



مقایسه روش زمان دوام با روش تحلیل دینامیکی افزایشی در تخمین ضریب رفتار قاب های دارای مهاربندهای کمانش قاب

نادر فنائی^۱، بهزاد قهرمانپورسومایی^۲، ابراهیم افسردیزج^۳، مهدی فرحانی نژاد^۴

۱- استادیار دانشکده عمران دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی

۲- کارشناس ارشد سازه دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی

۳- کارشناس ارشد سازه دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی

۴- کارشناس ارشد سازه دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی

b.ghahramanpoor@yahoo.com

خلاصه

روش زمان دوام یک روش آنالیز دینامیکی بر پایه عملکرد می باشد که تحت یک رکورد افزایشی که تابع شتاب نامیده می شود پاسخ سازه از محدوده خطی تا مرز خرابی مورد بررسی قرار می گیرد. این ویژگی روش زمان دوام باعث می شود ماهیت نتایج آنالیز، مشابه روش بار افزون و همچنین تحلیل دینامیکی افزایشی باشد لذا در این مطالعه قابلیت آنالیز زمان دوام در تعیین پارامترهای لرزه ای سازه ها نظیر ضریب رفتار و ضریب اضافه مقاومت، به عنوان نمونه در سیستم مهاربندی کمانش تاب مورد بررسی قرار گرفته است. برای این منظور از تابع شتاب سری f که بر مبنای طیف شتاب زلزله های واقعی کالیبره گشته، استفاده شده است. مطالعه روی قاب های ۳، ۶، ۹ و ۱۲ طبقه با پیکربندی شورون معکوس و با استفاده از نرم افزار Opensees انجام شده است و نتایج با مقادیر بدست آمده از تحلیل دینامیکی افزایشی، IDA، تحت ۱۷ رکورد مهم زلزله های دنیا از جمله دو زلزله مهم ایران (طیس و بم) مقایسه شده است.

کلمات کلیدی: ضریب رفتار، زمان دوام، تحلیل دینامیکی افزایشی، مهاربند کمانش قاب

۱. مقدمه

تحلیل ارتجاعی سازه های تحت تأثیر زلزله، سبب ایجاد نیروی برش پایه و تنش هایی می شود که به میزان قابل توجهی بزرگتر از پاسخهای واقعی سازه می باشند. سازه با ورود به حوزه غیرارتجاعی می تواند مقدار زیادی از انرژی زلزله را جذب نموده و مقاومت کند. از طرفی، تحلیل غیرخطی سازه ها مستلزم انجام عملیات محاسباتی زمانبر و پرحجم می باشد، بنابراین در اکثر کاربردهای عملی طراحی در برابر زلزله، روش ساده و مناسبی تحت عنوان روش استاتیکی معادل، جهت دستیابی به پاسخ معقولی از رفتار غیرخطی سازه (بدون انجام یک تحلیل غیرخطی) ارائه شده است. از این رو به دلیل اهمیت شکل پذیری در جذب انرژی زلزله، نیروهای محاسباتی ناشی از زلزله با معرفی ضریب رفتار سازه، R ، کاهش می یابد. ضریب رفتار در حقیقت، عملکرد غیرارتجاعی سازه را در بردارد و نشانگر مقاومت پنهان سازه در مرحله غیرارتجاعی است. این ضریب برای هر سیستم سازه ای در آیین نامه های مختلف براساس اثر شکل پذیری (R_{II})، و مقاومت افزون (R_S)، بدست می آید و با عناوینی چون ضریب اصلاح پاسخ، ضریب کاهش نیرو و ضریب رفتار بیان می شود. [۱]

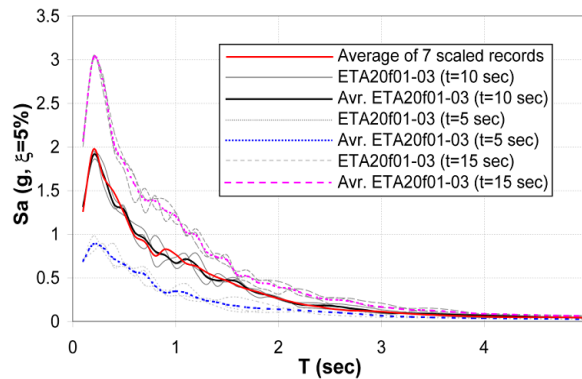
ضرایب شکل پذیری و مقاومت افزون عمدتاً بر اساس تئوری های بنیادی و با استفاده از نتایج آنالیزهای بر پایه عملکرد بدست می آیند که در آنها پاسخ سازه بصورت منحنی های معیار شدت- معیار خسارت بیان می شود که رفتار سازه در تمام محدوده های خطی و غیر خطی در این منحنی ها به تصویر کشیده می شود.

روش تحلیل استاتیکی غیر خطی یا بار افزون و روش تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA) مقبول ترین روش های آنالیز بر پایه عملکرد می باشد. در روش تحلیل استاتیکی غیر خطی معیار شدت معمولاً با برش پایه و معیار خسارت با تغییر مکان بام یا تغییر مکان نسبی در منحنی های بار افزون مطرح می شود.

در روش تحلیل دینامیکی افزایشی نیز مقدار خسارت وارده، برحسب شدت تحریک زلزله وارده، مشخص می شود. برای انجام تحلیل IDA، در ابتدا پارامتر شدت لرزه ای (به عنوان مثال پیشینه شتاب زمین، PGA، یا شتاب طیفی متناظر مود اول سازه، $(Sa(T))$)، از یک مقدار بسیار کوچک جهت بروز رفتار الاستیک در مدل سازه ای تحت تحلیل دینامیکی، تا سطح مشخصی از شدت لرزه ای برای دستیابی به حد خرابی مورد نظر، با یک الگوریتم مناسب مقیاس می گردد و هر بار این ضریب مقیاس به رکورد زلزله اعمال گردیده و سازه تحت اثر آن رکورد، آنالیز دینامیکی تاریخچه زمانی می گردد و مقدار مربوط به شاخص خرابی استخراج می گردد و نهایتاً نتیجه بصورت منحنی IDA نمایش داده می شود.

روش زمان دوام یکی دیگر از روش های آنالیز بر مبنای عملکرد سازه هاست که در سال ۲۰۰۴ توسط استکانچی و همکاران در دانشگاه شریف ارائه شد. این روش یک روش رانشی دینامیکی در تحلیل سازه است که عملکرد لرزه ای سازه را تحت توابع شتاب افزایشنده از پیش طراحی شده بررسی می کند. توابع شتاب زمان دوام طوری طراحی شده اند که طیف پاسخ آنها تا زمان هدف مینا مشابه طیف هدف مینا و تا زمان دیگری "a" برابر زمان هدف مینا مشابه "a" برابر طیف مینا می باشد. (شکل ۱) در روش زمان دوام به عنوان معیار شدت در نظر گرفته می شود، به این ترتیب در این روش پاسخ سازه تا زمان های مختلف این توابع شتاب معرف تقاضای زلزله در سطوح خطر متفاوت می باشد. [۲]

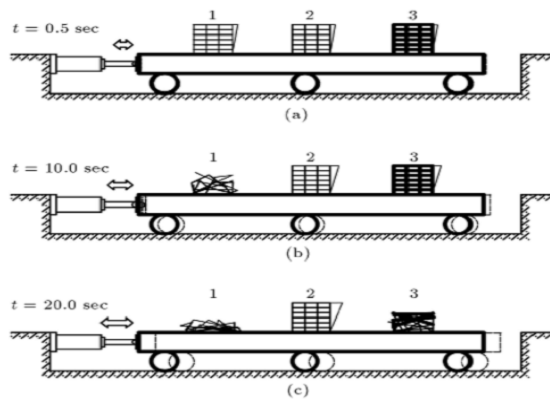
در این مطالعه توانایی روش زمان دوام در تخمین ضریب رفتار سازه ها با مثالی از قاب مهاربندی شده کمانش تاب (BRB) مورد بررسی قرار گرفته است.



شکل ۱- طیف پاسخ شتاب تابع شتاب سری f در زمان های مختلف [۳]

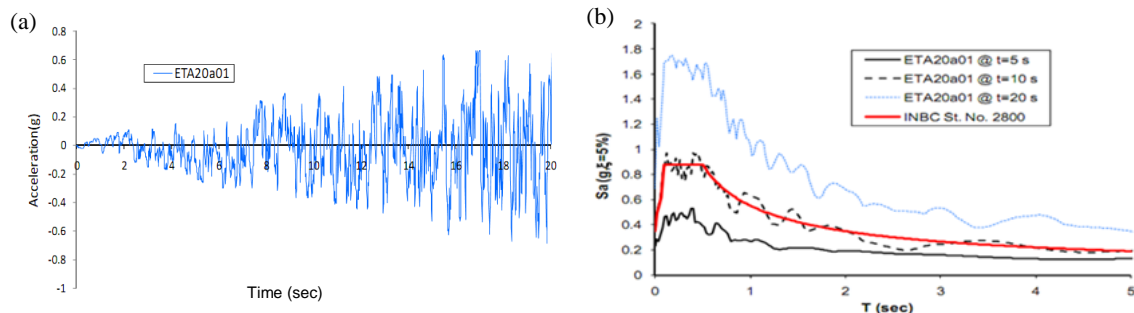
۲. روش زمان دوام

یکی از روش های آنالیز که اخیراً برای تحلیل لرزه ای و ارزیابی سازه ها معرفی شده روش زمان دوام می باشد. روش زمان دوام یک روش فزاینده دینامیکی برای ارزیابی لرزه ای سازه بر اساس روش تاریخچه زمانی می باشد. مفهوم روش زمان دوام را با یک آزمایش فرضی بهتر می توان شرح داد. فرض کنید که سه مدل سازه ای با مشخصات دینامیکی نامعلوم (شکل ۲) با در نظر گرفتن عملکرد آنها در مقابل خرابی تحت زلزله های شدید مورد بررسی قرار می گیرد. حال فرض کنید این مدل ها روی میز لرزه نصب شده اند. آزمایش با اعمال ارتعاش تصادفی که به صورت تدریجی شدت آن افزایش می یابد به سازه ها آغاز می گردد. در آغاز مثلاً ۰/۵ ثانیه دامنه ارتعاش تقریباً کم است و هر سه سازه پایدار باقی می ماند. (شکل ۲ a)، با افزایش دامنه ارتعاش مثلاً در ثانیه دهم ضعیف ترین سازه (مدل اول) فرو می ریزد (شکل ۲ b)؛ هر چه زمان می گذرد و دامنه ارتعاش افزایش می یابد خرابی ها بیشتر می شود تا اینکه در ثانیه بیستم مدل سوم شکل فوق نیز خراب می شود. با فرض اینکه سازه شماره ۲ آخرین سازه ای باشد که تحت این آزمایش فرضی خراب می گردد، بر اساس این آزمایش، نتیجه گرفته می شود که سازه شماره ۲ بیشتر دوام و بهترین عملکرد را دارد در حالی که سازه شماره ۱ که زودتر خراب شد بدترین عملکرد را دارد. ایده روش زمان دوام تا حدی شبیه روش استفاده شده توسط متخصصان قلب برای ارزیابی شرایط قلب می باشد. در تست های قلب، از بیمار در خواست می شود که روی یک نوار چرخان با شیب و سرعت متغیر پیاده روی کند. تست با شیب و سرعت کم آغاز می گردد. در طی آزمایش شیب و سرعت تدریجاً افزایش می یابد در حالی که شرایط بیولوژیکی و فیزیکی بیمار نظیر فشار خون و ضربان قلب ثبت می گردد. تست تا زمانی ادامه می یابد که نشانه های پریشانی و غیر عادی بودن مریض مشاهده گردد. سپس شرایط قلب بر اساس سرعت و شیب قضاوت می شود. در روش زمان دوام نیز مفهوم مشابه بکار می رود. ایده پشت سر روش زمان دوام این است که سازه را تحت یک شتاب نگاشت افزایشی (شبیه نوار چرخان) قرار بدهیم و ببینیم تا کجا پیش می رود. به علت تقاضای فزاینده تابع شتاب، سازه ها از تغییر شکل های الاستیک به حالت تسلیم و مرحله رفتار غیرخطی می رسند و در نهایت به ناپایداری دینامیکی می رسند. [۴]



شکل ۲- آزمایش میز لرزه [۴]

در روش زمان دوام یک تحریک پایه با عنوان تابع شتاب، سعی می‌کند که زلزله‌های ضعیف، متوسط و قوی را در طول یک شتاب نگاشت شبیه سازی کند. البته دستیابی به این هدف چالش اصلی آنالیز زمان دوام می‌باشد. اگر تابع شتاب تولیدی مشخصه‌های زلزله‌های واقعی را دارا باشد رتبه بندی سازه‌ها بر اساس نتایج زمان دوام موفقیت آمیز خواهد بود. ویژگی اصلی توابع شتاب زمان دوام این است که در طول یک شتاب نگاشت، زلزله‌ها با شدت‌های مختلف را مقیاس می‌کند. یعنی از زمان صفر تا هر زمان دلخواهی شدت زلزله‌ها زیاد می‌شود. به عنوان مثال تابع شتاب سری a که با طیف استاندارد ۲۸۰۰ کالیبره شده‌است در شکل (۳ a) نشان داده شده است. همچنین طیف پاسخ شتاب این تابع شتاب در ثانیه های ۵ و ۱۰ و ۲۰ ثانیه در شکل (۳ b) نشان داده شده است. این تابع شتاب طوری طراحی شده‌است که در زمان ۱۰ ثانیه طیف پاسخ آن با طیف استاندارد ۲۸۰۰ یکی شود (این زمان به عنوان زمان مبنا معرفی می‌شود). [۵]



شکل ۳- (a) تابع شتاب سری a، (b) طیف پاسخ تابع شتاب سری a در زمان های مختلف [۵]

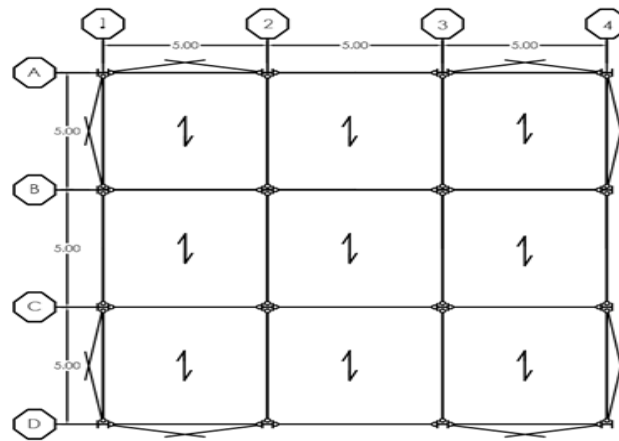
همان طور که ملاحظه می‌شود در ثانیه دهم طیف استاندارد ۲۸۰۰ و تابع شتاب بر هم منطبق هستند همچنین در ثانیه ۵ (نصف زمان مبنا) مقادیر طیف تابع شتاب نصف و در زمان ۲۰ ثانیه دو برابر گشته است. این نشان دهنده خاصیت مقیاس گر توابع شتاب زمان دوام می‌باشد.

۳. تابع شتاب مورد استفاده در این مطالعه

تابع شتاب مورد استفاده در این مطالعه تابع سری f می‌باشد که طیف مبنای آن برابر متوسط طیف ۷ شتاب نگاشت انتخابی از میان شتاب نگاشت های FEMA440 برای خاک نوع C می‌باشد که سری GM1 نامیده می‌شوند. طول این تابع شتاب ۲۰/۴۸ ثانیه می‌باشد. در ساخت این تابع شتاب از فرایند بهینه سازی در محدوده غیر خطی استفاده شده است. طیف پاسخ این تابع شتاب در زمان های مختلف در شکل ۱ نشان داده شده است. زمان مبنا برای این تابع شتاب ۱۰ ثانیه می‌باشد.

۴. معرفی ساختمان های مورد مطالعه

در این مطالعه سازه های مورد بررسی شامل سازه های ۳، ۶، ۹ و ۱۲ طبقه است که به صورت سه بعدی و روی خاک نوع II طراحی و سپس مورد ارزیابی و تحلیل قرار گرفته اند. همچنین از مهاربندهای شورون معکوس (هشتی) که از پر کاربرد ترین نوع مهاربندی BRB می باشد استفاده شده است. پلان قاب های سه بعدی در شکل ۴ نشان داده شده است. در این قاب ها ارتفاع طبقات ۳ متر و طول هر دهانه ۵ متر لحاظ شده است. قاب ها دارای ۳ دهانه بوده که دو دهانه کناری در کل ارتفاع قاب دارای مهاربند می باشد. همچنین لازم به ذکر است که کلیه اتصالات تیر به ستون و مهاربند به محل اتصال تیر و ستون، مطابق عرف های مهاربندی شده مفصلی می باشد. بار مرده ناشی از سقف و پارتیشن بندی داخلی برای طبقات kg/m^2 ۶۰۰ و برای بام kg/m^2 ۵۵۰ در نظر گرفته شده است. همچنین با توجه به مسکونی بودن کاربری ساختمان، بار زنده طبقات برابر kg/m^2 ۲۰۰ و برای بام برابر kg/m^2 ۱۵۰ در نظر گرفته شده است. برای قاب های کناری علاوه بر بار مرده طبقات، بار مرده ناشی از دیوار های پیرامونی kg/m^2 ۳۲۰ با احتساب ۳۰٪ بازشو در نظر گرفته شده است. محل قرارگیری سازه های مورد بررسی شهر تهران فرض شده است که با توجه به قرارگیری تهران در پهنه خطر نسبی خیلی زیاد، شتاب مبنای طرح، $A = 0.35g$ می باشد و با توجه به کاربری مسکونی ساختمان، ضریب اهمیت ساختمان $I = 1$ در نظر گرفته شده است. ضریب رفتار اولیه جهت طراحی سازه ها با توجه به مقادیر پیشنهادی آیین نامه AISC Seismic Provisions 2005، معادل $R = 7$ فرض شده است.



شکل ۴- پلان سازه ها و محل قرارگیری مهاربندها

۵. فرضیات مدل سازی در نرم افزار Opensees

تحلیل دینامیکی انجام شده بر روی مدل فرض شده در نرم افزار مذکور بر روی قاب های دو بعدی استخراج شده از هر یک از سازه های سه بعدی مفروض انجام گرفته است. از این رو قاب واقع در محور A، پلان هر یک از ساختمان های سه بعدی استخراج شده و در نرم افزار OpenSees مدل سازی شده است. برای تطبیق رفتار مدل قاب دو بعدی در نرم افزار OpenSees با مدل سه بعدی طراحی شده، فرضیاتی برای اعضا، مقاطع و مصالح در نظر گرفته شده است که در ادامه بیان می گردد.

برای مدل سازی المان های تیر و ستون، از المان تیرستون غیرخطی و سطح مقطع رشته ای استفاده شده است. همچنین رفتار این المان ها با استفاده از مصالح دو خطی Steel02 مدل سازی شده است. با توجه به این که مصالح فولادی مورد نظر در این مطالعه برای تیر ها و ستون ها، فولاد ساختمانی ASTM A992، در نظر گرفته شده است، تنش تسلیم و مدول الاستیسیته این مصالح به ترتیب $50ksi$ و $29000ksi$ و شیب ناحیه غیر الاستیک ۱ درصد شیب ناحیه الاستیک در نظر گرفته شده است؛ برای تامین شرایط بروز رفتار غیر خطی هندسی در ستون ها، در وسط طول هر یک از این اعضا به مقدار یک هزارم طول المان، خروج از مرکزیت لحاظ شده است. این عمل علاوه بر لحاظ کردن خطای ساخت، امکان کماتش ستون را در اثر بارهای محوری فراهم می سازد. با توجه به این که در مهاربندهای کماتش تاب متداول قسمت اعظمی از طول کل مهاربند را قسمت تسلیم شونده هسته تشکیل می دهد، لذا این مهاربند با استفاده از یک المان معادل که سطح مقطع آن همان سطح مقطع هسته تسلیم شونده است جایگزین گردید. بدین منظور مدول الاستیک مصالح این المان $1/4$ برابر شد تا سختی معادلی با مهاربند مد نظر داشته باشد. [۶] همچنین از المان خرابایی Corotational

(Truss Element) که المانی دوسر مفصل است برای مدل سازی این المان معادل استفاده شده است. همچنین رفتار این المان با استفاده از مصالح دو خطی Steel102 مدلسازی شده است. مصالح فولادی مورد نظر در این مطالعه برای BRB، فولاد ساختمانی ASTM A36، در نظر گرفته شده است، تنش تسلیم و مدول الاستیسیته ای مصالح به ترتیب، ۳۶ksi و ۴۰۶۰۰ksi و شیب ناحیه غیر الاستیک ۱ درصد شیب ناحیه الاستیک در نظر گرفته شده است. با توجه به تقارن سازه در پلان و اینکه قاب دو بعدی سختی جانبی سازه سه بعدی طراحی شده را در یک جهت تأمین می نماید، نیمی از جرم سازه سه بعدی شامل جرم اعضای سازه ای و همچنین بارهای مرده و ۲۰٪ از بارهای زنده (مطابق استاندارد ۲۸۰۰) که متعلق به قاب واقع در محور A می باشد از مدل ETABS برای هر طبقه استخراج شده و چون نرم افزار OpenSees ماتریس جرم را براساس جرم متمرکز در نظر می گیرد، جرم های محاسبه شده به صورت متمرکز در گره های انتهایی هر المان ستون قرار داده شده اند. همچنین جهت در نظر گرفتن میرایی در تحلیل های دینامیکی غیر خطی از تعریف میرایی رایلی استفاده گردیده است.

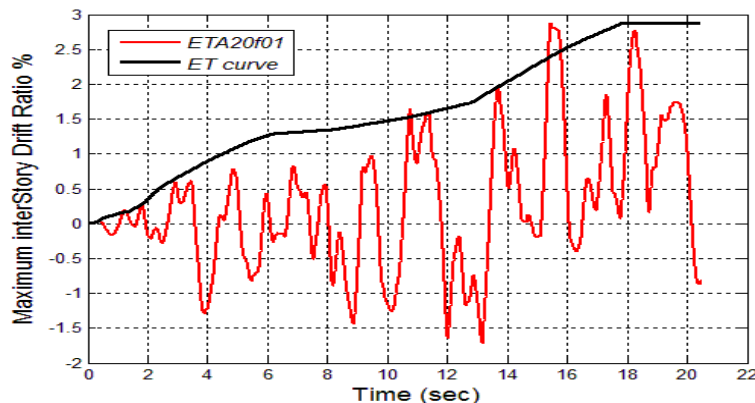
۶. کاربرد روش زمان دوام در تعیین ضریب رفتار

در این بخش از نتایج تحلیل دینامیکی غیر خطی و خطی زمان دوام برای محاسبه ضریب رفتار استفاده شده است و دو ضریب شکل پذیری R_u و اضافه مقاومت R_s ، محاسبه شده اند. محاسبه ضریب اضافه مقاومت با استفاده از روش استاتیکی غیرخطی دارای محدودیت هایی از جمله الگوی بارگذاری جانبی می باشد، از طرف دیگر پدیده مقاومت افزون در هنگام بروز زلزله اهمیت می یابد و هر قاب تحت تأثیر زلزله های مختلف اضافه مقاومتی متفاوت از خود نشان می دهند. در نتیجه می توان با استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی ضریب اضافه مقاومت را محاسبه نمود. در این روش که توسط موافای و الناشای [۷] که برای بدست آوردن ماکزیمم برش پایه با استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی ابداع شده است و در تحلیل زمان دوام نیز روند مشابهی اتخاذ می شود؛ نسبت برش پایه نهایی، $V_{b(Dyn,u)}$ ، به برش پایه معادل اولین جاری شدگی، $V_{b(Dyn,y)}$ ، به عنوان ضریب اضافه مقاومت معرفی می گردد. اما این روش با توجه به نتایج بدست آمده در مرجع [۸] به صورت زیر اصلاح شده است:

$$R_s = \frac{V_{b(Dyn,u)}}{V_{b(St,y)}} \quad (1)$$

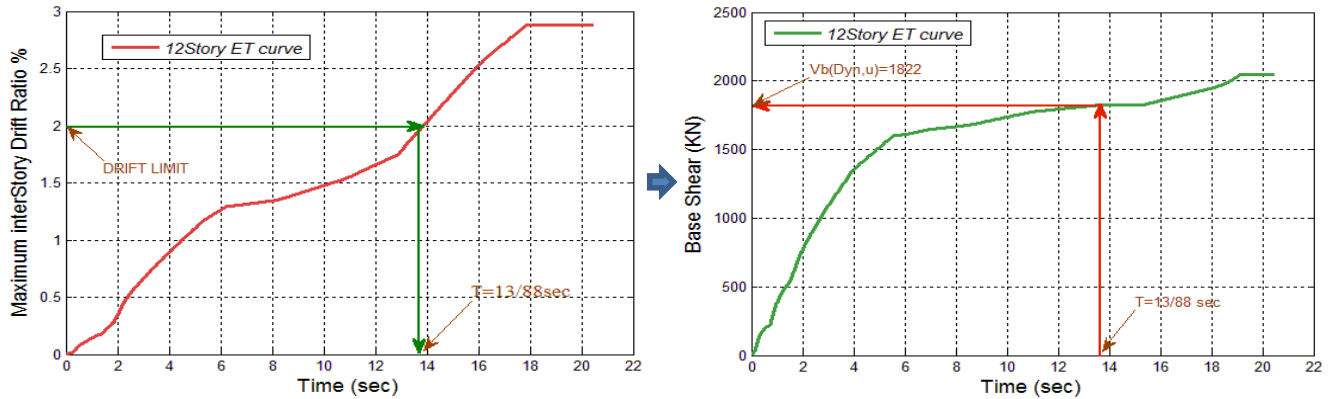
یعنی ضریب اضافه مقاومت برابر نسبت برش پایه دینامیکی که منجر به تشکیل مکانیزم (ناپایداری) در سازه می شود به برش پایه استاتیکی معادل تشکیل اولین مفصل پلاستیک در سازه می باشد. برای برش پایه استاتیکی مستقیماً از نتایج بدست آمده در مرجع [۱] استفاده شده است. برای بدست آوردن ضریب فوق، سازه تحت تابع شتاب مورد استفاده در این مطالعه (سری f) آنالیز تاریخیچه زمانی می شود. با توجه به روند افزایشی تابع شتاب، زمانی فرا می رسد که در سازه مکانیزم (ناپایداری) به وجود آید و یا به حد خرابی مورد نظر برسد. برای این منظور منحنی زمان دوام حاصل از آنالیز زمان دوام ترسیم می شود.

نحوه استخراج منحنی های پاسخ-زمان دوام بدین صورت است که پس از انجام تحلیل مقدار پاسخ مورد نظر مثلاً حداکثر تغییر مکان نسبی طبقات در طول زمان بدست می آید. سپس در هر زمان ماکزیمم قدر مطلق پاسخ، تا آن زمان بدست می آید. می توان برای هموار کردن نمودار بدست آمده از منحنی های تخمین خطی یا درجه بالا استفاده کرد. مقدار پاسخ یا شاخص خرابی در زمان های هدف بیان گر تقاضای زلزله با بزرگی معادل آن زمان هدف خواهد بود. به عنوان مثال نحوه ترسیم منحنی زمان دوام حداکثر تغییر مکان نسبی طبقات برای قاب ۱۲ طبقه در شکل ۵ نشان داده شده است.



شکل ۵- نحوه ترسیم منحنی های زمان دوام

حد خرابی مورد مطالعه مطابق استاندارد ۲۸۰۰ انتخاب شده است. برای سازه های با پریود کمتر از ۰/۷ ثانیه، حداکثر تغییر مکان نسبی واقعی ۲/۵ درصد و برای سازه های با پریود بیشتر از ۰/۷ ثانیه ۲ درصد در نظر گرفته می شود. بنابراین برای بدست آوردن برش پایه متناظر حد خرابی با استفاده از تحلیل زمان دوام، ابتدا منحنی زمان دوام حداکثر تغییر مکان نسبی طبقات ترسیم شده و زمان متناظر حد خرابی (۲ یا ۲/۵ درصد) استخراج می شود. سپس با استفاده از منحنی زمان دوام برش پایه، مقدار $V_{b(Dyn,u)}$ بدست می آید. این روند در شکل ۶ برای قاب ۱۲ طبقه نمایش داده شده است.



شکل ۶- نحوه بدست آوردن برش پایه متناظر حد خرابی در روش زمان دوام

ضریب شکل پذیری نیز، به طور مستقیم و با استفاده از نتایج آنالیز دینامیکی غیر خطی و خطی زمان دوام مطابق رابطه (۲) بدست می آید:

$$R_{\mu} = \frac{V_{b(Dyn,e)}}{V_{b(Dyn,u)}} \quad (2)$$

در رابطه فوق، $V_{b(Dyn,e)}$ ماکزیمم برش پایه قاب با فرض رفتار الاستیک می باشد که در همان زمان بدست آمده از تحلیل غیر خطی، از منحنی های زمان دوام قابل استخراج می باشد. لازم به ذکر است که در روش زمان دوام زمان به عنوان شدت لرزه ای (IM) در نظر گرفته می شود. با توجه به مطالب ذکر شده در بخش های پیشین و نیز روابط (۱) و (۲)، مقدار ضریب رفتار هریک از قاب های مورد بررسی تحت هر کدام از توابع شتاب از روابط زیر محاسبه می گردد:

$$R_{LRFD} = R_{\mu} \times R_S \quad (3)$$

$$R_{ASD} = R_{\mu} \times R_S \times Y \quad (4)$$

در روابط بالا، Y ضریب تنش مجاز می باشد که برابر ۱/۴۴ در نظر گرفته شده است. [۹]

با توجه به مطالب ذکر شده در بخش های پیشین و نیز روابط (۳) و (۴)، مقادیر ضریب رفتار، ضریب اضافه مقاومت و ضریب شکل پذیری برای هریک از قاب های مورد بررسی در جداول ۱ الی ۴ آورده شده است. همچنین در جدول ۵ نتایج روش زمان دوام با میانگین مقادیر بدست آمده از تحلیل دینامیکی افزایشی تحت ۱۷ رکورد بدون در نظر گرفتن پراکندگی داده ها که در مرجع [۱] موجود می باشد مقایسه شده است.

جدول ۱- ضرایب اضافه مقاومت، شکل پذیری و ضریب رفتار قاب ۳ طبقه با مهاربند هشتی BRB

Acceleration Function	DM max Drift	Time sec	$V_{(Dyn,u)}$ KN	$V_{(Dyn,e)}$ KN	V_{st} KN	R_S	R_{μ}	R_{LRFD}	R_{ASD}
ET20f01	0.025	15.90	896.00	4685.00	571.82	1.57	5.23	8.19	11.80
ET20f02	0.025	13.35	899.90	3901.00		1.57	4.33	6.82	9.82
ET20f03	0.025	16.02	872.90	5064.00		1.53	5.80	8.86	12.75
average						1.56	5.12	7.96	11.46

جدول ۲- ضرایب اضافه مقاومت، شکل پذیری و ضریب رفتار قاب ۶ طبقه با مهاربند هشتی BRB

Acceleration Function	DM max Drift	Time sec	$V_{(Dyn,u)}$ KN	$V_{(Dyn,e)}$ KN	V_{st} KN	R_s	R_μ	R_{LRFD}	R_{ASD}
ET20f01	0.02	13.65	1358.00	5862.00	940.45	1.44	4.32	6.23	8.98
ET20f02	0.02	13.60	1387.00	5513.00		1.47	3.97	5.86	8.44
ET20f03	0.02	13.60	1376.00	6425.00		1.46	4.67	6.83	9.84
average						1.46	4.32	6.31	9.09

جدول ۳- ضرایب اضافه مقاومت، شکل پذیری و ضریب رفتار قاب ۹ طبقه با مهاربند هشتی BRB

Acceleration Function	DM max Drift	Time sec	$V_{(Dyn,u)}$ KN	$V_{(Dyn,e)}$ KN	V_{st} KN	R_s	R_μ	R_{LRFD}	R_{ASD}
ET20f01	0.02	13.78	1598.00	5900.00	1174.90	1.36	3.69	5.02	7.23
ET20f02	0.02	14.45	1678.00	5437.00		1.43	3.24	4.63	6.66
ET20f03	0.02	9.93	1526.00	3745.00		1.30	2.45	3.19	4.59
average						1.36	3.13	4.28	6.16

جدول ۴- ضرایب اضافه مقاومت، شکل پذیری و ضریب رفتار قاب ۱۲ طبقه با مهاربند هشتی BRB

Acceleration Function	DM max Drift	Time sec	$V_{(Dyn,u)}$ KN	$V_{(Dyn,e)}$ KN	V_{st} KN	R_s	R_μ	R_{LRFD}	R_{ASD}
ET20f01	0.02	13.88	1822.00	5333.00	1220.85	1.49	2.93	4.37	6.29
ET20f02	0.02	7.23	1641.00	2970.00		1.34	1.81	2.43	3.50
ET20f03	0.02	13.98	1795.00	6657.00		1.47	3.71	5.45	7.85
average						1.44	2.82	4.08	5.88

جدول ۵- مقایسه نتایج روش زمان دوام و تحلیل دینامیکی افزایشی در تخمین ضرایب اضافه مقاومت، شکل پذیری و ضریب رفتار قاب های با مهاربند هشتی BRB

	R_s		R_μ		R_{LRFD}		R_{ASD}	
	ET	IDA	ET	IDA	ET	IDA	ET	IDA
3 Story	1.56	1.58	5.12	5.73	7.96	9.13	11.46	13.4
6 Story	1.46	1.44	4.32	3.39	6.31	4.91	9.09	7.07
9 Story	1.36	1.36	3.13	3.07	4.28	4.23	6.16	6.09
12 Story	1.44	1.42	2.82	2.62	4.08	3.9	5.88	5.61
average	1.46	1.45	3.85	3.70	5.66	5.54	8.15	8.04

۷. نتیجه گیری

در این مطالعه برای مقایسه نتایج زمان دوام با تحلیل دینامیکی افزایشی، مقادیر با میانگین نتایج ۱۷ رکورد زلزله بدون در نظر گرفتن پراکندگی داده مقایسه شده اند و نتایج بدست آمده به شرح زیر می باشد:

- ۱- مقادیر بدست آمده ضریب رفتار، ضریب اضافه مقاومت و ضریب شکل پذیری با استفاده از روش زمان دوام در طراحی به روش تنش مجاز برای سیستم مهاربند کمانش تاب مرسوم به شکل شورون معکوس به ترتیب ۸/۱۵، ۱/۴۶ و ۳/۸۵ می باشد. همین مقادیر به ترتیب ۸/۰۴، ۱/۴۵ و ۳/۷۰ از تحلیل دینامیکی افزایشی بدست آمده است. ملاحظه می شود که نتایج روش زمان دوام بسیار نزدیک به نتایج IDA می باشد.
- ۲- ضرایب پیش بینی شده توسط روش زمان دوام برای قاب های ۹ و ۱۲ طبقه نزدیک به روش تحلیل دینامیکی افزایشی است. ولی برای قاب های ۳ و ۶ طبقه نتایج قدری متفاوت است. دلیل این پدیده آن است که قاب های ۳ و ۶ طبقه برای رسیدن به حد خرابی مورد نظر نسبت به قاب های ۹ و ۱۲ طبقه بیشتر وارد ناحیه غیر خطی می شوند و این امر باعث اختلاف نتایج زمان دوام و تحلیل دینامیکی افزایشی می گردد با این وجود میانگین نتایج چهار قاب برای هر دو روش نزدیک به هم می باشد.
- ۳- برای حصول ضرایب لرزه ای با استفاده از تحلیل دینامیکی افزایشی تعداد بسیار زیادی تحلیل تاریخچه زمانی انجام گرفته است در حالی که نتایج روش زمان دوام تنها با ۲۴ تحلیل تاریخچه زمانی بدست آمده است. دستیابی سریع به نتایج از مزیت های مهم روش زمان دوام می باشد که تا حد بسیار بالایی می تواند خطا های حاصله را پوشش دهد. هر چند نمی توان بصورت قطعی گفت که مقادیر بدست آمده از روش تحلیل دینامیکی افزایشی برای ضریب رفتار، مقدار واقعی آن می باشد.
- ۴- با افزایش ارتفاع سازه ها، مقادیر ضریب رفتار کاهش می یابد. این پدیده در هر دو روش زمان دوام و تحلیل دینامیکی افزایشی مشاهده می گردد.

۸. مراجع

۱. افسردیزج، ابراهیم؛ "مقایسه عملکرد لرزه ای مهاربندهای کمانش تاب معمولی و مهاربندهای کمانش تاب بهینه شده"، پایان نامه کارشناسی ارشد به راهنمایی دکتر نادر فنائی، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، ۱۳۹۱.
۲. بزمونه، امیر علی و استکانچی، همایون؛ "زمان هدف معادل سطوح خطر زلزله در روش زمان دوام"، مجموعه مقالات هشتمین کنگره بین المللی مهندسی عمران، دانشگاه شیراز، شیراز، ایران، ۲۱-۲۳ اردیبهشت ۱۳۸۸
3. Riahi, H.T and Estekanchi, H.E . "Application of ET method for estimation of inelastic deformation demands of steel frames". 8th International Congress on Civil Engineering, Shiraz University, Shiraz, Iran, May 11-13, 2009,
4. Estekanchi H.E. ,Vafai A. , Sadeghazar M., "Endurance Time Method for Seismic Analysis and Design of Structure". Scientia Iranic , Vol. 11, NO. 4 ,pages 361-370 . 2004
5. Valamanesh V. , Estekanchi H.E, "A Study of Endurance Time Method in the Analysis of Elastic Momen frames under Three-Directional Seismic Loadind ", Asian Journal of Civil Engineerig (Building and Housing), vol. 11, NO. 5 ,pages 543-562, 2010
6. Lopez, W.A., Sabelli, R. "Seismic Design of Buckling-Restrained Braced Frames", Steel Tips, 2004.
7. Mwafy, A.M; Elnashai, A.S; "Calibration of Force Reduction Factors of RC Buildings", Journal of Earthquake Engineering , Vol.6,P.239-273,2002.
۸. معصومی، علی؛ "تعیین ضریب رفتار قابهای خمشی بتن مسلح با تاکید بر مقاومت افزون و درجه نامعینی"، رساله دوره دکتری مهندسی سازه، دانشکده فنی و مهندسی دانشگاه تربیت مدرس، ۱۳۸۲.
۹. عزت شعار ثانوی، ساسان؛ "ارزیابی عملکرد لرزه ای قاب های با مهاربند دروازه ای"، پایان نامه کارشناسی ارشد به راهنمایی دکتر نادر فنائی، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، ۱۳۹۰.