



## تاثیر شتابنگاشت‌های واقعی و مصنوعی بر عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی

مریم جلیلیان<sup>۱</sup>، سعید تارپوردیلو<sup>۲</sup>

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد سازه، گروه مهندسی عمران، دانشگاه ارومیه، ارومیه، ایران

۲- استاد، گروه مهندسی عمران، دانشگاه ارومیه، ارومیه، ایران

maryam.jalilian36@gmail.com

### چکیده

امروزه با پیشرفت‌های به وجود آمده در زمینه امکانات سخت افزاری و نرم افزاری، هزینه محاسباتی جهت انجام تحلیل‌های دینامیکی به شدت کاهش یافته است. این امر محققان مهندسی زلزله را به سوی استفاده هر چه بیشتر از تحلیل‌های تاریخیچه زمانی غیرخطی سوق می‌دهد. یکی از مشکلاتی که در راه انجام تحلیل‌های دینامیکی تاریخیچه زمانی وجود دارد، بحث فراهم آوری و انتخاب ورودی مناسب برای تحلیل‌های مذکور است. بخصوص در مناطقی که پراکندگی نقاط ثبت رکوردهای واقعی چندان مطلوب نبوده و گاهی اوقات برای انتخاب حداقل شتابنگاشت‌های توصیه شده در آیین نامه‌ها جهت تحلیل تاریخیچه زمانی، با مشکل مواجه خواهیم شد. در این پژوهش، به ارزیابی و قیاس کاربرد دو مجموعه از رکوردهای واقعی و مصنوعی به صورت سازگار با طیف هدف خواهیم پرداخت. مدل انتخابی در این تحقیق، قاب دو بعدی فولادی شش طبقه دارای سه دهانه با سیستم قاب خمشی ویژه می‌باشند. این تحقیق شامل سه فاز اصلی می‌باشد. در فاز نخست، قاب مورد مطالعه با استفاده از تحلیل بار افزون و روش طراحی مبتنی بر عملکرد با توجه به معیارهای پذیرش ارائه شده در آئین نامه ASCE41-13، برای سطوح عملکرد قابلیت استفاده بی وقفه، ایمنی جانی و پیشگیری از خرابی، طراحی شده است. در فاز دوم به ارزیابی عملکرد لرزه‌ای قاب مورد مطالعه با استفاده از تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی جهت بدست آوردن جابجایی نسبی طبقات و نسبت دوران تیرها و ستون‌ها در سطوح عملکردی ذکر شده پرداخته شده است. بدین منظور رکوردهای واقعی، مصنوعی سازگار با طیف هدف جهت انجام تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی به عنوان تحریک لرزه‌ای به مدل اعمال شده‌اند. در فاز نهایی نیز به مقایسه جابجایی نسبی طبقات و نسبت دوران اعضا با توجه به نتایج حاصل از تحلیل تاریخیچه زمانی با رکوردهای واقعی و مصنوعی و تحلیل بار افزون پرداخته شده است. در این مطالعه برای انجام تحلیل‌های غیرخطی بار افزون و دینامیکی تاریخیچه زمانی از نرم‌افزار این سیس استفاده شده است. با بررسی نتایج، ادعای رایج مبتنی بر تخمین دست بالا و محافظه کارانه در اثر کاربرد رکوردهای مصنوعی رد می‌گردد.

**کلمات کلیدی:** قاب خمشی فولادی، شتابنگاشت مصنوعی، سطوح عملکرد، طراحی مبتنی بر عملکرد، لرزه‌ای.

### ۱- مقدمه

آگاهی اقبال روزافزون به استفاده از روش‌های دقیق تحلیل دینامیکی مانند تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخیچه زمانی امروزه بر کسی پوشیده نیست. به جز پیشرفت‌ها و تسهیلات موجود در فرآیندهای عملی انجام چنین تحلیل‌هایی، از مهم‌ترین علل



## شانزدهمین کنفرانس ملی شهرسازی، معماری، عمران و محیط زیست

این رویکرد می‌تواند الف) امکان تامین سطح شکل پذیری بالا در سازه، بر این اساس فرضیات ساده کننده در روش‌های طیفی یا استاتیکی معادل فاصله‌ی بیشتری با رفتار واقعی دینامیکی سازه در تحمل زلزله ایجاد می‌کند، ب) نامنظمی محسوس در پلان یا ارتفاع، عدم توزیع یکنواخت جرم و سختی در سازه‌ها فرضیات ساده کننده سایر روش‌ها را زیر سوال خواهد برد، ت) امکان دخیل شدن مدهای بالاتر ارتعاشی سازه، اکثر روش‌های ساده شده مبتنی بر این فرض هستند که رفتار دینامیکی سازه تحت غلبه مد اول ارتعاشی است، پ) امکان کاهش تقاضای لرزه‌ای با افزایش دقت در تحلیل (رویکرد طراحی بر اساس عملکرد) را می‌توان نام برد. زلزله پدیده‌ای طبیعی با ماهیتی ناشناخته است که رفتار آن از نظم خاصی تبعیت نمی‌کند. این ماهیت تصادفی سبب می‌شود تا رفتار لرزه‌ای سازه‌ها و طراحی آن‌ها در برابر زلزله، قطعیت‌های زیادی نداشته باشد. به همین دلیل است که همواره مطالعات متعددی برای شناخت زلزله و رفتار لرزه‌ای سازه‌ها انجام می‌شود و روز به روز در حال افزایش است. از آنجایی که طراحی سازه‌ها در برابر زلزله طبق آیین‌نامه‌های موجود، براساس نیروهای لرزه‌ای کاهش یافته می‌باشد و نه نیروی واقعی زلزله، انتظار می‌رود سازه تحت اثر زلزله‌های شدید وارد مرحله‌ی غیرخطی شود و با تغییر شکل‌های خمیری در چرخه‌های رفت و برگشتی به جذب و استهلاک انرژی بپردازد. با ورود سازه به مرحله‌ی غیرخطی، کنترل پاسخ سازه بر اساس پارامتر جابجایی، دقیق‌تر از پارامترهای نیرویی خواهد بود. لذا در رویکردی جدید، آیین‌نامه‌های طراحی در حال گذر از حالت کنترل نیرویی به حالت کنترل جابه‌جایی و طراحی براساس عملکرد می‌باشند. بنابراین انجام تحلیل‌های غیرخطی برای بررسی رفتار لرزه‌ای سازه‌های موجود و نیز طراحی سازه‌های جدید، امری اجتناب‌ناپذیر می‌باشد. آنالیز تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی، دقیق‌ترین روش تحلیل سازه می‌باشد که استفاده از آن برای تعیین رفتار لرزه‌ای سازه و تخمین پارامترهای نیاز مهندسی از جمله: جابه‌جایی نقطه بام، جابه‌جایی نسبی طبقه، نیروهای داخلی اعضا و غیره، روز به روز در حال افزایش می‌باشد. اما نتایج بدست آمده از روش تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی به شدت وابسته به رکوردهای شتابنگاشت زلزله‌های انتخابی، جهت آنالیز می‌باشد. به طور کلی، برای دستیابی به تاریخچه زمانی حرکت زمین به عنوان عامل تحریک دینامیکی تکیه‌گاه برای تحلیل‌های سازه‌ای، سه روش وجود دارد: در درجه‌ی نخست، استفاده از رکوردهای واقعی که به خصوص در سالهای اخیر به دلیل تجهیز و نصب هرچه بیشتر ایستگاه‌های ثبت حرکت زمین، از فراوانی قابل قبولی برخوردار شده‌اند [۱]. راهکار دیگر مبتنی بر تولید یک سیگنال با ماهیت تصادفی است به گونه‌ای که در سطحی از اطمینان و دقت، تامین کننده‌ی سازگاری با یک طیف طرح یا هدف باشد. و سرانجام، به عنوان راه حل آخر می‌توان به کاربرد مدل‌های ریاضی برای تولید سری‌های زمانی مشابه با رکوردهای واقعی با لحاظ کردن ویژگی‌های گسلس و فیزیک انتشار امواج از چشمه‌های لرزه‌ای اشاره کرد [۲]. گفتنی است، گرچه دو روش آخر را می‌توان در قالب شتابنگاشت‌های مصنوعی دسته‌بندی کرد، اما روش سوم به دلیل شباهت زیاد محصول آن به شتابنگاشت‌های ناشی از وقوع جنبش نیرومند زمین، به ویژه در میان لرزه‌شناسان، از محبوبیت بیشتری برخوردار است. ارزیابی هر یک از این رویکردها موضوع تحقیقات متنوعی در فضای مهندسی زلزله را به خود اختصاص داده است [۳]. به دلیل تنوع در روش‌های تولید شتابنگاشت مصنوعی، عملاً امکان ارائه پاسخ قطعی برای این پرسش که آیا کاربرد این شتابنگاشت‌ها لزوماً موجب ایجاد تمایل معنادار در تخمین پارامترهای مهندسی خواهند گردید، شده است. در مطالعه حاضر، روش ترکیبی مبتنی بر شبیه سازی فیزیکی و سپس ایجاد سازگاری طیفی که در نرم افزار SeismoArtif و بر مبنای عقبه نظری موجود در مراجع مبنای تولید شتابنگاشت مصنوعی قرار گرفته است [۴ و ۵]. از سال ۲۰۰۰ و پس از معرفی روش نوین طراحی بر اساس عملکرد، بحث نگاه احتمالاتی به پاسخ دینامیکی سازه‌ها در فضای مهندسی زلزله مطرح گردید. بر این اساس، پیشنهاد روش‌هایی جهت تخمین ظرفیت سازه در سطوح مختلف عملکردی به یکی از نیازهای مهم مهندسی زلزله بدل شد. معرفی روش پوش آور، پوش آور مودال و پوش آور مودال به هنگام شونده را می‌توان سرآغاز این تلاشها دانست. در سال ۲۰۰۲ و اموتسیکوس و کرنل تحلیل دینامیکی فزاینده را معرفی کردند [۶]. بطور خلاصه، این روش جدید سعی در تخمین ظرفیت دینامیکی سازه با استفاده از اعمال شتابنگاشت ثبت شده از حرکت زمین با سطوح گوناگون شدت خواهد داشت. بدین ترتیب، شتابنگاشت‌های مورد استفاده با حفظ محتوای فرکانسی و شکل ظاهری و صرفاً بر اساس مقیاس شدن به سطوح



## شانزدهمین کنفرانس ملی شهرسازی، معماری، عمران و محیط زیست

گوناگون شدت به عنوان نماینده بار جانبی تدریجی وارده شده به سازه معرفی شدند. به دلیل اینکه بارهای لرزه‌ای دارای طبیعت غیر قابل پیش بینی می‌باشند، اگر طراحی به گونه‌ای باشد که سازه در هنگام زلزله در محدوده خطی بماند وزن سازه بدست آمده از این روش طراحی، به طور غیراقتصادی افزایش خواهد یافت. بنابراین آیین‌نامه‌های ساختمانی و روش‌های طراحی، محدوده غیر الاستیک رفتار سازه را با روش‌های ایمن در طراحی در نظر می‌گیرند. یک رویکرد قوی برای طراحی سازه‌ها و ملحوظ داشتن محدوده غیرالاستیک، طراحی بر مبنای عملکرد می‌باشد که یک رویکرد چند سطحه برای طراحی سازه در سطوح مختلف لرزه‌ای می‌باشد. مفهوم نوین طراحی بر مبنای عملکرد در آیین‌نامه‌های مختلف بر پایه سه اصل عدم آسیب برای زلزله‌های با شدت کم، عدم آسیب سازه‌ای ولی آسیب جزئی غیر سازه‌ای برای زلزله‌های با شدت متوسط و عدم فروریزش ولی آسیب سازه‌ای و غیر سازه‌ای برای زلزله‌های با شدت قوی قرار دارد. این رویکرد طراحی لرزه‌ای بر این اصل استوار است که سازه بایستی در مقابل زلزله‌های با شدت کم و دوره زمانی کوتاه تا زلزله‌های با شدت زیاد و دوره زمانی بلند، اهداف عملکردی مختلف را برآورده نموده و ایمنی سازه را افزایش دهد. در سال‌های اخیر، مطالعاتی که در مورد تاثیر رکوردهای زلزله در سازه‌های مرسوم و متداول انجام یافته است [۷-۱۱]، تاثیر شتابنگاشت‌های واقعی و مصنوعی بر عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی طراحی شده بر اساس عملکرد و بررسی کفایت این رکوردها بصورت جامع انجام نگرفته است. لذا در این مطالعه به بررسی کفایت شتابنگاشت‌های واقعی و مصنوعی بر عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی طراحی شده بر اساس عملکرد خواهیم پرداخت.

### ۲- مشخصات مدل مورد مطالعه

سازه مورد بررسی در این مطالعه قاب ۳ دهانه ۶ طبقه می‌باشد، که در آن اتصال تیر به ستون‌ها به صورت گیردار است، طول دهانه ثابت و برابر ۶ متر، و ارتفاع طبقات برابر ۳٫۲ متر می‌باشد. در طراحی تیرها و ستون‌ها از مقاطع W استفاده شده است. تنش تسلیم مقاطع مختلف ۳۴۴٫۷۴ مگاپاسکال می‌باشد. برای تعریف مشخصات مقاطع W، پس از تسلیم، ۳ درصد سخت‌شوندگی در نظر گرفته می‌شود. مدول الاستیسیته و وزن واحد حجم به ترتیب، برای همه اعضا فولادی برابر ۲۰۰ GPa و ۷۸۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب می‌باشد. عرض بارگیر تیرها در جهت عمود بر صفحه برابر ۶ m می‌باشد. بدست آمده حاصل از طراحی بر اساس نیرو برای قاب مذکور، در جدول ۱ قرار داده شده است.

در شکل (۱) قاب خمشی فولادی ۶ طبقه با گروه‌بندی مربوطه نشان داده شده است. در این مطالعه برای مدل‌سازی اجزای محدود سازه از نرم افزار کدباز اپن‌سیس<sup>۱</sup> استفاده می‌شود [۱۲]. ضوابط هندسی و محدودیت‌های مقاومتی و عملکردی قاب طراحی شده و سایر محاسبات صورت گرفته مانند محاسبه تغییر مکان هدف در نرم افزار متلب<sup>۲</sup> کنترل شده است [۱۳]. از تحلیل بار افزون<sup>۳</sup> برای بدست آوردن پاسخ‌های قابها در سطوح عملکردی استفاده شده است. کنترل ضوابط نیرویی مطابق آیین‌نامه LRFD\_AISC و ضوابط عملکردی منطبق با آیین‌نامه AISC 41-13 صورت گرفته شده است و در نهایت عملکرد لرزه‌ای قاب طراحی شده نسبت در سطوح عملکردی از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی با اعمال رکوردهای مصنوعی سازگار با طیف هدف و رکوردهای واقعی شتابنگاشت زلزله بررسی شده است. در این تحقیق چهار نوع قید در نظر گرفته شده است. نوع اول قیدهای هندسی است. در این قید باید ابعاد مقطع ستون بالایی از ستون پایینی کوچکتر یا مساوی باشند. همچنین در اتصال تیر به ستون، عرض بال تیر از عرض بال ستون کوچکتر یا مساوی باشد. قید دوم مربوط به بررسی اعضای سازه‌ای در

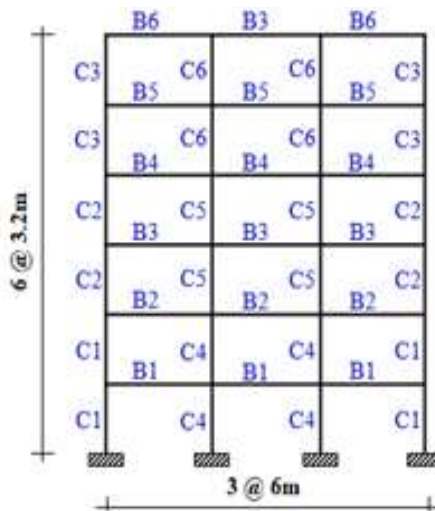
<sup>1</sup> OpenSees

<sup>2</sup> matlab

<sup>3</sup> Push Over

شانزدهمین کنفرانس ملی شهرسازی، معماری، عمران و محیط زیست

برابر بارهای ثقیلی است. قید سوم مربوط به طراحی بر اساس عملکرد و در نهایت قید تیر ضعیف و ستون قوی بررسی شده است [۱۴ و ۱۵].



شکل شماره (۱): گروه بندی قاب شش طبقه

جدول شماره (۱): مقاطع قاب شش طبقه

مقاطع ستون					
$C_1$	$C_2$	$C_3$	$C_4$	$C_5$	$C_6$
W14X74	W14X68	W14X53	W14X145	W14X132	W14X68
مقاطع تیر					
$B_1$	$B_2$	$B_3$	$B_4$	$B_5$	$B_6$
W16X50	W16X57	W16X50	W16X50	W18X35	W18X35

۳- ضوابط اجرایی و طراحی مبتنی بر مقاومت

در این تحقیق، سه نوع قید در نظر گرفته خواهد شد. نوع اول قیدهای اجرایی است. در این قید همانند شکل (۲) باید ابعاد مقطع ستون بالایی از ستون پایینی کوچکتر یا مساوی باشند. همچنین در اتصال تیر به ستون، عرض بال تیر از عرض بال ستون کوچکتر یا مساوی باشد. در رابطه (۱) ضوابط اجرایی در نظر گرفته شده به صورت قید آورده شده است.

$$G_{construct} = \left\{ g_1(X) = \frac{d_c^u}{d_c^d}, g_2(X) = \frac{b_{f_c}^u}{b_{f_c}^d}, g_3(X) = \frac{t_{w_c}^u}{t_{w_c}^d}, g_4(X) = \frac{b_f^b}{b_{f_c}^d} \right\} - 1 \leq 0 \quad (1)$$

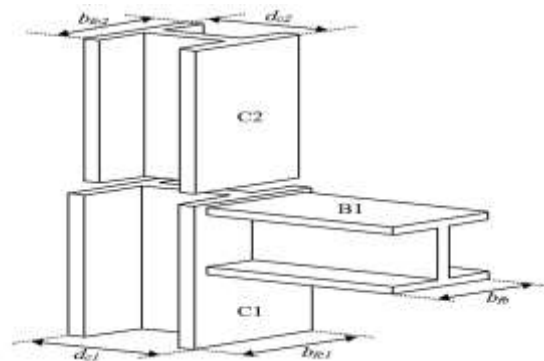
که در آن  $d_c^d$ ،  $d_c^u$ ،  $b_{f_c}^d$ ،  $b_{f_c}^u$ ،  $t_{w_c}^d$ ،  $t_{w_c}^u$  و  $b_f^b$  به ترتیب عمق ستون بالا و پایین، عرض بال ستون بالا و پایین، ضخامت جان ستون بالا و پایین و عرض بال تیر می باشد.

### شانزدهمین کنفرانس ملی شهرسازی، معماری، عمران و محیط زیست

ضابطه دوم مربوط به بررسی اعضای سازه‌ای در برابر بارهای ثقیلی است. در این حالت قاب تحت ترکیب بار طبق رابطه (۲) مورد بررسی قرار خواهد گرفت:

$$Q_G = 1.2Q_D + 1.6Q_L \quad (۲)$$

و در آن  $Q_D = 3000 \text{ Kg/m}$  بار مرده و  $Q_L = 1200 \text{ Kg/m}$  بار زنده است. مطابق معیار LRFD-AISC هر المان قاب خمشی باید در روابط (۳) و (۴) را صدق کند [۱۴]:



شکل شماره (۲): ارتباط بین هندسه اعضای سازه در یک اتصال

$$\text{for } \frac{P_u}{\phi_c P_n} \geq 0.2 : \quad \frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) - 1 \leq 0 \quad (۳)$$

$$\text{for } \frac{P_u}{\phi_c P_n} < 0.2 : \quad \frac{P_u}{2\phi_c P_n} + \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) - 1 \leq 0 \quad (۴)$$

که در آن  $P_T$  مقاومت محوری مورد نیاز،  $P_c$  مقاومت محوری موجود یا در دسترس،  $\phi_c$  ضریب مقاومت برای فشار،  $M_T$  مقاومت خمشی مورد نیاز،  $M_{cx}$  و  $M_{cy}$  مقاومت خمشی در دسترس یا موجود عضو و  $\phi_b$  ضریب کاهش مقاومت خمشی است ( $\phi_c = \phi_b = 0.9$ ).

#### ۴- طراحی بر اساس عملکرد

قیده‌های طراحی بر اساس عملکرد در این تحقیق برای محاسبه سطوح اعتماد و نسبت دوران و خیز المانها در هر هدف عملکردی، به ترتیب بر اساس FEMA350 و ASCE41-13 در نظر گرفته می‌شود. اهداف عملکرد پیشگیری از فروریزش برای سطح خطر ۲٪ در ۵۰ سال، ایمنی جانی ۱۰٪ در ۵۰ سال و قابلیت استفاده بی‌وقفه برای سطح عملکرد ۵۰٪ در ۵۰ سال می‌باشد [۱۵ و ۱۶].

#### ۴-۱- آنالیز و ارزیابی ظرفیت سازه

بعد از تعریف اهداف عملکردی، مرحله بعدی بررسی طرح انجام شده و مطابقت آن با اهداف عملکردی می‌باشد. در این مطالعه جهت آنالیز سازه و برآورد ظرفیت آن از تحلیل پوش‌آور استفاده می‌شود. برای انجام طراحی مبتنی بر عملکرد در مرحله اول

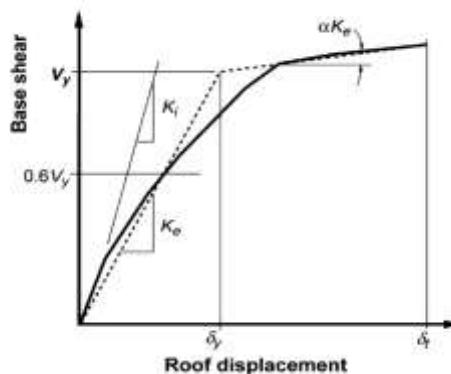
### شانزدهمین کنفرانس ملی شهرسازی، معماری، عمران و محیط زیست

سازه بایستی برای بارهای ثقلی و همچنین سایر محدودیت‌های طراحی در حالت سرویس جوابگو باشد. بارهای ثقلی با ترکیب بار  $1.2DL+1.6LL$  در طراحی اعضا جهت جوابگویی در برابر بارهای ثقلی با توجه به آیین نامه AISC-LRFD، بر روی تیرها اعمال می‌شود [۱۴]. پس از ارضای مرحله اول، نیاز سازه برای هر یک از سطوح عملکردی توسط آنالیز غیرخطی استاتیکی کنترل می‌شود. مقدار بار ثقلی که هنگام آنالیز پوش آور به صورت ثابت بر روی تیرها اعمال می‌شود مطابق ASCE41-13 از ترکیب بار  $DL+0.25LL$  بدست می‌آید [۱۵]. در آنالیز پوش‌آور مودهای شکل نرمالیزه شده به عنوان الگوی بارگذاری جانبی در نظر گرفته می‌شود و تحلیل تا زمانی که تغییر مکان نقطه هدف سازه به  $1/5$  برابر تغییر مکان هدف سطح آستانه فروریزش برسد ادامه پیدا می‌کند. تغییر مکان هدف بر اساس ASCE41-13 با استفاده از رابطه (۵) محاسبه می‌شود [۱۵]:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (5)$$

که در آن  $T_e$  زمان تناوب اصلی موثر ساختمان در امتداد مورد بررسی مطابق رابطه ۵،  $C_0$  ضریب اصلاح برای ارتباط تغییر مکان طیفی سیستم یک درجه آزادی به تغییر مکان بام سیستم چند درجه آزادی،  $C_1$  ضریب تبدیل تغییر مکان طیفی خطی به تغییر مکان حداکثر غیرخطی، ضریب  $C_2$  اثر کاهش سختی و افت مقاومت اجزا سازه را بر تغییر مکان نقطه هدف اعمال می‌کند. مقدار تمامی این ضرایب مطابق دستورات ASCE41-13 در مطالعه حاضر اعمال می‌شوند [۱۵]. همچنین  $S_a$  شتاب طیفی به ازای زمان تناوب اصلی موثر  $T_e$  است. مقدار  $T_e$  بر اساس فرمول (۶) و شکل (۳) محاسبه می‌شود:

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (6)$$



شکل شماره (۳): منحنی ساده شده نیرو مکان

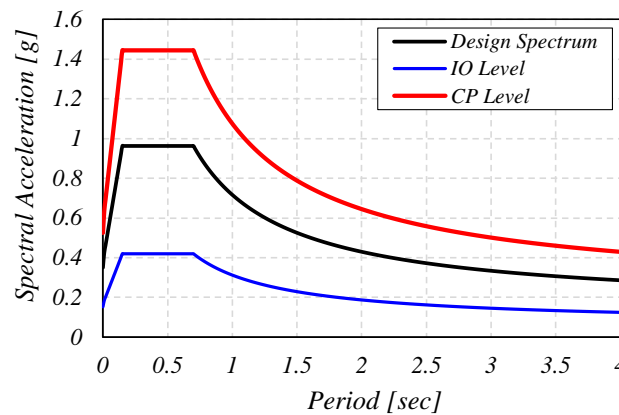
که در آن  $T_i$  پریود اصلی الاستیک سازه،  $K_i$  و  $K_e$  به ترتیب سختی جانبی ارتجاعی و سختی جانبی موثر مطابق شکل (۳) می‌باشد. مقدار  $S_a$  برای هر یک از سطوح عملکردی مطابق استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم محاسبه می‌شود [۱۷]. شتاب بدست آمده از طیف استاندارد ۲۸۰۰ متناظر سطح ایمنی جانی است. جهت محاسبه مقدار شتاب طیف در سطح IO و CP از روابط (۷) و (۸) استفاده شده است (شکل ۴). [۱۹].

شانزدهمین کنفرانس ملی شهرسازی، معماری، عمران و محیط زیست

$$S_i = S_{i10/50} \left( \frac{P_R}{475} \right)^n \quad (9)$$

$$S_{2/50} = S_{10/50} \left( \frac{3}{2} \right) \quad (10)$$

که در آن  $S_{i10/50}$  شتاب طیفی متناظر با زمان تناوب سازه بر اساس استاندارد ۲۸۰۰،  $P_R$  دوره بازگشت زلزله در سطح خطر مربوطه و  $S_{2/50}$  شتاب متناظر با سطح عملکردی آستانه فروریزش است [۱۷ و ۲۰].



شکل شماره (۴): شتاب طیف در سطوح عملکردی

#### ۴-۲- قیود طراحی بر اساس عملکرد بر اساس ASCE41-13 [۱۵]

در طی فرآیند طراحی بر اساس عملکرد می‌بایست سازه از لحاظ مسائل اجرایی و قیدهای هندسی ذکر شده کنترل شود، سپس تحت تحلیل استاتیکی خطی قرار گیرد. از این‌رو همواره سازه‌ای جهت انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی مورد پذیرش است که الزامات طراحی، نظیر نسبت تقاضا به ظرفیت عناصر سازه‌ای را ارضاء نموده است. در گام بعد بر اساس رویکرد طراحی مبتنی بر عملکرد، سازه در هر یک از سطوح عملکردی از نظر بیشینه نسبت تغییر مکان جانبی طبقات و حداکثر میزان تغییر شکل اعضا کنترل می‌شود. نهایتاً فرمول‌بندی مسئله طراحی بر اساس عملکرد قاب‌های خمشی ویژه فولادی را می‌توان به صورت زیر بر اساس مقادیر مجاز نسبت دوران و خیز اعضا بصورت زیر ارائه نمود:

$$\frac{\theta^i}{(\theta_y)_{all}} - 1 \leq 0 \quad i=IO, LS, CP \quad (11)$$

که در آن  $\theta$  چرخش پلاستیک اعضا در هر سطح عملکردی و  $\theta_y$  مطابق فرمول (۱۲) مطابق با ASCE41-13 محاسبه می‌شود [۱۵]:



شانزدهمین کنفرانس ملی شهرسازی، معماری، عمران و محیط زیست

$$\begin{cases} \theta_y = \frac{ZF_{ye}l_b}{6EI_b} & \text{Beams} \\ \theta_y = \frac{ZF_{ye}l_c}{6EI_c} \left(1 - \frac{P}{P_{ye}}\right) & \text{Columns} \end{cases} \quad (12)$$

که در آن  $Z$  مدول مقطع پلاستیک،  $F_{ye}$  تنش تسلیم مورد انتظار فولاد،  $l$  طول عضو،  $E$  مدول الاستیسیته،  $P$  و  $P_{ye}$  به ترتیب نیروی محوری ستون در سطح مورد نظر و نیروی محوری تسلیم مورد انتظار ستون می‌باشند. مقادیر مجاز دوران پلاستیک ستون‌ها در سطوح مختلف عملکرد با توجه به نسبت  $P/P_{CL}$  و نسبت عرض به ضخامت مقاطع آنها طبق ضوابط جدول ۶-۹، ASCE 41-13 تعیین می‌شود [۱۵]. که  $P_{CL}$ ، حد پایین مقاومت محوری ستون است. با نزدیک شدن بار محوری موجود در ستون به مقدار مقاومت محوری ستون احتمال کمانش کلی عضو افزایش می‌یابد. از آنجا که کمانش جزء شکست‌های ترد محسوب می‌شود رویکرد آیین‌نامه‌های طراحی براساس عملکرد ممانعت از وقوع آن است. لذا در صورت افزایش نسبت  $P/P_{CL}$  از مقدار ۰.۵، عضو توسط نیرو کنترل خواهد شد و کنترل دوران در ستون صحیح نخواهد بود. لذا رابطه (۱۳) توسط ASCE 41-13 پیشنهاد گردیده است [۱۵].

$$\text{for } \frac{P}{P_{CL}} > 0.5; \quad \frac{P_{UF}}{P_{CL}} + \frac{M_{Ux}}{M_{CLx}} + \frac{M_{Uy}}{M_{CLy}} - 1 \leq 0 \quad (13)$$

$M_{Ux}$  و  $M_{Uy}$  به ترتیب لنگرهای خمشی موجود در ستون هستند و از آنالیز بدست می‌آیند.  $M_{CLx}$  و  $M_{CLy}$  حدود پایین مقاومت خمشی ستون حول محور های  $X$  و  $Y$  می‌باشند. در جدول ۷-۹، ASCE 41-13 ضوابطی برای کنترل ستون‌هایی که تحت اثر نیروهای کششی قرار دارند [۱۵]. تغییر طول محوری این ستون‌ها با توجه به رابطه (۱۴) در طراحی لحاظ شده است. مقادیر مجاز تغییر مکان محوری ستون‌ها در کشش مطابق جدول زیر محاسبه می‌شود.

$$\frac{\Delta_b^i}{(\Delta_b^i)_{all}} - 1 \leq 0 \quad i=IO, LS, CP \quad (14)$$

جدول شماره (۲): مقادیر مجاز تغییر مکان محوری ستون‌ها در کشش

Performance level	تغییر مکان محوری مجاز کششی
<i>IO</i>	$0.5 \Delta_T$
<i>LS</i>	$6.0 \Delta_T$
<i>CP</i>	$7.0 \Delta_T$

۴-۳- قیود طراحی بر اساس عملکرد بر اساس FEMA350 [۱۶]

قیدهای طراحی برای محاسبه سطوح اعتماد در هر هدف عملکردی بر اساس FEMA350 در نظر گرفته می‌شود. اهداف عملکردی برای سازه‌های قاب خمشی فولادی پیشگیری از فروریزش برای سطح خطر ۲٪ در ۵۰ سال و قابلیت استفاده بی‌وقفه برای سطح خطر متناظر ۵۰٪ در ۵۰ سال می‌باشد [۱۶]. تقاضای سازه‌ای لازم برای زمین لرزه جهت محاسبه سطوح اعتماد



### شانزدهمین کنفرانس ملی شهرسازی، معماری، عمران و محیط زیست

مقادیر دررفت طبقات و نیروی محوری اعضا در هر سطح خطر می‌باشد. پارامتر سطوح اعتماد بر پایه نسبت تقاضا به ظرفیت طبق رابطه (۱۵) محاسبه می‌شود:

$$\lambda_{CL} = \frac{\gamma\gamma_a D}{\phi C} \quad (15)$$

که در این رابطه  $\gamma$  فاکتور تغییرات تقاضا،  $\gamma_a$  فاکتور عدم قطعیت‌های آنالیز،  $D$  تقاضای محاسبه شده سازه،  $C$  میانگین تخمینی ظرفیت سازه‌ای و  $\phi$  مربوط به عدم قطعیت‌های موجود در تخمین ظرفیت سازه‌ای می‌باشد. مقادیر این پارامترها در FEMA350 آمده و سطوح اعتماد با استفاده از رابطه (۱۶) محاسبه خواهد شد [۱۶]:

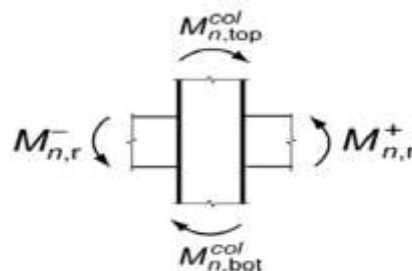
$$CL = \phi(K_x) \quad (16)$$

که در این رابطه  $\Phi(K_x)$  تابع توزیع تجمعی استاندارد  $K_x$  می‌باشد. به این ترتیب، با محاسبه مقدار تابع توزیع نرمال تجمعی استاندارد ( $K_x$ ) می‌توان سطح اطمینان را بدست آورد.

#### ۵- ستون قوی-تیر ضعیف<sup>۱</sup>

هنگامی که یک ساختمان تحت یک زمین‌لرزه قرار می‌گیرد، توزیع خرابی در ارتفاع به توزیع دررفت جانبی بستگی دارد. اگر ساختمان ستون‌های ضعیفی داشته باشد، دررفت در یک یا چند طبقه محدود، متمرکز شده و ممکن است از ظرفیت دررفت ستون‌ها تجاوز نماید. به عبارت دیگر، اگر ستون‌ها یک مهار سخت و قوی در ارتفاع سازه فراهم نمایند، دررفت به شکل کاملاً یکنواختی توزیع شده، و خرابی‌های موضعی کاهش می‌یابند. بر این اساس مقاومت ستون‌ها در یک قاب بایستی در حد متعادل بوده تا باعث تشکیل حد واسط مکانیزم طبقه شود. علاوه بر این، شناخت اینکه ستون‌ها در یک طبقه، وزن کل سازه بالای خود را تحمل می‌کنند و تیرها فقط بارهای ثقلی از کف را تحمل کرده که خود نیز بخشی از آن هستند، نیز مهم است. بنابراین، در یک سازه شکست و خرابی ستون بسیار مهم‌تر از شکست تیر است. با شناخت این رفتار، آیین‌نامه‌ها تبیین می‌کنند که ستون‌ها قوی‌تر از تیرها باشند. به این دلیل اصل ستون قوی-تیر ضعیف، یک اصل اساسی در دستیابی به رفتار ایمن قاب‌ها در طی زمین‌لرزه‌های قوی است. به منظور برآورده کردن الزامات آیین‌نامه FEMA350، مجموع مقاومت‌های خمشی اسمی ستون‌های واقع در یک اتصال بایستی حداقل از ۱۰٪ برابر مجموع مقاومت‌های خمشی اسمی تیرهای واقع در همان اتصال بزرگتر باشند. در ادامه فرمول‌بندی روند کنترل این ضابطه ارائه شده است [۱۶]:

$$M_{n.top}^{col} + M_{n.bot}^{col} > 1.0(M_n^+ + M_n^-) \quad (17)$$



<sup>1</sup> strong-column/weak-beam



## شانزدهمین کنفرانس ملی شهرسازی، معماری، عمران و محیط زیست

شکل شماره (۵) : شماتیک نیرویی اتصال برای کنترل تیر ضعیف و ستون قوی

### ۶- تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی

در گام بعدی بعد از طراحی بر اساس عملکرد با استفاده از تحلیل پوش اور، پاسخ‌های سازه در هر یک از سطوح عملکردی، توسط تحلیل دینامیکی غیرخطی با توجه به روش مقیاس‌سازی شوم و همکاران با استفاده از رکوردهای شتابنگاشت واقعی و تحلیل دینامیکی غیرخطی با استفاده از رکوردهای شتابنگاشت مصنوعی بدست آمده است. مقدار بار ثقلی که هنگام تحلیل دینامیکی غیرخطی به صورت ثابت بر روی تیرها اعمال می‌شود مطابق ASCE41-13 از ترکیب بار رابطه (۱۸) بدست می‌آید [۱۵]. سپس رکوردهای زلزله به سازه اعمال شده‌اند. آیین‌نامه‌های لرزه‌ای جهت ترغیب طراحان برای انتخاب رکوردهای بیشتر این اجازه را می‌دهند که در صورت انتخاب بیش از ۷ رکورد، از ماکزیمم نتایج حاصل از تحلیل‌ها برای هر رکورد میانگین گرفته شود و بعنوان پاسخ سازه در طراحی‌ها مورد استفاده قرار گیرد، ولی چنانچه تعداد رکوردها برابر با ۳ باشند می‌بایست بین ماکزیمم پاسخ‌های مربوط به هر رکورد، بیشترین پاسخ برگزیده شود. در این تحقیق از ۲۲ رکورد زلزله موجود در FEMA-P695 طبق جدول ۳ برای تحلیل دینامیکی غیرخطی استفاده شده است [۱۸].

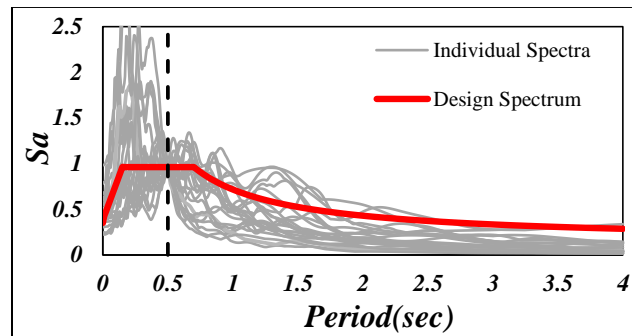
$$Q_{push} = I Q_D + 0.25 Q_L \quad (18)$$

جدول شماره (۳) : شتابنگاشت‌های مورد استفاده در تحلیل دینامیکی غیرخطی

No.	Earthquake			Record motion		
	M	Year	Name	Record station	$PGA_{max}$	$PGV_{max}$
1	6.7	1994	Northridge	BeverlyHills-Mulhol	0.52	63
2	6.7	1994	Northridge	CanyonCountry-WLC	0.48	45
3	7.1	1999	Duzce, Turkey	Bolu	0.82	62
4	7.1	1999	Hector Mine	Hector	0.34	42
5	6.5	1979	Imperial Valley	Delta	0.35	33
6	6.5	1979	Imperial Valley	ElCentroArray#11	0.38	42
7	6.9	1995	Kobe, Japan	Nishi-Akashi	0.51	37
8	6.9	1995	Kobe, Japan	Shin-Osaka	0.24	38
9	7.5	1999	Kocaeli, Turkey	Duzce	0.36	59
10	7.5	1999	Kocaeli, Turkey	Arcelik	0.22	40
11	7.3	1992	Landers	YermoFireStation	0.24	52
12	7.3	1992	Landers	Coolwater	0.42	42
13	6.9	1989	Loma Prieta	Capitola	0.53	35
14	6.9	1989	Loma Prieta	GilroyArray#3	0.56	45
15	7.4	1990	Manjil, Iran	Abbar	0.51	54
16	6.5	1987	Superstition Hills	ElCentroImp.Co.	0.36	46
17	6.5	1987	Superstition	HillsPoeRoad(temp)	0.45	36
18	7	1992	Cape Mendocino	RioDellOverpass	0.55	44
19	7.6	1999	Chi-Chi, Taiwan	CHY101	0.44	115
20	7.6	1999	Chi-Chi, Taiwan	TCU045	0.51	39
21	6.6	1971	San Fernando	LA-HollywoodStor	0.21	19
22	6.5	1976	Friuli, Italy	Tolmezzo	0.35	31

### شانزدهمین کنفرانس ملی شهرسازی، معماری، عمران و محیط زیست

به منظور مقیاس کردن رکوردهای ارائه شده در جدول ۳، طیف هر یک از رکوردها ترسیم می‌شود و نسبت شتاب طیفی متناظر با زمان تناوب سازه بدست آمده از طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰ به شتاب طیفی متناظر با زمان تناوب بدست آمده از طیف رکورد، محاسبه می‌شود و جهت اعمال به سازه در رکورد مورد نظر ضرب می‌شود [۱۷ و ۱۹].



شکل شماره (۶): مقیاس کردن رکوردها به طیف طراحی

شتابنگاشت‌های ارائه شده در جدول ۳، مبنای تولید شتابنگاشت‌های مصنوعی سازگار با طیف هدف قرار گرفته است. شتابنگاشت‌ها در هر گروه نماینده حوزه دور بوده و مبنای تشخیص حوزه دور در شتابنگاشت‌های مصنوعی تنظیم پارامترهای روش حائل‌های ویژه در نرم افزار SeismoArtif لحاظ شده است [۴]. سناریو هدف در تولید شتابنگاشت‌های مصنوعی برابر میانگین پارامترهای بزرگی و فاصله در مجموعه رکوردهای واقعی لحاظ شده است.

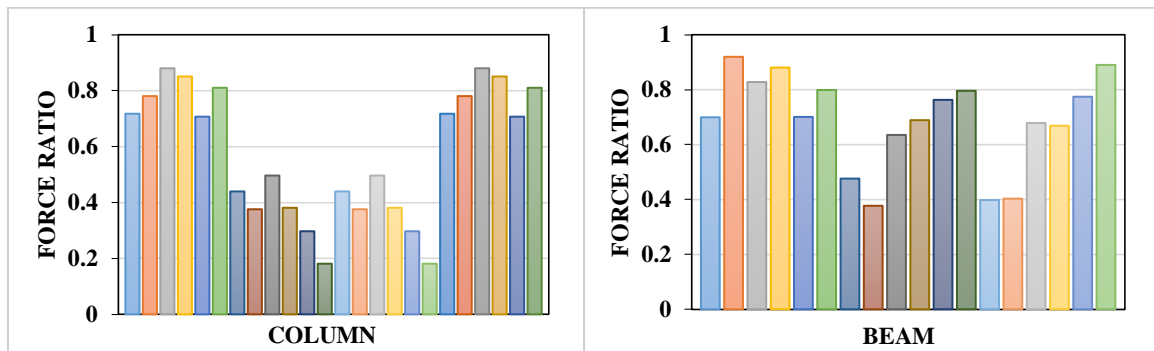
### ۷- نتایج عددی

در این مطالعه به منظور بررسی تاثیر شتابنگاشت‌های واقعی و مصنوعی بر عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی، یک قاب شش طبقه سه دهنه با مشخصات ارائه شده در بخش ۲ مورد با استفاده از روش تحلیل پوش‌اور و نرم‌افزار اپن‌سیس با روش طراحی در چهارچوب نیرو و عملکرد و به ترتیب با استفاده از ضوابط نیرویی آیین‌نامه LRFD-AISC و ضوابط عملکردی آیین‌نامه‌های ASCE41-13 و FEMA350 برای قابهای خمشی فولادی ویژه طراحی شد [۱۴-۱۶]. خاک نوع ۳، خطرپذیری خیلی زیاد و ضریب اهمیت ۱،۲، فرضیات طراحی قاب شش طبقه مورد مطالعه می‌باشند. مقاطع حاصل از طراحی این قاب در جدول (۱) ارائه شده است. در جدول (۴) نیز شکل‌پذیری و زمان تناوب قاب مورد بررسی آورده شده است. در شکل (۶) نیز نتایج حاصل از طراحی مبتنی بر نیروی قاب شش طبقه نشان داده شده است.

جدول شماره (۴): زمان تناوب و شکل‌پذیری قاب شش طبقه

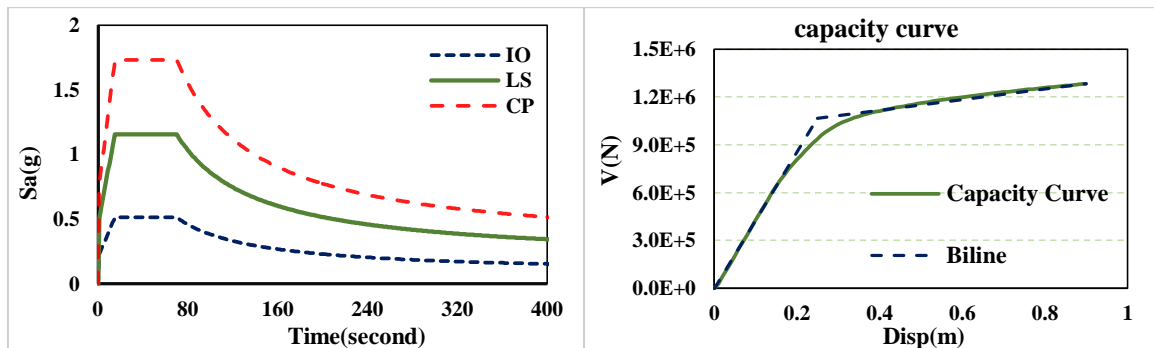
زمان تناوب (ثانیه)	۱،۱۶
شکل‌پذیری	۳،۷۵

### شانزدهمین کنفرانس ملی شهرسازی، معماری، عمران و محیط زیست



شکل شماره (۶): نسبت اثر توام نیروی محوری و لنگر خمشی موجود به مجاز در تیر و ستون حاصل از طراحی

در شکل (۷)، نمودار طیف طرح ساختمان آیین‌نامه ۲۸۰۰ با توجه به فرضیات طراحی در نظر گرفته شده در سطح خطر ۵۰٪ در ۵۰ سال، ۱۰٪ در ۵۰ سال و ۲٪ در ۵۰ سال نشان داده شده است. همچنین در شکل (۸) نیز منحنی ظرفیت حاصل از تحلیل پوش‌آور برای قاب شش طبقه نشان داده شده است.



شکل شماره (۷): نمودار طیف ساختمان در سطوح عملکردی

شکل شماره (۸): منحنی ظرفیت قاب شش طبقه

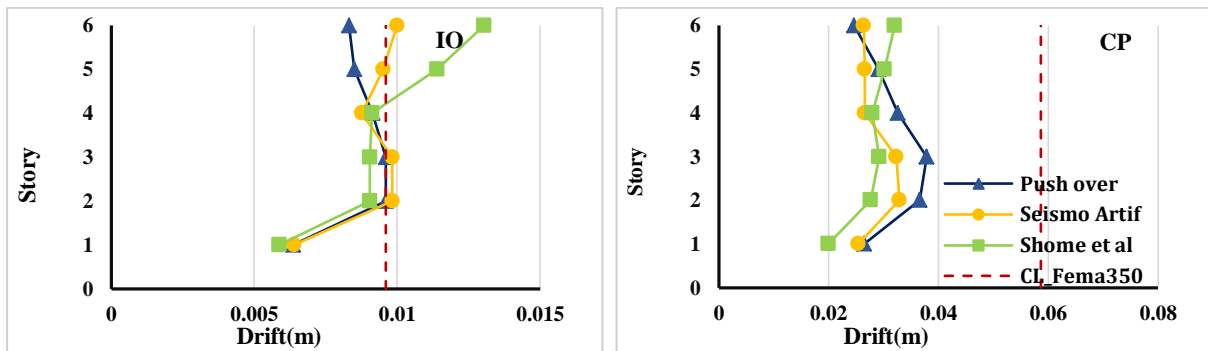
نتایج بدست آمده از تحلیل پوش‌آور و میانگین نتایج حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی با رکوردهای واقعی ارائه شده در جدول (۴) و رکوردهای مصنوعی بدست آمده منطبق بر طیف هدف با استفاده از نرم افزار Seismo Artif برای دریافت طبقات در سطوح عملکردی قابلیت استفاده بی‌وقفه<sup>۱</sup>، ایمنی جانی<sup>۲</sup> و پیشگیری از خرابی<sup>۳</sup>، در شکل (۹) نشان داده شده است. با توجه به نمودارهای حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی با رکوردهای مصنوعی سازگار با طیف و رکوردهای واقعی، برای جابجایی نسبی طبقات، بطور کامل مشهود می‌شود که نتایج رکوردهای مصنوعی تقریباً نزدیک به نتایج رکوردهای واقعی و دریافت حاصل از تحلیل پوش‌آور می‌باشد. به عبارت دیگر در تحلیل تاریخچه زمانی با رکوردهای مصنوعی، پاسخ‌های تقریباً یکسانی با تحلیل تاریخچه زمانی با رکوردهای مصنوعی با روش مقیاس‌سازی شوم و همکاران و تحلیل پوش‌آور شده است [۱۹]. در شکل (۱۰) نیز پاسخ دریافت در سطوح عملکردی قابلیت استفاده بی‌وقفه، ایمنی جانی و پیشگیری از خرابی برای تک تک رکوردهای واقعی و همچنین رکوردهای مصنوعی سازگار شده با طیف نشان داده شده است.

<sup>1</sup> Immediate Occupancy

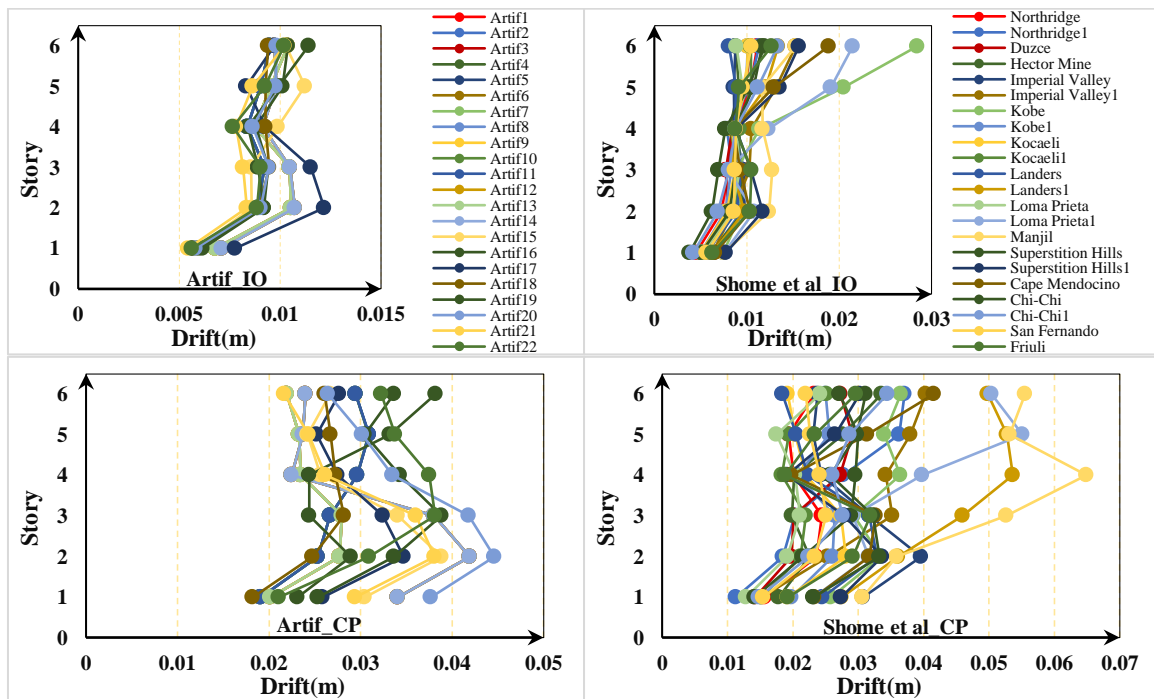
<sup>2</sup> Life Safty

<sup>3</sup> Collapse prevention

شانزدهمین کنفرانس ملی شهرسازی، معماری، عمران و محیط زیست



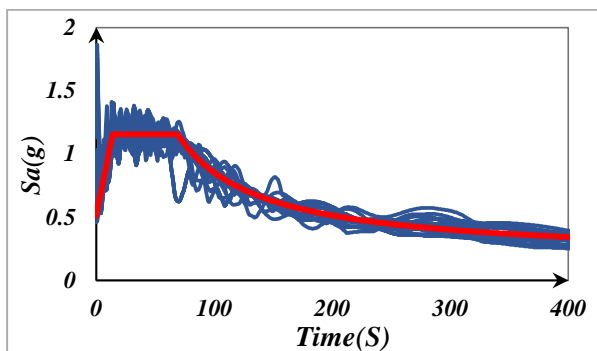
شکل شماره (۹): منحنی دررفت قاب شش طبقه حاصل از تحلیل پوش اور و تاریخچه زمانی با رکوردهای مصنوعی و واقعی با توجه به مقادیر مجاز سطوح اطمینان ۷۰٪ و ۹۰٪ در FEMA350، به ترتیب برای سطوح عملکردی IO و CP



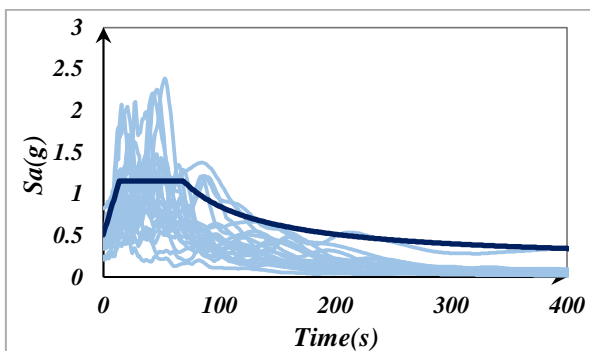
شکل شماره (۱۰): منحنی دررفت قاب شش طبقه حاصل از تاریخچه زمانی با رکوردهای مصنوعی و واقعی برای تک تک رکوردها با توجه به سطوح عملکردی در FEMA350، به ترتیب برای سطوح عملکردی IO و CP

در شکل های (۱۱) و (۱۲) نیز طیف رکورد زلزله های واقعی و زلزله های مصنوعی سازگار با طیف در سطح عملکرد ایمنی جانی نشان داده شده است. در شکل (۱۳) نیز نسبت دوران موجود به دوران مجاز مطابق با ضوابط آیین نامه ASCE41-13 برای نتایج حاصل از تحلیل پوش اور و نتایج حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی با استفاده از رکوردهای مصنوعی و واقعی نشان داده شده است [۱۵]. با توجه به نمودارهای بدست آمده برای نتایج حاصل از تحلیل پوش اور و نتایج حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی با استفاده از رکوردهای مصنوعی و واقعی، برای نسبت دوران ستون ها و تیرها، بطور کامل مشهود می شود که نتایج رکوردهای مصنوعی برای نسبت دوران اعضا همانند نتایج حاصل برای جابجایی نسبی طبقات تقریباً نزدیک به نتایج رکوردهای واقعی و تحلیل پوش اور می باشد.

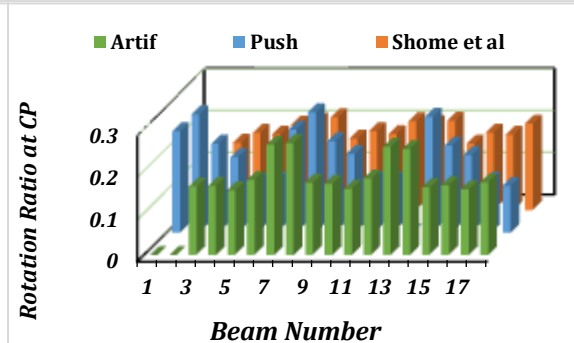
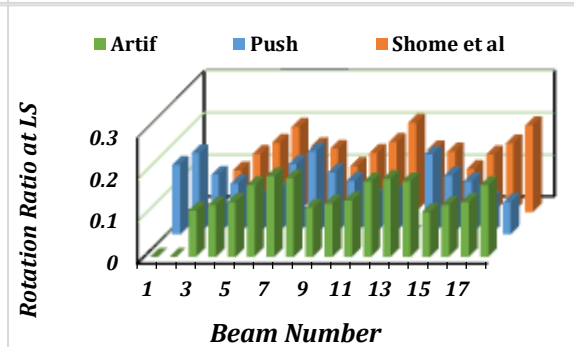
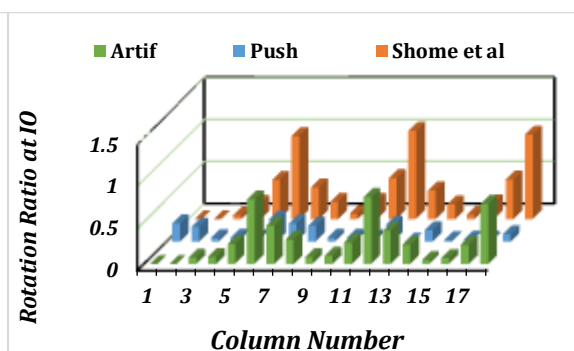
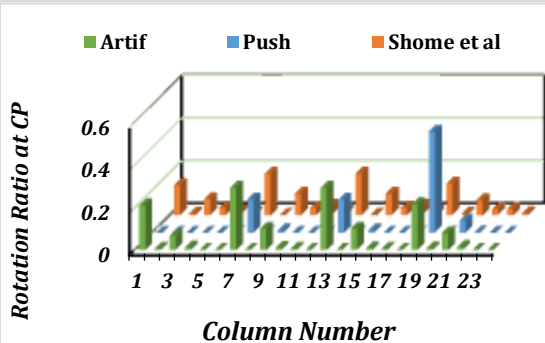
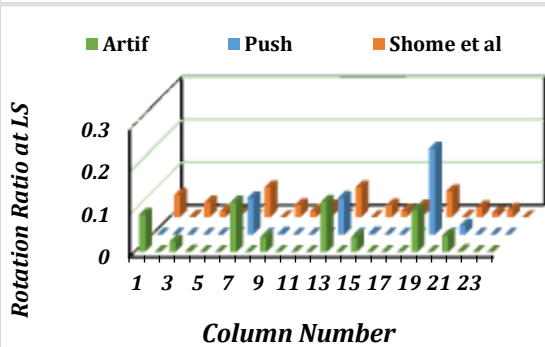
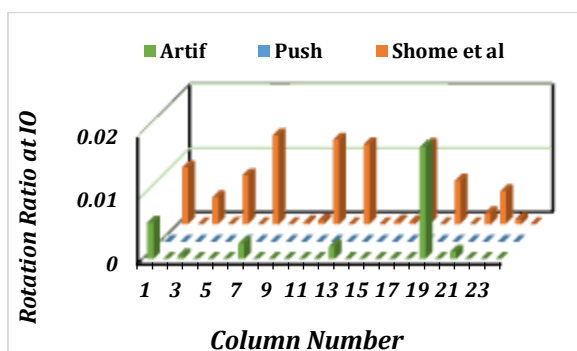
شانزدهمین کنفرانس ملی شهرسازی، معماری، عمران و محیط زیست



شکل شماره (۱۱): طیف رکوردهای سازگار شده با طیف هدف واقعی در سطح عملکردی ایمنی جانی



شکل شماره (۱۲): طیف رکوردهای واقعی در سطح عملکردی ایمنی جانی



شکل شماره (۱۳): نسبت دوران المانهای تیر و ستون قاب شش طبقه حاصل از تحلیل پوش اور و تاریخچه زمانی بار رکوردهای مصنوعی و واقعی با توجه به مقادیر مجاز دوران اعضا در ASCE41-13، به ترتیب برای سطوح عملکردی IO، LS و CP



## شانزدهمین کنفرانس ملی شهرسازی، معماری، عمران و محیط زیست

در این مطالعه به منظور بررسی تاثیر شتابنگاشت‌های واقعی و مصنوعی بر عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی، یک قاب شش طبقه سه دهنه با استفاده از روش تحلیل پوش‌آور و نرم‌افزار اپن‌سیس با روش طراحی در چهارچوب نیرو و عملکرد طراحی شد. با توجه به نتایج عددی و نمودارهای بدست آمده از تحلیل تاریخچه زمانی با رکوردهای مصنوعی سازگار با طیف هدف و رکوردهای واقعی و همچنین تحلیل پوش‌آور بر روی قاب شش طبقه نتایج زیر حاصل شده است:

- با توجه به نتایج طراحی بر اساس عملکرد قاب شش طبقه از لحاظ جابجایی نسبی طبقات و نسبت دوران ستون‌ها و تیرها با توجه به نتایج تحلیل پوش‌آور و نتایج حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی با رکوردهای مصنوعی سازگار با طیف هدف در ضوابط آیین‌نامه‌ای صدق می‌کند. ولی با توجه به نتایج حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی با رکوردهای واقعی هم برای جابجایی نسبی طبقات در سطح عملکردی قابلیت استفاده بی‌وقفه و هم برای نسبت دوران تیرها در این سطح عملکردی مقادیر مجاز آیین‌نامه‌های ذکر شده نقض می‌شوند.
- با توجه به نتایج بدست آمده برای دریفت طبقات حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی با رکوردهای مصنوعی و واقعی، مشاهده شده که دریفت حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی با رکوردهای واقعی بیشتر از دریفت حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی با رکوردهای مصنوعی می‌باشد ولی در کل این اختلاف ناچیز می‌باشد.
- با توجه به نتایج بدست آمده برای نسبت دوران اعضا، حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی با رکوردهای مصنوعی و واقعی، همانند دریفت طبقات مشاهده شده که نسبت دوران حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی با رکوردهای واقعی بیشتر از نسبت دوران حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی با رکوردهای مصنوعی می‌باشد.
- با بررسی نتایج، ادعای رایج مبتنی بر تخمین دست بالا و محافظه کارانه در اثر کاربرد رکوردهای مصنوعی رد می‌گردد.

## مراجع

1. S. Arian Moghaddam and M. Ghafory-Ashtiany. (2015). Structure Specific Ground Motion Selection: Pros, Cons and Future Directions. SEE7, Tehran.
2. Ghafory-Ashtiany, M. Arian Moghaddam, S., (2015). Strong Ground Motion Record Selection; Approaches, Challenges and Prospects, 26th General Assembly of the International Union of Geodesy and Geophysics (IUGG).
3. S. Arian Moghaddam and M. Ghafory-Ashtiany.(2014). Evaluation of the dynamic response of structures to the real, synthetic and modified accelerograms using S-Transform, at the 10NCEE.
4. Available online: <http://www.seissoft.com/en/SeismoArtif.aspx> (accessed on 20 July 2015).
5. Mavroeidis G (2004) Modeling and simulation of near-fault strong ground motions for earthquake engineering applications. Dissertation, The State University of New York, Buffalo, New York
6. Vamvatsikos, Dimitrios, and C. Allin Cornell. (2002). Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 31.3: 491-514.
7. Han, S. and Seok, S. (2014). Efficient procedure for selecting and scaling ground motions for response history analysis", *Journal of Structural Engineering*, 140(1), 7.
8. Naja, L.H. and Tehranizadeh, M. (2015). Ground motion selection and scaling in practice", *Periodica Polytechnica, Civil Engineering*, 59(2), pp. 233-248 .
9. Kaveh, A. and Mahdavi, V.R. (2016). A new method for modification of ground motions using wavelet transform and enhanced colliding bodies optimization", *Applied Soft Computing*, 47, pp. 357-369.
10. Sang Whan, H. (2016). An efficient method for selecting Seong Jin, H. and scaling ground motions matching target response spectrum mean and variance", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 1381-1387.
11. Ormeno, M., Larkin, M. and Chouw, N. \Evaluation of seismic ground motion scaling procedures for linear time-history analysis of liquid storage tanks", *Engineering Structures*, 102, pp. 266-277 (2015).
12. OpenSees version 2.4.0 [Computer software]. PEER, Berkeley, CA.





شانزدهمین کنفرانس ملی شهرسازی، معماری، عمران و محیط زیست

13. MATLAB. (2016). The language of technical computing. Math Works Inc.
14. AISC-LRFD. (2001). Manual of steel construction: load & resistance factor design. 2nd ed. Chicago: American Institute of Steel Construction.
15. AISC 341-13. (2013). Seismic provisions for structural steel buildings. Chicago: American Institute of Steel Construction.
16. FEMA-350. (2000). Recommended seismic design criteria for new steel moment-frame buildings. Washington (DC): Federal Emergency Management Agency.
17. Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings. (2015). Standard No.2800, 4th edition, Building and Housing Research Center.
18. FEMA P-695.( 2009). Quantification of building seismic performance factors. Washington (DC): Federal Emergency Management Agency.
19. Shome N, Cornell CA, Bazzurro P, Carballo JE.( 1998). Earthquakes, records, and nonlinear responses. Earthq Spectra;14(3):469–500. <http://dx.doi.org/10.1193/1.1586011>.
20. FEMA-356. (2000). Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings . Washington (DC): Federal Emergency Management Agency.