/۵۸	۱۵/۸۸	۴۷/۵۷	۳۰/۰۲
F°۷۳S	۹۰/۱۷	۱۵/۸۸	۱۲۵/۳۵	۸۸/۸۸
F۱۵۱S	۲۰۷/۱۰	۲۶/۶۷	۹۸/۳۷	۵۷/۱۴

پیدا کردن تغییر مکان تسلیم سازه، تنش اعضا مد نظر قرار گرفت و در نخستین لحظه‌یی که نقطه‌یی از یک عضو قاب به حد تسلیم رسید تغییر مکان موجود به عنوان تغییر مکان تسلیم لحاظ شد.

در شکل ۷ نحوه‌ی سازوکار مدل F°۳۱S ملاحظه می‌شود. در مدل‌های F°۳۱S و F°۳۱H و F°۷۱S و F°۷۳S با تشکیل مفصل خمیری در دو انتهای تیرها و پایه‌ی سازه، سازه تبدیل به یک مکانیزم می‌شود. به عبارتی در این مدل‌ها، الگوی تیرضعیف - ستون قوی رعایت شده است. سازوکار قاب مدل F۱۵۱S با تشکیل مفصل خمیری در تیرهای ۱۱ طبقه‌ی اول و پایه‌ی سازه و سرانجام ابتدای ستون‌های طبقه‌ی چهارم صورت می‌گیرد.

از تحلیل استاتیکی غیرخطی تغییر مکان تسلیم و تغییر مکان نهایی طبقات به دست می‌آید. در جدول ۳ تغییر مکان تسلیم و تغییر مکان نهایی طبقه‌ی آخر مدل‌ها به همراه برش پایه تسلیم و برش پایه نهایی آورده شده است.

### تحلیل دینامیکی غیرخطی تحت شتاب‌نگاشت‌های فزاینده

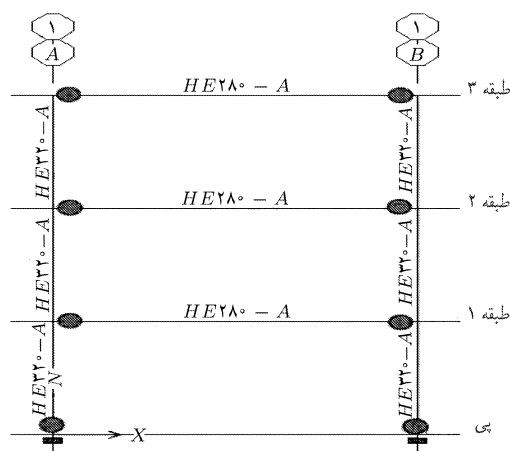
پس از تهیه و ساخت مدل‌های هر قاب برای تحلیل به وسیله‌ی برنامه OpenSees با شتاب‌نگاشت‌های مربوطه و اجرای برنامه‌ی فوق، اطلاعات لازم استخراج می‌شوند. برای به دست آوردن انرژی چرخه‌یی از دست رفته، برای تحلیل دینامیکی غیرخطی در برنامه‌ی OpenSees هر المان، به ۱۰ قسمت تقسیم شد (تعداد نقاط اختلاط) و در این قسمت‌ها در سه نقطه در گوشه‌های بالا و پایین و نیز وسط مقطع، تنش‌ها و کرنش‌های مرتبط استخراج شد. نمودار تنش بر حسب کرنش را که حاصل از ۲۰۰۰ داده‌ی مختلف از تحلیل قاب‌ها تحت شتاب‌نگاشت مربوطه در مدت ۲۰ ثانیه و در بازه‌های زمانی  $t=0/01$  ثانیه است به دست آورده و با محاسبه‌ی سطح زیر نمودار تنش - کرنش، چگالی انرژی چرخه‌یی از دست رفته محاسبه می‌شود. با میانگین‌گیری از سه چگالی حاصل از تحلیل نتایج در وسط و گوشه‌های بالا و پایین مقطع، چگالی انرژی از دست رفته‌ی چرخه‌یی متوسط برای آن قسمت از

HEB-۷۰۰، و در طبقات ۷ تا ۹، از نوع HEB-۶۰۰ است و در سایر طبقات از نوع HEB-۵۰۰ است. در جدول ۲ برش پایه استاتیکی و زمان تناوب مدل‌های فوق به همراه ضریب برش پایه استاتیکی براساس آیین‌نامه‌های UBC و ۲۸۰۰ ایران برای مقایسه آورده می‌شود.

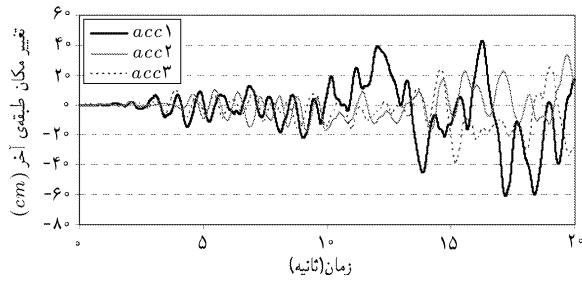
### تحلیل استاتیکی غیرخطی

پس از طراحی مدل‌های مربوطه و تحلیل خطی آنها با استفاده از برنامه‌ی ETABS۲۰۰۰، این مدل‌ها توسط برنامه‌ی OpenSees مورد تحلیل غیرخطی قرار گرفتند. در ساخت و ایجاد مدل‌ها توسط برنامه‌ی OpenSees، ابتدا فضای مدل به صورت دو بعدی و با سه درجه آزادی معرفی شد. در مدل‌های ایجاد شده در این مطالعه سخت‌شدگی فولاد برابر ۱٪ است. نوع المان‌های سازه، از آنجا که هدف بررسی رفتار غیرخطی سازه است از نوع المان تیر یا ستون غیرخطی (NonLinearBeamColumn) در نظر گرفته شد. این المان برای ایجاد اعضای غیرخطی بر پایه‌ی فرمول‌بندی چرخشی (یا غیرچرخشی) نیرو است که توزیع خمیری در طول عضو را در نظر می‌گیرد. نهایتاً مدل مورد تحلیل استاتیکی غیرخطی قرار می‌گیرد. [۱۳]

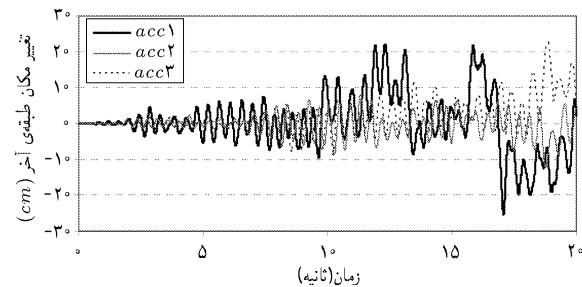
مطابق آیین‌نامه‌ی FEMA [۱۴] یک عضو فولادی تا آنجا قابلیت شکل‌پذیری دارد که تغییر مکان کرنش یا چرخش آن عضو ۱۰ برابر تغییر مکان تسلیم (کرنش تسلیم) یا چرخش حالت تسلیم باشد. در مورد قاب‌ها با افزایش بار (یا جابه‌جایی مینا) آن قدر مفصل خمیری در اعضا تشکیل می‌شود که سازه ناپایدار می‌شود و دیگر تحمل تغییر مکان و افزایش بار بیشتر را ندارد و در نتیجه واژگون می‌شود. در این لحظه تغییر مکان حداکثر معادل با بار یکنوا به دست می‌آید. بدین منظور، مطابق آیین‌نامه‌ی FEMA، تحلیل استاتیکی غیرخطی روی اعضا صورت گرفته و بار مینایی متناسب با جرم در فاصله از پایه به گره‌های سازه وارد شده و بار (یا تغییر مکان) پله پله افزایش داده شد. همچنین برای



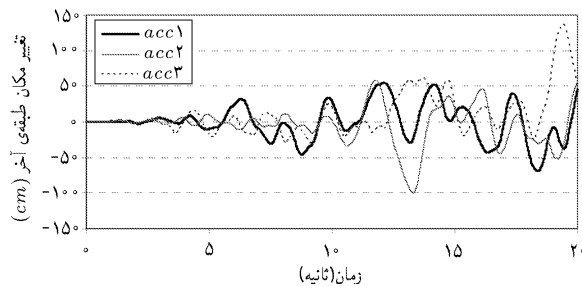
شکل ۷. نحوه‌ی تشکیل مفصل‌های خمیری در قاب F°۳۱S.



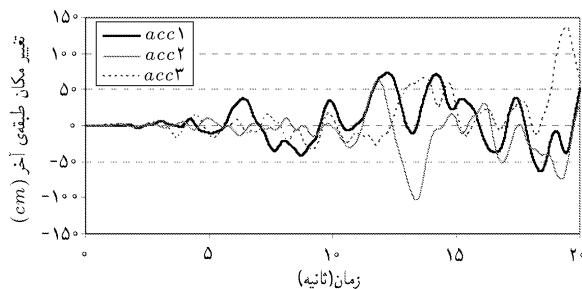
شکل ۸. تغییر مکان طبقه‌ی آخر قاب F<sub>0</sub> ۳۱S.



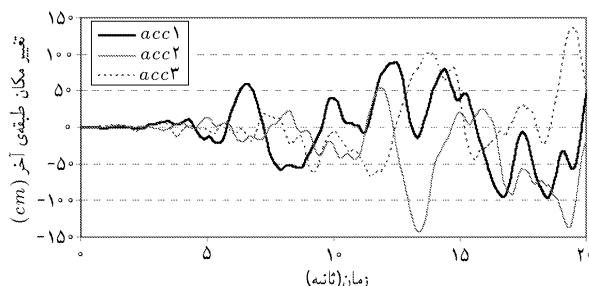
شکل ۹. تغییر مکان طبقه‌ی آخر قاب F<sub>0</sub> ۳۱H.



شکل ۱۰. تغییر مکان طبقه‌ی آخر قاب F<sub>0</sub> ۷۱S.



شکل ۱۱. تغییر مکان طبقه‌ی آخر قاب F<sub>0</sub> ۷۳S.



شکل ۱۲. تغییر مکان طبقه‌ی آخر قاب F<sub>0</sub> ۱۵۱S.

عضو به دست آمده و با تبدیل چگالی متوسط انرژی چرخه‌یی از دست رفته به انرژی متوسط چرخه‌یی از دست رفته در هر قسمت عضو و جمع کردن آنها برای ۱۰ قسمت عضو مورد نظر، انرژی کل چرخه‌یی از دست رفته برای آن عضو محاسبه می‌شود. با داشتن انرژی چرخه‌یی از دست رفته و تغییر مکان طبقات، شاخص‌های خرابی قابل محاسبه خواهند بود.

نتایج حاصل از تغییر مکان طبقه‌ی آخر قاب‌ها در شکل‌های ۸ تا ۱۲ دیده می‌شود. مشاهده می‌شود که بیشترین تغییر مکان‌ها در قاب‌های ۳ طبقه، تحت شتاب‌نگاشت acc1 حاصل شده است. در قاب‌های ۷ طبقه، وقتی سازه تحت تأثیر این شتاب‌نگاشت‌ها قرار می‌گیرد، در ثانیه‌های ابتدایی هنگامی بیشترین خرابی را دارد که تحت اثر شتاب‌نگاشت acc1 قرار گرفته است، و در ثانیه‌های میانی و پایانی سازه بیشترین خرابی را وقتی از خود بروز می‌دهد که تحت تأثیر شتاب‌نگاشت acc2 قرار گرفته است. سرانجام در آخرین ثانیه‌ی شتاب‌نگاشت acc3 خرابی بیشتری را نسبت به دو شتاب‌نگاشت دیگر به سازه تحمیل می‌کند. در مدل ۱۵ طبقه دیده می‌شود که بیشترین خرابی در مدل تحت سه شتاب‌نگاشت فوق‌الذکر در ثانیه‌های ابتدایی حاصل از ارتعاش سازه تحت شتاب‌نگاشت acc1 است و در ثانیه‌های میانی سازه تحت شتاب‌نگاشت acc3، خرابی بیشتری از بقیه متحمل می‌شود و در ثانیه‌های پایانی سازه‌یی که تحت شتاب‌نگاشت acc2 ارتعاش می‌کند خرابی بیشتری دارد. یعنی در مجموع خرابی حاصل از ارتعاش acc2 بیشتر از شتاب‌نگاشت‌های دیگر است. با توجه به تصادفی بودن شتاب‌نگاشت‌های مورد نظر لزوم استفاده از چند شتاب‌نگاشت مختلف و نوعی متوسط‌گیری با توجه به بررسی فوق واضح است.

با استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی، تغییر مکان طبقات و انرژی چرخه‌یی از دست رفته‌ی در اعضا به دست آورده می‌شود. در جدول ۴ برای مدل‌های مختلف تغییر مکان حداکثر طبقه آخر و حداکثر انرژی چرخه‌یی از دست رفته‌ی اعضا تحت تأثیر شتاب‌نگاشت‌های فزاینده بعد از تحلیل در مدت ۲۰ ثانیه دیده می‌شود. همچنین متوسط تغییر مکان و انرژی حداکثر تحت شتاب‌نگاشت‌های گوناگون هم در ادامه‌ی آن جدول آورده می‌شود.

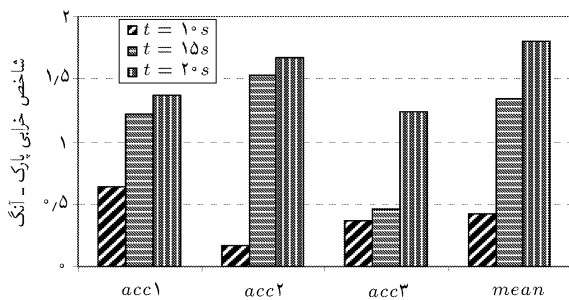
حال با داشتن اطلاعات فوق شاخص‌های خرابی قابل محاسبه‌اند. همچنین این اطلاعات را می‌توان برای زمان‌های ۱۰ ثانیه و ۱۵ ثانیه بعد از تأثیر شتاب‌نگاشت، یعنی با داشتن تغییر مکان حداکثر بعد از ۱۰ و ۱۵ ثانیه و نیز انرژی چرخه‌یی از دست رفته در آن زمان‌ها، به دست آورد. در جدول ۵ زیر شاخص‌های خرابی متوسط در هر یک از قاب‌ها پس از گذشت زمان‌های ۱۰، ۱۵ و ۲۰ ثانیه پس از آغاز تحلیل تحت شتاب‌نگاشت‌های تصادفی فزاینده آورده شده است. در شکل ۱۳ برای

جدول ۴. نتایج حاصل از تحلیل غیرخطی.

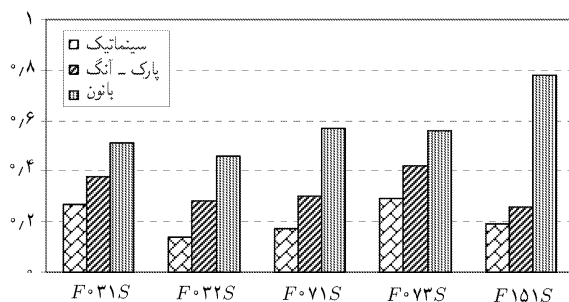
قاب	D <sub>m</sub> (cm)			EH(Ton.m)			D <sub>m</sub> (cm) Ave.	EH(Ton.m) Ave.
	acc۲	acc۳	acc۲	acc۳	acc۲	acc۳		
F۰۳۱S	۶۰٫۹۳	۳۳٫۲۲	۳۹٫۵۲	۱۷۰٫۹	۹۳٫۸	۸۷٫۹	۴۴٫۵۵	۱۱۷٫۵
F۰۳۱H	۲۵٫۵	۱۲٫۲۹	۲۲٫۶۳	۳۲٫۰	۲۴٫۷	۷۹٫۳	۲۰٫۱۴	۴۵٫۰
F۰۷۱S	۶۹٫۳۴	۹۹٫۵۷	۱۳۶٫۷۳	۷۸٫۱	۷۳٫۳	۶۳٫۹	۱۰۱٫۸۸	۷۱٫۷
F۰۷۳S	۷۳٫۱۵	۱۰۲٫۸۷	۱۳۶٫۶۵	۱۲٫۶	۵۹٫۰	۴۸٫۰	۱۰۴٫۲۲	۵۹٫۹
F۱۵۱S	۹۶٫۲۷	۱۴۳٫۰۰	۱۳۵٫۶۴	۴۲٫۷	۳۴٫۳	۳۰٫۹	۱۲۴٫۹۷	۳۶٫۰

جدول ۵. شاخص‌های خرابی متوسط.

قاب	DI <sub>μ</sub>			DI <sub>P&amp;A</sub>			DI <sub>Banon</sub>		
	t=۱۰s	t=۱۵s	t=۲۰s	t=۱۰s	t=۱۵s	t=۲۰s	t=۱۰s	t=۱۵s	t=۲۰s
F۰۳۱S	۰٫۲۷	۰٫۵۰	۰٫۸۰	۰٫۳۸	۰٫۶۸	۰٫۹۸	۰٫۵۱	۰٫۸۷	۱٫۱۸
F۰۳۱H	۰٫۱۴	۰٫۲۶	۰٫۴۸	۰٫۲۸	۰٫۴۸	۰٫۷۱	۰٫۴۶	۰٫۸۳	۱٫۰۹
F۰۷۱S	۰٫۱۷	۰٫۷۳	۱٫۰۰	۰٫۳۰	۰٫۸۹	۱٫۲۴	۰٫۵۷	۱٫۱۸	۱٫۵۷
F۰۷۳S	۰٫۲۹	۱٫۱۴	۱٫۵۲	۰٫۴۲	۱٫۳۴	۱٫۸۰	۰٫۵۶	۱٫۶۴	۲٫۱۰
F۱۵۱S	۰٫۱۹	۰٫۵۷	۰٫۶۱	۰٫۲۶	۰٫۷۵	۰٫۹۶	۰٫۷۸	۱٫۴۸	۱٫۹۴



شکل ۱۳. شاخص خرابی پارک - آنگ در قاب F۰۷۳S.



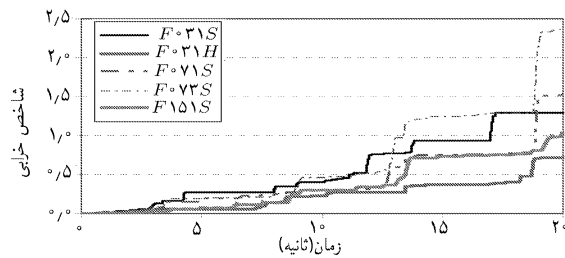
شکل ۱۴. مقایسه‌ی شاخص‌های خرابی قاب‌ها تا زمان t=۱۰ ثانیه.

نشان می‌دهد و شاخص پارک - آنگ از شاخص سینماتیکی رقم بالاتری را پیش‌بینی می‌کند. در هر یک از این شکل‌ها با رسم خطی افقی که از شاخص حدی مورد نظر می‌گذرد می‌توان زمان دوام را برای سطح خرابی مفروض در سازه به‌دست آورد. در صورتی که خط مفروض نمودار را قطع نکند، زمان دوام بیشتر از مدت زمان تحلیل تحت تأثیر شتاب‌نگاشت‌های یاد شده است. باید توجه داشت که در

قاب F۰۷۳S به‌عنوان نمونه‌ی خرابی براساس شاخص پارک - آنگ در زمان‌های مختلف تحت شتاب‌نگاشت‌های مختلف نشان داده شده است. به‌طور کلی تا زمان t=۱۰ ثانیه رفتار شتاب‌نگاشت‌ها متفاوت از رفتار آنها تا زمان t=۲۰ ثانیه، یعنی انتهای تحلیل صورت گرفته، است و شتاب‌نگاشتی که در پایان بدترین خرابی را ایجاد کرده است الزاماً در پایان زمان t=۱۰ ثانیه و یا t=۱۵ ثانیه هم بیشترین خرابی را در مقایسه با دیگر شتاب‌نگاشت‌ها نداشته است. دیده شد که تا زمان t=۱۰ ثانیه در قاب F۰۳۱S شتاب‌نگاشت acc۲ بیشترین خرابی را داشته است، در حالی‌که تا زمان t=۲۰ ثانیه شتاب‌نگاشت acc۱ بدترین خرابی را ایجاد می‌کند. در قاب F۰۳۱H در هر دو زمان شتاب‌نگاشت acc۱ بیشترین خرابی را داشته است. در قاب‌های ۷ طبقه، یعنی F۰۷۱S و F۰۳-۲-۷، در زمان t=۱۰ ثانیه شتاب‌نگاشت acc۱ و در زمان t=۲۰ ثانیه شتاب‌نگاشت acc۳ بیشترین خرابی را ایجاد کرده‌اند. برای قاب ۱۵ طبقه در زمان انتهایی تحلیل شتاب‌نگاشت acc۳ و در زمان t=۱۰ ثانیه شتاب‌نگاشت acc۲ باعث بیشترین خرابی شده‌اند. از اینجا اهمیت زمان، تأثیر شتاب‌نگاشت، و خاصیت تصادفی بودن شتاب‌نگاشت مورد استفاده روشن می‌شود.

در شکل ۱۴ شاخص متوسط قاب‌ها تا زمان ۱۰ ثانیه تحت شاخص‌های گوناگون و شتاب‌نگاشت‌های مفروض روش زمان دوام دیده می‌شود.

مقایسه‌ی تغییرات متوسط شاخص‌ها براساس شتاب‌نگاشت‌های فوق‌الذکر در هر یک از قاب‌ها در شکل‌های ۱۵ تا ۱۹ ارائه شده است. شاخص بانون نسبت به شاخص‌های دیگر خرابی بالاتری برای سازه



شکل ۲۰. مقایسه‌ی خرابی قاب‌های مختلف براساس شاخص پارک - آنگ.

آن صورت نمی‌توان گفت که سازه تحت آن شتاب‌نگاشت مفروض پایدار است، زیرا این شتاب‌نگاشت‌ها فزاینده‌اند و فقط می‌توان نتیجه گرفت که زمان دوام بیشتر از ۲۰ ثانیه است.

در شکل ۲۰ براساس شاخص پارک - آنگ، که به نظر می‌رسد از مناسب‌ترین شاخص‌ها برای بررسی خرابی سازه‌ها باشد، خرابی متوسط قاب‌های گوناگون برحسب زمان مقایسه شده است. براساس این نمودار می‌توان قاب‌های مختلف را با هم مقایسه کرد. به‌عنوان مثال مشاهده می‌شود که قاب  $F^{0.31H}$  تحت تأثیر متوسط این شتاب‌نگاشت‌ها رفتاری بهتر از رفتار قاب  $F^{0.31S}$  از خود بروز می‌دهد.

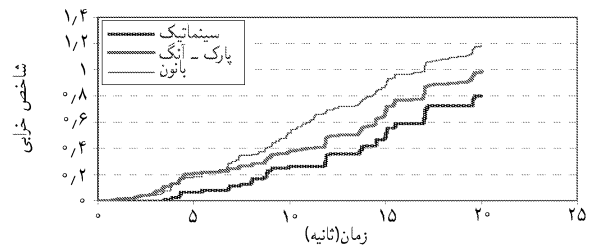
### نتایج

با توجه به موارد مورد بررسی در این نوشتار می‌توان به‌طور خلاصه نتایج زیر را استنتاج کرد:

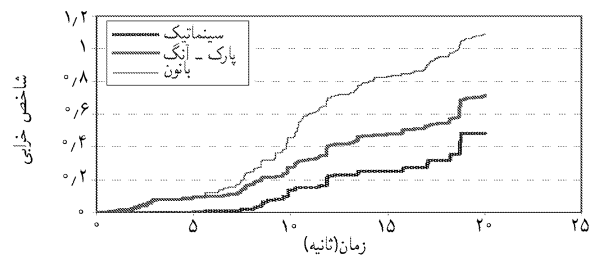
۱. در روش تحلیل غیرخطی قاب‌های فولادی براساس زمان مشاهده می‌شود که خصوصیات تصادفی شتاب‌نگاشت‌ها تأثیر قابل توجهی بر عکس‌العمل سازه و خرابی‌های آن دارند و لازم است تهیه و انتخاب شتاب‌نگاشت‌های مناسب و تنظیم شده به‌عنوان یک موضوع تحقیقاتی مورد بررسی بیشتر قرار گیرد.
۲. انتخاب شاخص خرابی و کم‌ترین زمان دوام مورد نیاز در تحلیل زمان دوام نقش تعیین‌کننده‌ی دارد و می‌تواند به تفاوت‌های قابل توجهی در نتایج منجر شود. مشاهده می‌شود که انتخاب شاخص‌های متفاوت می‌تواند زمان‌های پایداری بسیار متفاوتی برای سازه‌های گوناگون ارائه دهد.

۳. در روش زمان دوام از «خرابی بیشتر تحت یک شتاب‌نگاشت نسبت به شتاب‌نگاشت دیگر در مدت اثر شتاب‌نگاشت» لزوماً نمی‌توان نتیجه گرفت که زمان دوام تحت آن شتاب‌نگاشت نسبت به شتاب‌نگاشت دیگر بیشتر خواهد بود. مقایسه‌ی خرابی تحت تأثیر شتاب‌نگاشت‌ها باید در طول زمان مورد بررسی قرار گیرد تا بتوان به قضاوت صحیح رسید.

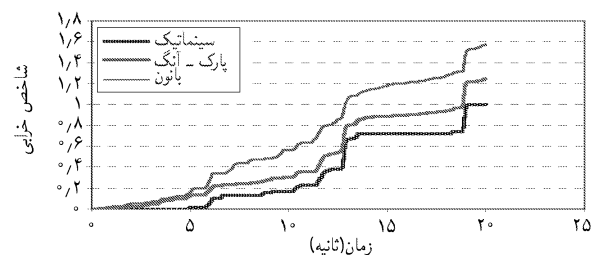
۴. در تعریف زمان دوام، انتخاب حد شاخص خرابی بسیار مهم است. اگر فرض را بر خرابی سازه‌ها بگذاریم، این مقدار برحسب نوع



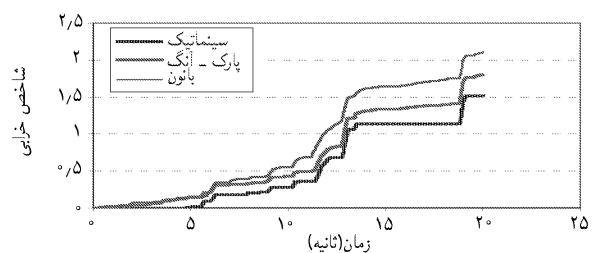
شکل ۱۵. شاخص متوسط خرابی در قاب  $F^{0.31S}$  براساس متوسط خرابی شتاب‌نگاشت‌ها.



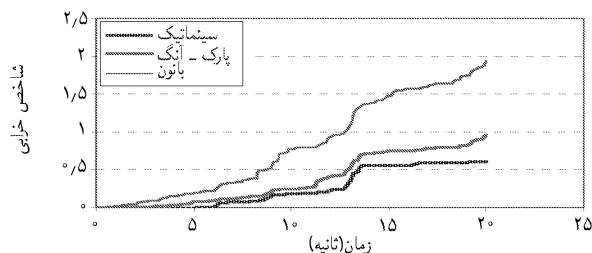
شکل ۱۶. شاخص متوسط خرابی در قاب  $F^{0.31H}$  براساس متوسط خرابی شتاب‌نگاشت‌ها.



شکل ۱۷. شاخص متوسط خرابی در قاب  $F^{0.71S}$  براساس متوسط خرابی شتاب‌نگاشت‌ها.



شکل ۱۸. شاخص متوسط خرابی در قاب ۷-۳-۲ براساس متوسط خرابی شتاب‌نگاشت‌ها.



شکل ۱۹. شاخص متوسط خرابی در قاب  $F^{1.51S}$  براساس متوسط خرابی شتاب‌نگاشت‌ها.



حالات به نتیجه‌ی مغایر منجر شده و رفتاری غیر از شاخص‌های دیگر را در قاب‌ها نشان داده است.

۷. بعضی از شاخص‌های خرابی در برگزیده‌ی رفتار غیرخطی اعضای سازه‌اند و برای محاسبه‌ی صحیح آنها باید از صحت مدل تحلیلی مورد استفاده اطمینان حاصل کرد. به طور مثال، رفتار اتصالات سازه‌ها به گونه‌ی صحیح باید در تحلیل غیرخطی مورد مطالعه قرار گیرد، یا باید از کفایت آنها در جهت انتقال نیروها و عدم خرابی در حالت خمیری اطمینان حاصل کرد چون رفتار سخت‌شدگی فولاد می‌تواند اثر قابل توجهی در نتایج تحلیل غیرخطی داشته باشد، رفتار مصالح مورد استفاده باید با دقت مورد توجه قرار گیرد.

شاخص می‌تواند محدود به ۱ باشد و اگر خرابی قابل تعمیر مد نظر باشد می‌توان این مقدار را در اغلب شاخص‌ها به ۰/۴ محدود، و زمان دوام را بر این مبنا محاسبه کرد.

۵. بررسی شاخص پارک - آنگ و شاخص بانون حاکی از سازگاری نتایج این دو شاخص با هم است به این معنی که قابی که تحت یکی از این شاخص‌ها رفتار بهتری را در مقایسه با دیگر قاب‌ها از خود نشان داده است تحت شاخص دیگر هم معمولاً رفتار بهتری از خود نشان می‌دهد.

۶. شاخص سینماتیکی به دلیل عدم در نظر گرفتن سهم انرژی در بعضی

#### منابع

1. Estekanchi, H.E., Vafaie, A., Sadeghazar "Endurance Time method for seismic analysis and design of structures", *Scientia Iranica*, **11**, (4), pp. 361-370.
2. Bertero, V.V., "Issues and future directions in the use of an energy approach for seismic-resistant design of structures", *Vortag: Use of Energy as a design criterium for earthquake resistant design of structures*, pp. 3-22 (1994).
۳. استکانچی، همایون، «اساس مهندسی زلزله»، *مجله عمران شریف*، شماره ۱۵، ۲۶-۲۹ (۱۳۷۳).
۴. مقدم، حسن. «مهندسی زلزله»، نشر فراهنگ، (۱۳۸۱).
۵. استکانچی، همایون، وفايي، ابوالحسن، شاه‌بداغی، پیام. «مقایسه‌ی طراحی قاب‌های فولادی مهاربندی شده با توجه به ویرایش اول و دوم آیین‌نامه ۲۸۰۰»، *مجله مرکز تحقیقات و مسکن ایران*، جلد ۱، شماره ۱، ۱۱-۱۶ (۱۳۸۳).
6. Moghadam, H.A., Estekanchi, H.E., "A study of off-center bracing systems", *Journal of constructional steel research*, **51** (2), pp 177-196 (1999).
۷. استکانچی، همایون، «مروری بر تاریخچه، عملکرد و کاربرد عایق‌های لرزه‌یی»، *مجله عمران شریف*، شماره ۱۰، ۴۲-۴۴ (۱۳۷۲).
8. Clough, R.W., Penezien, J., "Dynamics of structures", McGraw-Hill Inc, (1993).
9. Fajfar, P., Vivid, T., Fischinger, M., "On energy demand and supply in SDOF systems", *Vortag: Use of Energy as a design criterium for earthquake resistant design of structures*, pp. 42-63 (1994)
10. Park, V.J, Ang, H.S., "Damage limiting aseismic design of buildings", *Earthquake Spectra*, **3** (1), pp. 1-25 (1987).
11. Krawinkler, H., Nassar, A.A., "Seismic design based on ductility and cumulative damage demands and capacities", *Vortag: Use of Energy as a design criterium for earthquake resistant design of structures*, pp. 23-41 (1994).
12. Banon, H., Biggs, J. Irvineh, H., "A simplified model for seismic response prediction of steel frames structures", *ASCE*, **107** (ST9), pp. 1713-1728 (1981).
13. Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M.H., Fenves, G.L., Jeremic, B., "OpenSees command language manual", Pacific Earthquake Research Center, University of California, Berkeley, Version 2.0.
14. FEMA 273, NEHRP Guidelines for seismic Rehabilitation of Buildings, Federal Emergency Management Agency, (October 1997).