



ماهنامه علمی تخصصی پایا شهر

شماره مجوز مجله: ۸۰۴۰۰

زمان چاپ: ۱۴۰۱/۰۴/۱۰

تاثیر شتابنگاشت‌های واقعی و مصنوعی بر عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی

مریم جلیلیان^۱، سعید تاروردیلو^۲

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 تاریخچه زمانی غیرخطی سوق می‌دهد. یکی از مشکلاتی که در راه انجام تحلیل‌های دینامیکی تاریخچه 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 آیین‌نامه‌ها جهت تحلیل تاریخچه 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 آئین‌نامه 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 تاریخچه 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 تاریخچه 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 تاریخچه زمانی با رکوردهای واقعی و مصنوعی و تحلیل بار افزون پرداخته شده است. در این مطالعه برای انجام تحلیل‌های غیرخطی بار افزون و دینامیکی تاریخچه زمانی از نرم‌افزار اپن‌سیس 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، عملکرد لرزه‌ای.

۱- مقدمه

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



ماهنامه علمی تخصصی پایا شهر

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 تاریخی‌چرخه‌ی 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 تاریخی‌چرخه‌ی زمانی غیرخطی به شدت وابسته به رکوردهای شتابنگاشت زلزله‌های انتخابی، جهت آنالیز می‌باشد. به طور کلی، برای دستیابی به تاریخی‌چرخه‌ی 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 شبیه‌سازی 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 گوناگون شدت به عنوان نماینده بار جانبی تدریجی وارده شده به سازه معرفی شدند. به دلیل اینکه بارهای لرزه‌ای دارای



ماهنامه علمی تخصصی پایا شهر

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 سازه ای ولی آسیب جزئی غیر سازه ای 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

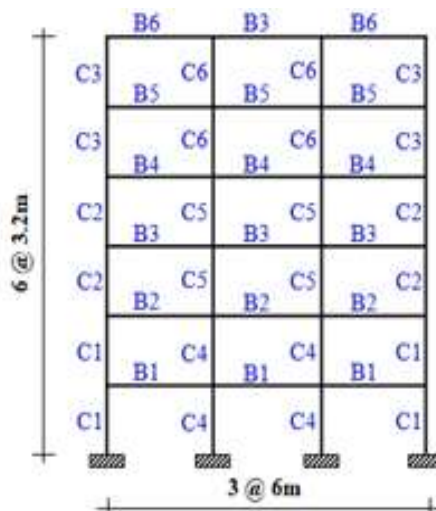
سازه مورد بررسی در این مطالعه قاب ۳ دهانه ۶ طبقه می‌باشد، که در آن اتصال تیر به ستون‌ها به صورت گیردار است، طول دهانه ثابت و برابر ۶ متر، و ارتفاع طبقات برابر ۳٫۲ متر می‌باشد. در طراحی تیرها و ستون‌ها از مقاطع W استفاده شده است. تنش تسلیم مقاطع مختلف ۳۴۴٫۷۴ مگاپاسکال می‌باشد. برای تعریف مشخصات مقاطع 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 کیلو گرم 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^۱ 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^۲ کنترل شده است [۱۳]. از تحلیل بار افزون^۳ 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 برابر بارهای ثقلی است. قید سوم مربوط به طراحی بر اساس عملکرد و در نهایت قید تیر ضعیف و ستون قوی بررسی شده است [۱۴ و ۱۵].

¹ OpenSees

² matlab

³ Push Over



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 ، $b_{f_c}^d$ ، $b_{f_c}^u$ ، $t_{w_c}^d$ و $t_{w_c}^u$ 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.

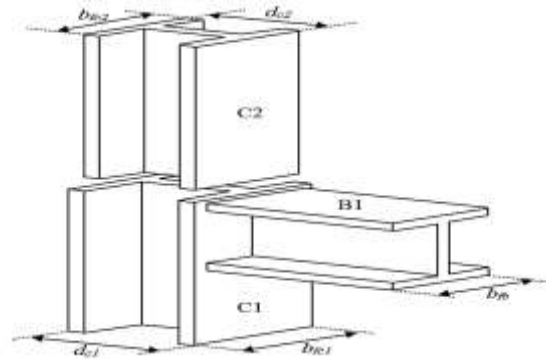
ضابطه دوم مربوط به بررسی اعضای سازه‌ای در برابر بارهای ثقلی است. در این حالت قاب تحت ترکیب بار طبق رابطه (۲) مورد بررسی قرار خواهد گرفت:

$$Q_G = 1.2Q_D + 1.6Q_L \quad (2)$$

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]:

ماهنامه علمی تخصصی پایا شهر



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

$$\text{for } \frac{P_u}{\phi_c P_n} \geq 0.2 : \quad \frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) - 1 \leq 0 \quad (3)$$

$$\text{for } \frac{P_u}{\phi_c P_n} < 0.2 : \quad \frac{P_u}{2\phi_c P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) - 1 \leq 0 \quad (4)$$

که در آن P_r مقاومت محوری مورد نیاز، P_c مقاومت محوری موجود یا در دسترس، ϕ_c ضریب مقاومت برای فشار، M_r مقاومت خمشی مورد نیاز، M_{cx} و M_{cy} مقاومت خمشی در دسترس یا موجود عضو و ϕ_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 [۱۶ و ۱۵].

۴-۱- آنالیز و ارزیابی ظرفیت سازه

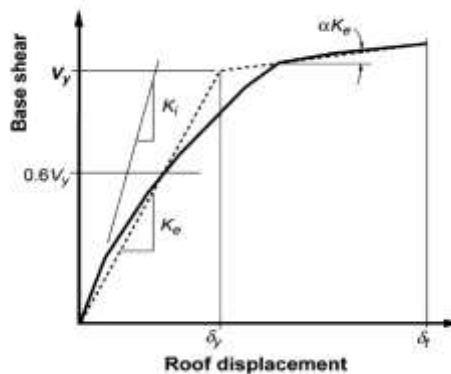
بعد از تعریف اهداف عملکردی، مرحله بعدی بررسی طرح انجام شده و مطابقت آن با اهداف عملکردی می‌باشد. در این مطالعه جهت آنالیز سازه و برآورد ظرفیت آن از تحلیل پوش‌آور استفاده می‌شود. برای انجام طراحی مبتنی بر عملکرد در مرحله اول سازه بایستی برای بارهای ثقلی و همچنین سایر محدودیت‌های طراحی در حالت سرویس جوابگو 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 پوش‌آور 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]:

ماهنامه علمی تخصصی پایا شهر

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

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].

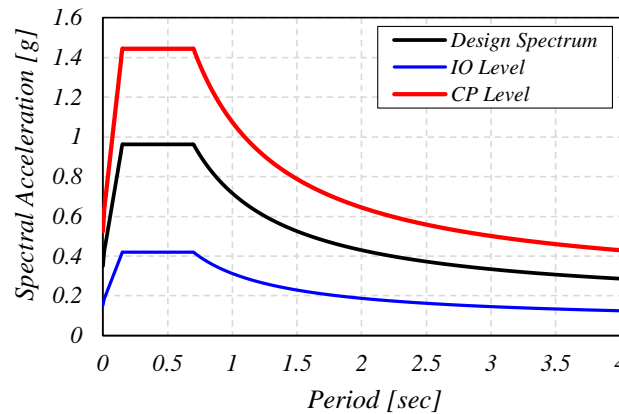
$$S_i = S_{i10/50} \left(\frac{P_R}{475} \right)^n \quad (9)$$

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

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



ماهنامه علمی تخصصی پایا شهر



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 قیده‌های 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 θ چرخش پلاستیک اعضا در هر سطح عملکردی و θ_y مطابق فرمول (۱۲) مطابق با ASCE41-13 محاسبه می‌شود [۱۵]:

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

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 عملکردی 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 بر اساس عملکرد ممانعت از وقوع آن است. لذا در صورت افزایش نسبت P/P_{CL} از



ماهنامه علمی تخصصی پایا شهر

مقدار 0.5، 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 نیرو های کششی قرار دارند [۱۵]. تغییر طول محوری این ستون ها 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
IO	0.5 Δ_T
LS	6.0 Δ_T
CP	7.0 Δ_T

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

قیود 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 مقادیر دریفیت 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 γ فاکتور تغییرات تقاضا، γ_a فاکتور عدم قطعیت‌های آنالیز، D تقاضای محاسبه شده سازه، C میانگین تخمینی ظرفیت سازه‌ای و ϕ 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]:

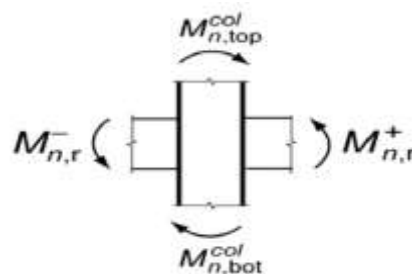
$$CL = \phi(K_x) \quad (16)$$

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^۱

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 ۱.۰ برابر مجموع مقاومت‌های خمشی اسمی تیرهای واقع در همان اتصال بزرگتر باشند. در ادامه فرمول‌بندی روند کنترل این ضابطه ارائه شده است [۱۶]:

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



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 پوش‌آور، 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].

¹ strong-column/weak-beam



ماهنامه علمی تخصصی پایا شهر

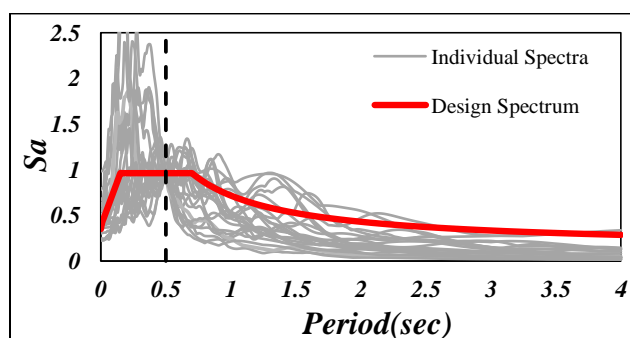
$$Q_{push} = 1Q_D + 0.25Q_L$$

(۱۸)

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

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

ماهنامه علمی تخصصی پایا شهر

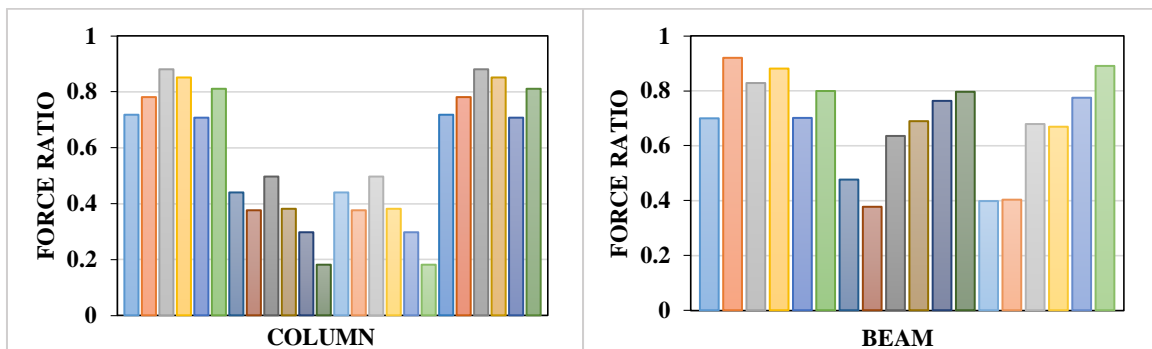
شتابنگاشت‌های ارائه شده در جدول ۳، مبنای تولید شتابنگاشت‌های مصنوعی سازگار با طیف هدف قرار گرفته است. شتابنگاشت‌ها در هر گروه نماینده حوزه دور بوده و مبنای تشخیص حوزه دور در شتابنگاشت‌های مصنوعی تنظیم پارامترهای روش حائل‌های ویژه در نرم افزار SeismoArtif لحاظ شده است [۴]. سناریو هدف در تولید شتابنگاشت‌های 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 FEMA350 و ASCE41-13 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

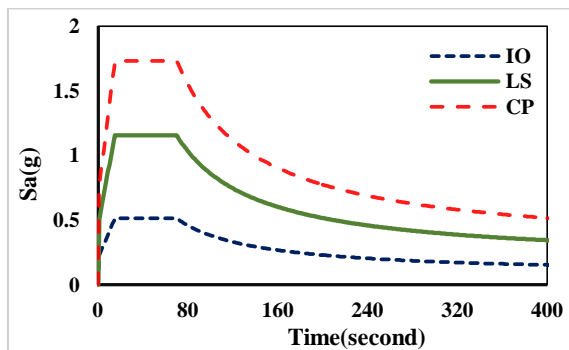
زمان تناوب (ثانیه)	۱،۱۶
شکل‌پذیری	۳،۷۵



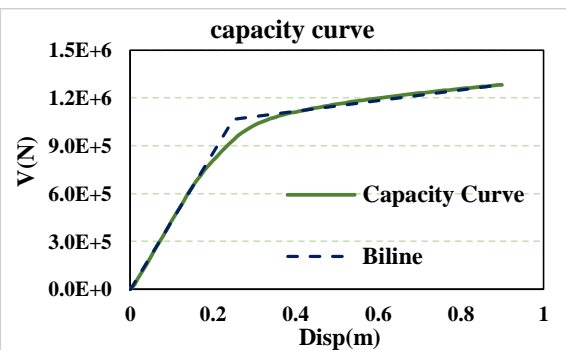
شکل شماره (۶): نسبت اثر توام نیروی محوری و لنگر خمشی موجود به مجاز در تیر و ستون حاصل از طراحی

در شکل (۷)، نمودار طیف طرح ساختگاه 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 پوش‌اور برای قاب شش طبقه نشان داده شده است.

ماهنامه علمی تخصصی پایا شهر

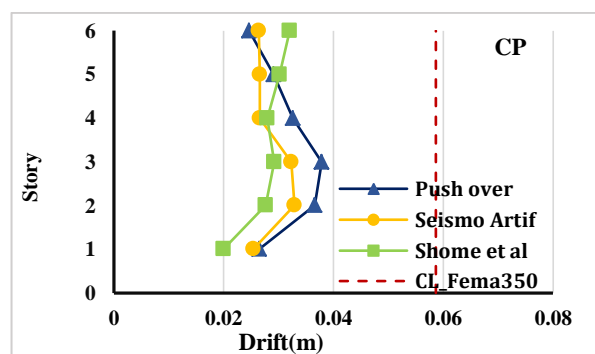
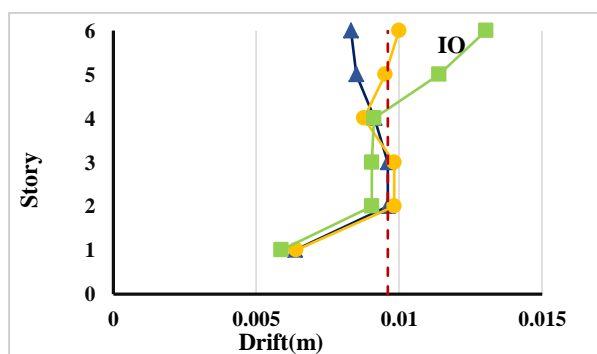


شکل شماره (۷): نمودار طیف ساختمانی در سطوح عملکردی



شکل شماره (۸): منحنی ظرفیت قاب شش طبقه

نتایج بدست آمده از تحلیل پوش اور 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^۱، ایمنی جانی^۲ و پیشگیری از خرابی^۳، 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 پوش اور 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 پوش اور 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.

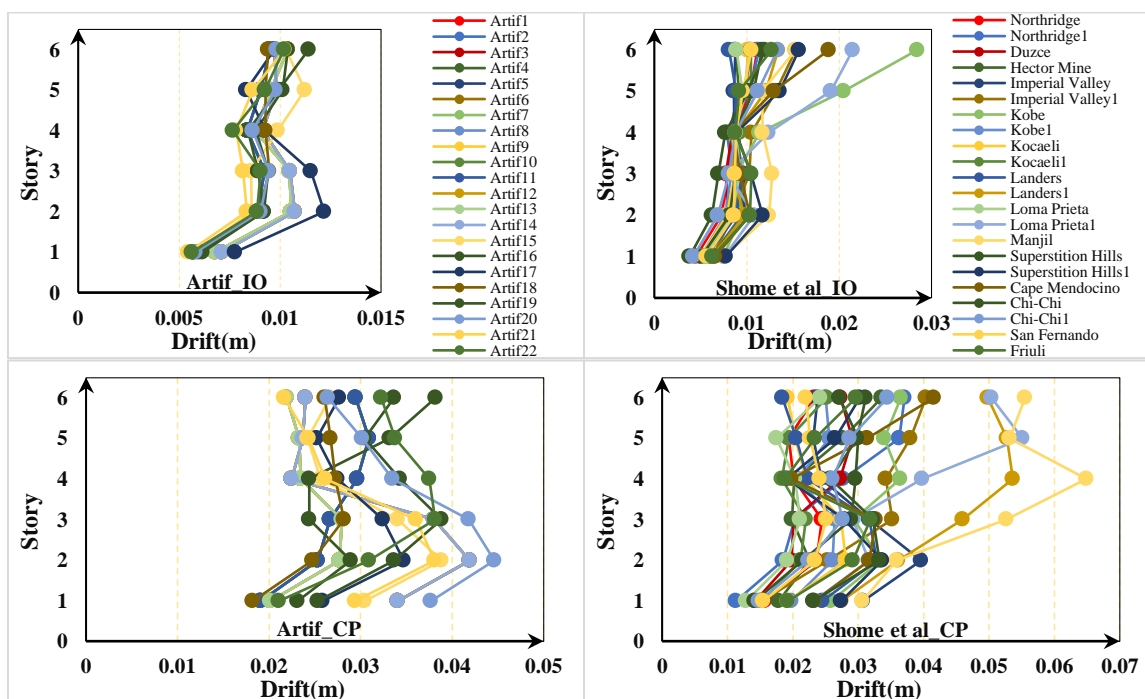


شکل شماره (۹): منحنی دریافت قاب شش طبقه حاصل از تحلیل پوش اور و تاریخچه زمانی با رکوردهای مصنوعی و واقعی با توجه به مقادیر مجاز سطوح اطمینان ۷۰٪ و ۹۰٪ در FEMA350، به ترتیب برای سطوح عملکردی IO و CP

¹ Immediate Occupancy

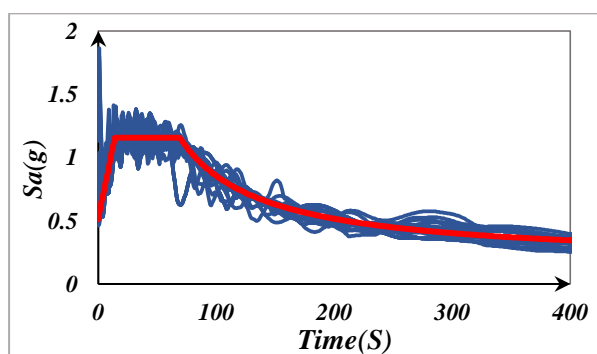
² Life Safty

³ Collapse prevention

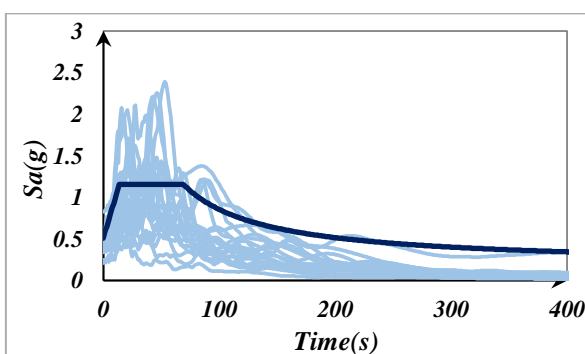


شکل شماره (۱۰): منحنی دررفت قاب شش طبقه حاصل از تاریخچه زمانی با رکوردهای مصنوعی و واقعی برای تک تک رکوردها با توجه به سطوح عملکرد در FEMA350، به ترتیب برای سطوح عملکردی IO و CP

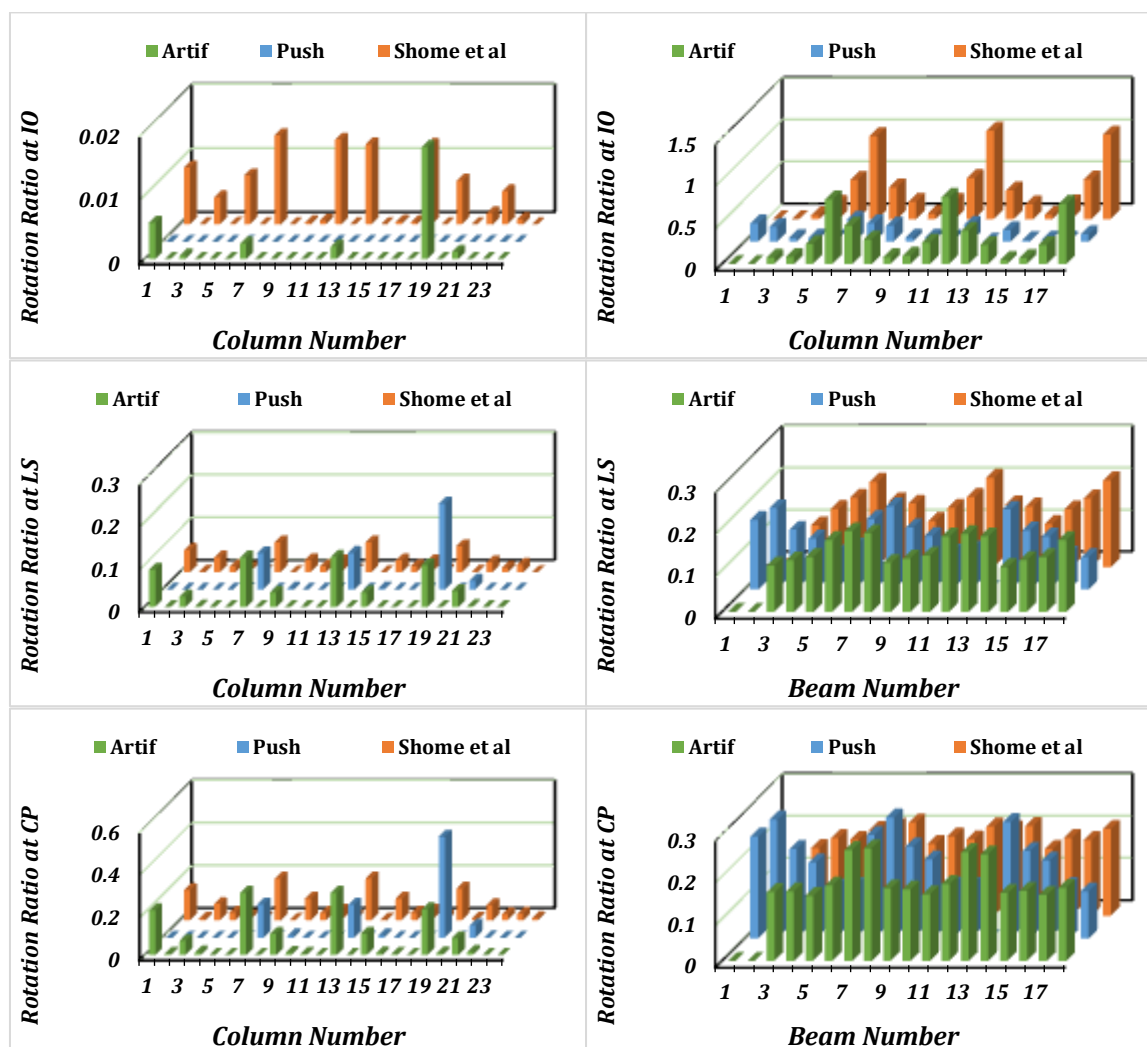
در شکل‌های (۱۱) و (۱۲) نیز طیف رکورد زلزله‌های واقعی و زلزله‌های مصنوعی سازگار با طیف در سطح عملکرد ایمنی جانی نشان داده شده است. در شکل (۱۳) نیز نسبت دوران موجود به دوران مجاز مطابق با ضوابط آیین‌نامه ASCE41-13 برای نتایج حاصل از تحلیل پوش‌اور و نتایج حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی با استفاده از رکوردهای مصنوعی و واقعی نشان داده شده است [۱۵]. با توجه به نمودارهای بدست آمده برای نتایج حاصل از تحلیل پوش‌اور و نتایج حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی با استفاده از رکوردهای مصنوعی و واقعی، برای نسبت دوران ستون‌ها و تیرها، بطور کامل مشهود می‌شود که نتایج رکوردهای مصنوعی برای نسبت دوران اعضا همانند نتایج حاصل برای جایجایی نسبی طبقات تقریباً نزدیک به نتایج رکوردهای واقعی و تحلیل پوش‌اور می‌باشد.



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 پوش‌آور و تاریخچه زمانی با رکوردهای مصنوعی و واقعی با توجه به مقادیر مجاز دوران اعضا در ASCE41-13، به ترتیب برای سطوح عملکردی IO، LS و CP

۸- نتیجه‌گیری

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.



ماهنامه علمی تخصصی پایا شهر



- با توجه به نتایج بدست آمده برای دریافت طبقات حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی با رکوردهای مصنوعی و واقعی، مشاهده شده که دریافت حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی با رکوردهای واقعی بیشتر از دریافت 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 دریافت 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.seismosoft.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 and scaling ground motions matching target response spectrum mean and variance", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 1381-1387.
11. Ormeno, M., Larkin, M. and Chow, 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.
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.