تحلیل دو جهته غیر خطی لرزه ای به روش زمان دوام

امیرعلی بزمونه [i]; همایون استکانچی [ii]

چکیده

روش زمان دوام یک روش رانشی دینامیکی در تحلیل لرزه‌ای سازه است که عملکرد لرزه‌ای سازه را تحت توابع شتاب افزاینده از پیش طراحی شده بررسی میکند. این روش- به عنوان یکی از کاربرد های اساسی خود- قصد دارد که پاسخ سازه را در زلزله های با شدت و دوره بازگشت متفاوت با صرف تلاش محاسباتی بسیار کمتر تخمین بزند و در کاربردهای ارزیابی لرزه‌ای و طراحی بر اساس عملکرد بکار گرفته شود.

با توجه به ماهیت چند جهته بودن زلزله و لزوم انجام تحلیل دو جهته در برخی سازه ها نظیر ساختمانهای نامنظم در پلان و دارای ستونهایی که در محل تقاطع دو یا چند سیستم مقاوم لرزه ای قرار دارند، روشی برای تحلیل دوجهته توسط روش زمان دوام ارائه شد. برای نمایش و ارزیابی این روش سازه قاب خمشی فولادی سه بعدی نامنظم در پلان، تحت تحلیل دو جهته زمان دوام قرار گرفت. کارایی روش و دقت نتایج در مقایسه با نتایج حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی توسط ۷ زوج شتابنگاشت در دو جهت و ۴ سطح خطر (جمعا ۵۶ تحلیل NTH) نشان داده شد.

کلمات کلیدی: ارزیابی لرزه‌ای، تحلیل دو جهته غیر خطی ، روش زمان دوام، نامنظمی در پلان، قاب خمشی فولادی

تاریخ دریافت مقاله: ۸۸/۰۹/۲۵ تاریخ پذیرش مقاله: ۸۹/۲/۱۰

[i] دانشجوی کارشناسی ارشد دانشگاه صنعتی شریف، دانشکده مهندسی عمران: amirgimt@yahoo.com.

[ii] دانشیار دانشگاه صنعتی شریف، دانشکده مهندسی عمران: stkanchi@sharif.edu.

۱- مقدمه

روش زمان دوام برای تحلیل و ارزیابی لرزه ای سازه ها در سالهای اخیر به عنوان روشی سریع و آسان فهم معرفی شده است. و در حوزه های تحلیل یک جهته (۲بعدی) خطی و غیر خطی بکار گرفته شده است [۱و۲ و۳]. با توجه به ماهیت چند جهته بودن زلزله و حساسیت برخی سازه ها نظیر ساختمانهای نامنظم در پلان و ساختمانهای دارای ستونهایی که در محل تقاطع دو یا چند سیستم مقاوم باربر جانبی قرار دارند، به تحلیل دو جهته لزوم ورود این روش به حوزه تحلیل چند جهته و سه بعدی احساس میشود. هدف این مقاله ارئه روشی است که بتوان روش زمان دوام را در تحلیل غیر خطی دینامیکی دو جهته سازه ها بکار گرفت.

هدف جنبی دیگر این مقاله، در ادامه ورود روش زمان دوام به حوزه های غیر خطی و کاربردی تحلیل لرزه ای، ارزیابی این روش در تحلیل لرزه ای ساختمانهای قاب خمشی با تشکیل مفصل خمشی در تیر ها، تسلیم اندرکنشی ستونها و غیر خطی شدن چشمه اتصال است.

۲- سیستم سازه ای، مدل سازی، شتاب نگاشتها و توابع شتاب

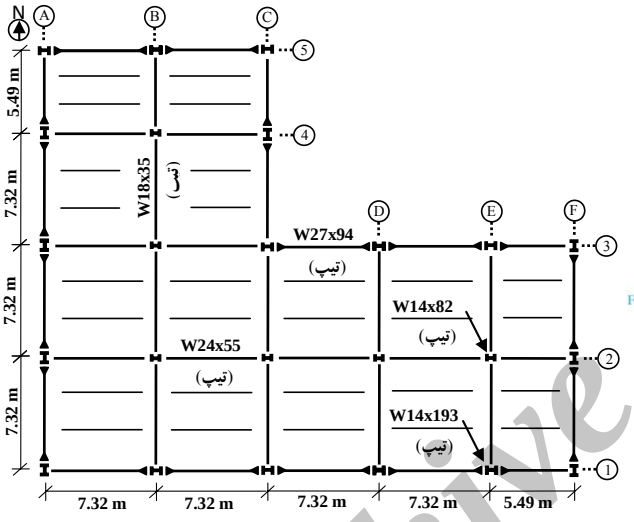
۲-۱- سیستم سازه و مدل تحلیلی

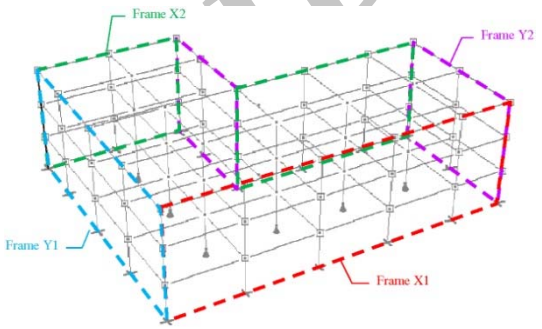
سازه مورد بررسی برای نشان دادن اهداف مقاله در یک مثال کاربردی، ساختمان ۳ طبقه قاب خمشی فولادی نا منظم در پلان، مثال نرم افزار Perform [٤] است. که طبق تحلیل خطی در محدوده مجاز میباشد. در تحلیل غیر خطی تحلیل ها با ترکیب بار D + 0.25L برای بارهای ثقلی

Archive of SID
www.SID.ir

انجام شده است. پلان سیستم سازه ای و مشخصات مقاطع تیر ها و ستونها در شکل ۱ نشان داده شده است. مقاومت تسلیم مقاطع تیر ها و ستون ها ۳۵۱۵ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع می باشد. بارگذاری روی تیر ها شامل بار مرده و زنده برابر 1488 kg/m در جهت شاه تیرهای محیطی شرقی- غربی، 2976 kg/m در جهت شاه تیرهای محیطی شمالی- جنوبی، 1488 kg/m در جهت شاه تیرهای داخلی شرقی- غربی و 2976 kg/m در جهت شاه تیرهای داخلی شمالی- جنوبی میباشد.

آیین نامه ASCE 41-06 [۵] به عنوان مرجعی برای تحلیل غیر خطی، تحلیل دوجهته را برای دو حالت الزامی میدآند. ساختمانهای دارای ستونهایی که در محل تقاطع دو یا چند سیستم مقاوم باربر جانبی قرار دارند و دیگر ساختمانهای نامظم مقاومتی در پلان. معیار این آیین نامه برای تشخیص نامنظمی مقاومت پیچشی بدین صورت است : در هر طبقه اگر دیافراگم طبقه بالایی انعطاف پذیر نباشد، در هر جهت، نسبت DCR (نسبت نیاز به ظرفیت) بحرانی اعضا برای اعضای اصلی در یک طرف مرکز مقاومت طبقه، به DCR اعضای طرف دیگر مرکز مقاومت طبقه، از 1.5 تجاوز کند.





شکل (۱): سیستم سازه ای و مشخصات مقاطع تیر ها و ستونها

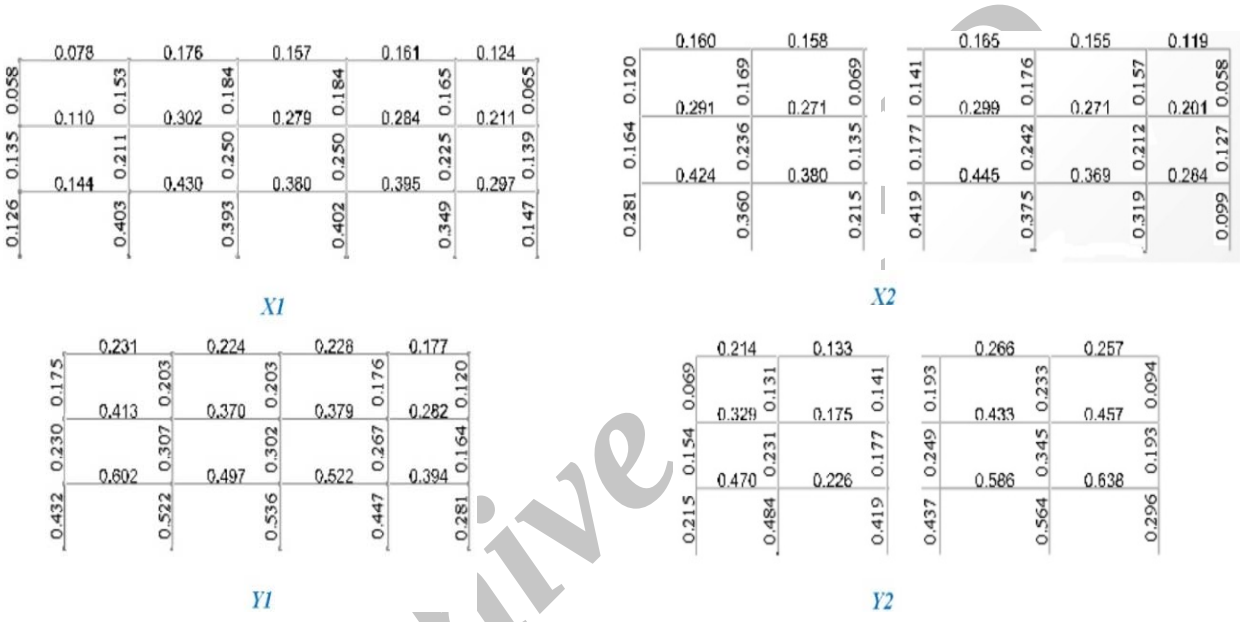
برای بررسی نامنظمی پیچشی مقاومت در سازه مورد بررسی، توسط نرم افزار SAP2000 [٦] بر روی سازه تحلیل خطی انجام شد. برای این کار ضریب زلزله بر اساس آیین نامه ASCE 7-05 [۷] با فرض قرار داشتن ساختمان در شهر تهران، زمین نوع C و با پارمترهای شتاب پاسخ منطقه، SS=1.5, S1=0.6 (معادل g PGA=0.4 برای زلزله ٤٧٥ ساله [۸])، محاسبه شد. سپس نسبت نیاز به ظرفیت برای اعضا محاسبه شد (شکل ۲) . با توجه به DCR های بدست آمده طبق بند گفته شده، ساختمان مورد بررسی نامنظم مقاومت پیچشی در پلان است. و طبق آیین نامه تحلیل دو جهته برای آن ضروریست و میتواند برای هدف این مقاله بکار گرفته شود.

۲-۲- مدل تحلیلی اعضا

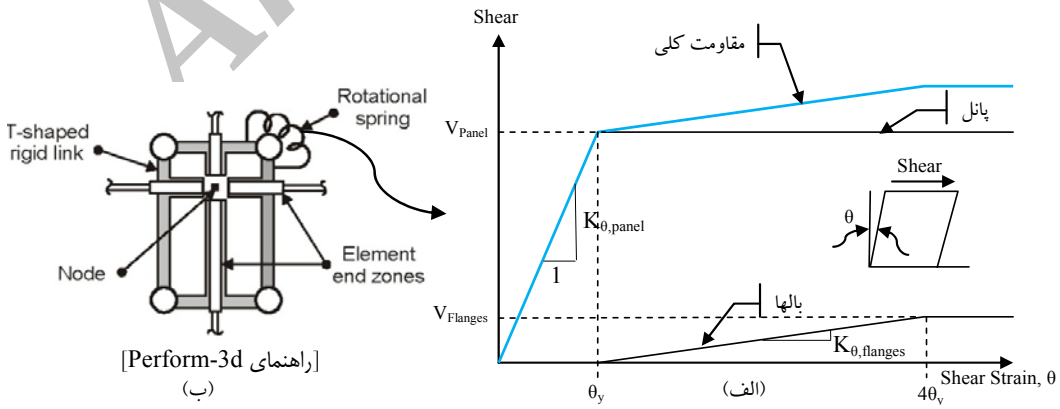
برای تیرها وستون های پیرامونی به ترتیب از المان FEMA Beam , Steel Type و FEMA Column , Steel Type که پارامتر های مدل سازی ومعیارهای پذیرش ASCE41-06 با آن هماهنگی دارد و براساس مدل خمش و چرخش تیر است، استفاده شده است. برای مدل سازی ناحیه تقریبا صلب از مرکز ستون تا بر ستون، از خاصیت End Zone for a Beam or Column با فرض سختی ۱۰برابر سختی اعضای متصل به آن استفاده شده است. برای مدل سازی چشمه اتصال یک المان از نوع المان Connection Panel Zone با سختی سخت شونده0.02 که کمتر از مقدار مجاز آیین نامه

Archive of SID
www.SID.ir

ASCE 41-06 (0.06) می باشد، تعریف شده است. این المان از نوع المان ۱۲ گرهی راوینکلر[۹] می باشد . سختی و مقاومت فنر معادل بر اساس تیر و ستون متقاطع محاسبه میشوند. شکل ۳ مدل تحلیلی المان چشمه اتصال و جزئیات و فرضیات سختی و مقاومت فنر در مدل تحلیلی چشمه اتصال را نمایش میدهد. همچنین در شکل ٤ چرخه پسماند نوعی چشمه اتصال تولید شده در نرم افزار آمده است. سطح تسلیم اندرکنش خمش و نیروی محوری (P-M-M) در ستونها از روابط پلاستیسیته و با روش El-Tawil و Deierlein [۱۰] در نرم افزار Perform مدل شده است. شکل ٤ – الف سطح تسلیم اندرکنشی خمش و نیروی محوری به روش El-Tawil و Deierlein در کنار حد پذیرش آیین نامه ASCE 41-06 برای ستونها، و همچنین خمش و نیروی محوری برای یک ستون سازه تحت تحلیل دینامیکی غیر خطی را نشان میدهد



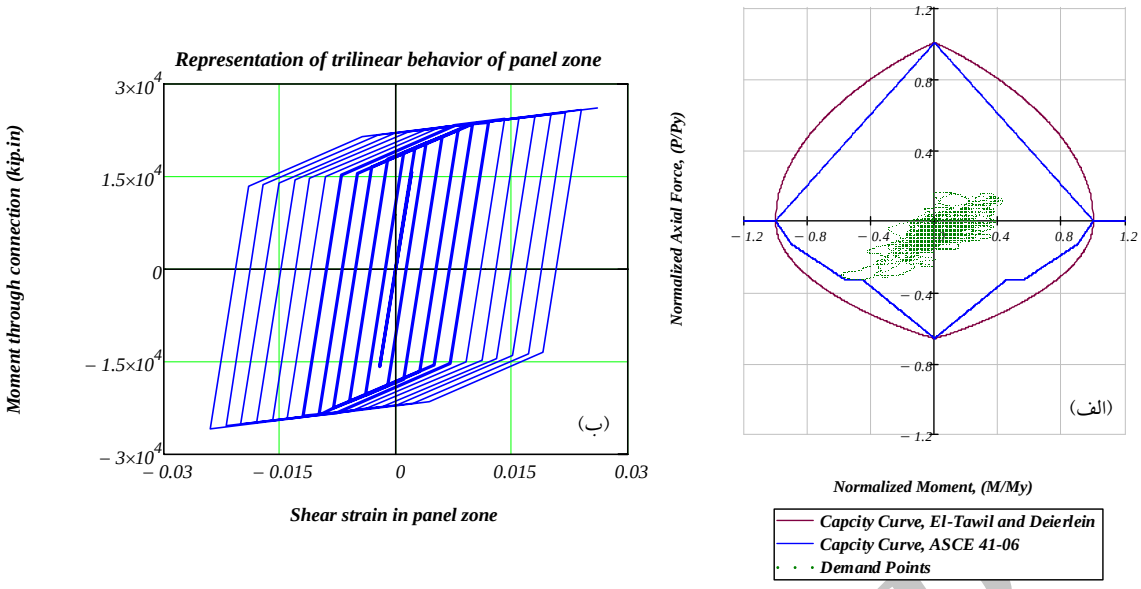
شکل ۲ – مقدار DCR های اعضای سازه در تحلیل خطی، تحقیق در مورد نامنظمی پیچشی مطابق بند 2.4.1.1.4 آیین نامه ASCE 41-06.



شکل ۳ – (الف) جزئیات و فرضیات سختی و مقاومت فنر در مدل تحلیلی چشمه اتصال، (ب) مدل تحلیلی المان چشمه اتصال .

Archive

www.SID.ir



شکل ۴ - (الف) سطح تسلیم اندرکنشی خمش و نیروی محوری به روش El-Tawil و Deierlein در کنار حد پذیرش آیین نامه ASCE 41-06 برای ستونها، و خمش و نیروی محوری برای یک ستون سازه تحت تحلیل دینامیکی غیر خطی ، (ب) چرخه پسماند نوعی چشمه اتصال.

۲-۳- شتابنگاشتها و توابع شتاب زمان دوام

در تحلیل تاریخچه زمانی بر اساس شتابنگاشتهای واقعی، از شتابنگاشتهای استفاده شده در تحقیق FEMA440 برای زمین نوع C [۱۱] ، ۷ شتابنگاشتی که در تولید توابع شتاب زمان دوام سری h بکار گرفته شده است [۲]، والبته مولفه افقی دیگر هر زلزله استفاده شده (جدول ۱) و به روش متوسط گیری (برای جزیات رجوع کنید به مرجع [۸]) بین دو بازه پریودی 0.2 تا 1.5 برابر پریود سازه به ۱/۳ طیف آیین نامه ASCE 41-06 در ٤ سطح خطر (شکل ٥- الف)مقیاس سازی انجام شده است. و برای تحلیل زمان دوام از ۳ تابع شتاب سری h استفاده شده است. که در مجموع با این زوج شتابنگاشتها و توابع شتاب ٦٢ تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی بر سازه انجام شد . شماره های خاکستری در جدول ۱ مربوط به مولفه قوی تر (با دامنه طیفی بزرگتر) زلزله است.

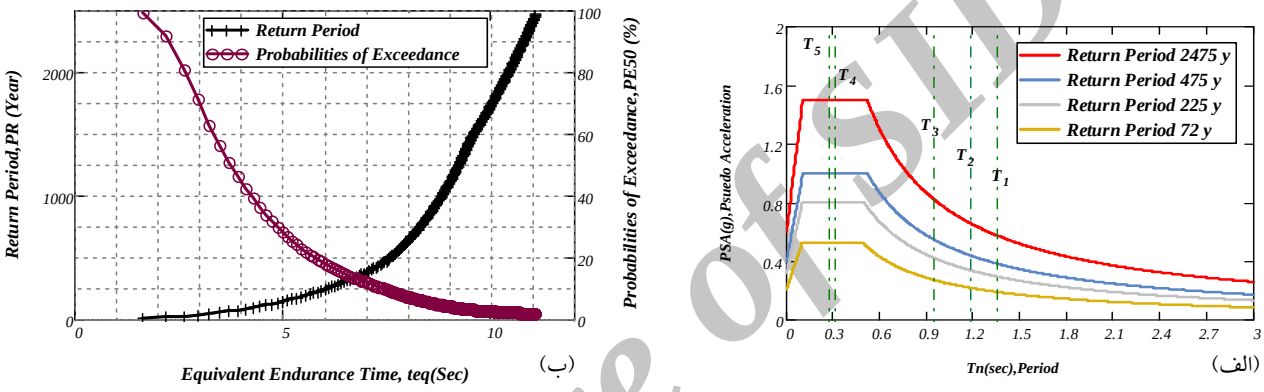
جدول (۱): رکوردهای حرکت زمین در زمین خاک نوع ۲

No	Date	Earthquake name	Record name	Magnitude (Ms)	Station number	PGA (*g*)	Scale factor
1	10/17/89	Loma Prieta	LPAND270	7.1	1652	0.244	2.6092
2			LPAND360			0.24	
3	06/28/92	Landers	LADSP000	7.5	12149	0.171	3.6378
4			LADSP090			0.154	
5	04/24/84	Morgan Hill	MHG06090	6.1	57383	0.292	1.8362
6			MHG06000			0.222	
7	10/17/89	Loma Prieta	LPGIL067	7.1	47006	0.36	2.2035
8			LPGIL337			0.325	
9	10/17/89	Loma Prieta	LPLOB000	7.1	58135	0.45	2.2886
10			LPLOB090			0.395	
11	01/17/94	Northridge	NRORR360	6.8	24278	0.514	1.0731
12			NRORR090			0.568	
13	10/17/89	Loma Prieta	LPSTG000	7.1	58065	0.512	1.437
14			LPSTG090			0.324	

Archive of SID
www.SID.ir

۳- تحلیل دو جهته زمان دوام و بررسی صحت نتایج

روش زمان دوام یک روش رانشی دینامیکی در تحلیل لرزه ای سازه است که عملکرد لرزه ای سازه را تحت توابع شتاب افزاینده از پیش طراحی شده (شکل ۳ – الف) بررسی میکند [۱و۲]. آستانه زمانی که سازه از حالات حدی دلخواه (مثلا دریفت مجاز و یا چرخش مجاز تیر ها) فرا تر رود، "زمان دوام" آن سازه میباشد. توابع شتاب زمان دوام طوری طراحی شده اند که طیف پاسخ آنها تا زمان هدف مبنا مشابه طیف هدف مبنا (طیف مبنای تولید توابع شتاب زمان دوام) و تا زمان دیگری "a" برابر زمان هدف مبنا مشابه "a" برابر طیف هدف میباشد. در نتیجه از نگاه دیگر به این روش، پاسخ سازه تا زمانهای مختلف این توابع شتاب معرف تقاضای زلزله در سطوح خطر متفاوت میباشد. در شکل ۵- ب رابطه هر زمان هدف با دوره بازگشت و احتمال فراگذشت برای سازه مورد بررسی محاسبه و آورده شده است (برای جزئیات روش محاسبه رجوع شود به [۹]).

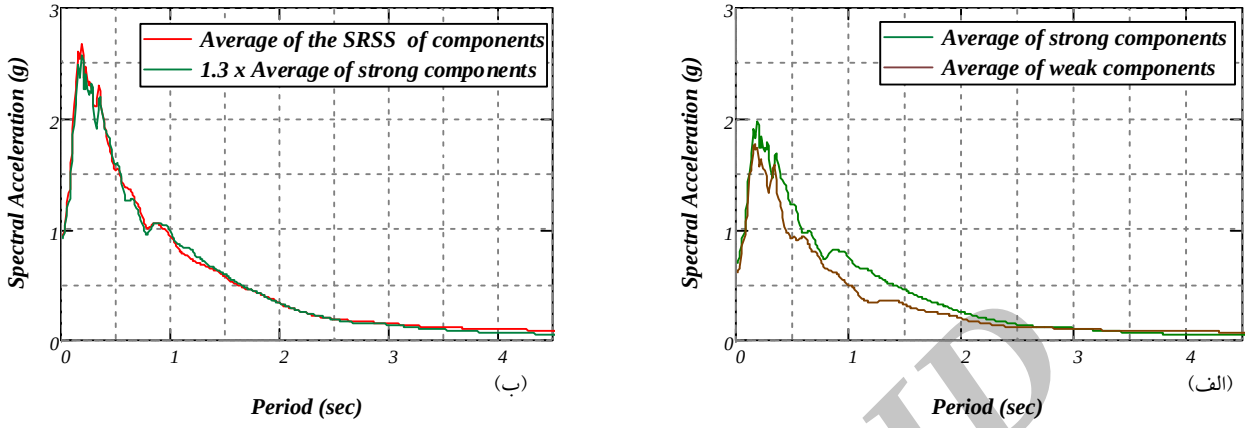


شکل ۵ – (الف) طیفهای آیین نامه برای سطوح خطر مختلف و پریود های سازه، (ب) طیفهای توابع شتاب زمان دوام سری e تا زمان های مختلف و متوسط طیفهای مقیاس شده شتابنگاشتها (طیفهای هدف)

در تحلیل دو جهته دینامیکی بر اساس شتابنگاشتها طبق آیین نامه مولفه های مقیاس شده زلزله باید بطور همزمان به سازه اعمال شوند [۱۲]. با نگاهی به طیف دو مولفه شتابنگاشتهای زلزله ها دیده میشود که این دو مولفه از شدت یکسانی برخوردار نیستند و دامنه طیفی یک مولفه تا حدودی کمتر از دامنه طیفی مولفه دیگر است (شکل ٦ الف). حال در روش تحلیل زمان دوام اگر بخواهیم توابع شتاب را به طور همزمان در دو راستای متعامد بر سازه اعمال کنیم بدلیل دامنه طیفی تقریبا یکسان توابع شتاب در هر زمان، پاسخهای بدست آمده دست بالاتر از نتایج تحلیل توسط زوج شتابنگاشتها میشود. این مسئله را میتوان توسط اعمال دو تابع شتاب زمان دوام یکی با ضریب یک و دیگری با ضریبی کوچکتر از یک (α) حل کرد. ایده انتخاب ضریب (α) از روش مقیاس سازی زوج شتاب نگاشتها در آیین نامه ASCE 41-06 گرفته شد. روش مقیاس سازی زوج شتابنگاشتها در این آیین نامه بدین صورت است که باید متوسط SRSS (ریشه مجموع مجذورهای) طیفهای با میرایی ۵٪ زوج شتابنگاشتهای مقیاس شده، در بازه پریودی ۰/۲ تا ۱/۵ برابر پریود اصلی سازه باید بالای ۱/۳ برابر طیف آیین نامه قرار بگیرد. ضریب ۱/۳ به نوعی بازگو کننده تفاوت دامنه طیفی دو مولفه زوج شتابنگاشتهاست که دامنه طیفی یک مولفه تا حدودی کمتر از دامنه طیفی مولفه دیگر است. در صورت برابر بودن دامنه طیفی دو مولفه ضریب ۱/۳ باید برابر $\sqrt{1+1}=1.4$ می بود (عددی که در آیین نامه ۲۸۰۰ مبنای مقیاس سازی متوسط SRSS طیفها میباشد. البته باید توجه شود که در این آیین نامه ابتدا دو مولفه به شتاب g نرمال شده و هم دامنه میشوند، امری که کمی

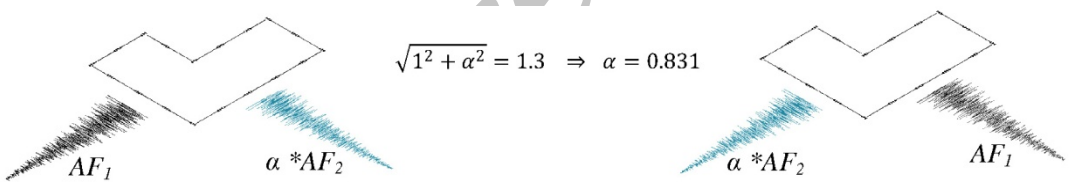
Archive of SID
www.SID.ir

سوال برانگیز است) . برای اطمینان از منطقی بودن عدد 1.3 در شکل ٦ ب میانگین SRSS زوج شتابنگاشتها و 1.3 برابر میانگین طیف مولفه های قوی شتابنگاشتها در کنار هم کشیده شده اند که نمایانگر تطابق خوب آنهاست و در نتیجه منطقی بودن این ضریب حداقل برای این شتابنگاشتها مشاهده میشود.



شکل ۶ – (الف) مقایسه میانگین طیف مولفه های قوی و ضعیف شتابنگاشتها، (ب) مقایسه میانگین SRSS زوج شتابنگاشتها و 1.3 برابر میانگین طیف مولفه های قوی شتابنگاشتها.

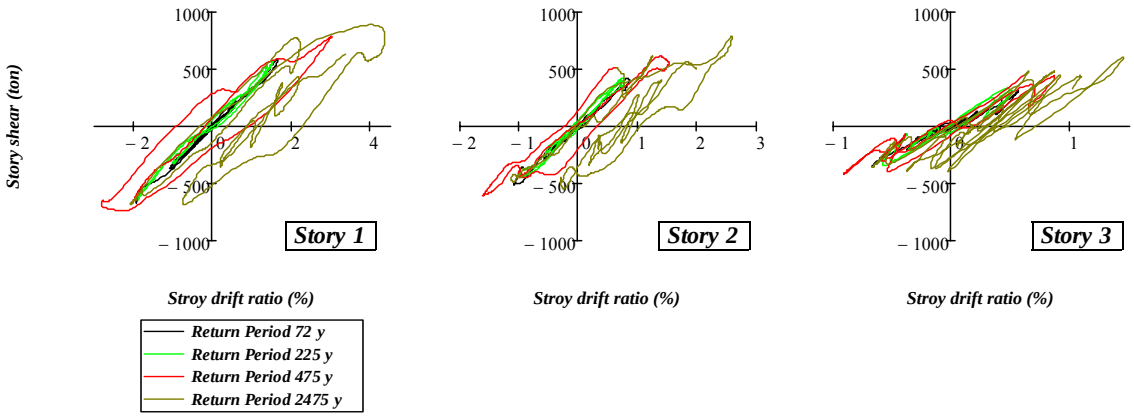
در نتیجه اگر ضریبی به یکی از توابع شتاب اعمال کنیم که SRSS زوج طیف آنها 1.3 برابر طیف یکی از آنها شود، میتواند ترکیب آنها بعنوان تحلیل دوجهته به روش زمان دوام به سازه در دوجهت اعمال شود و سپس ماکزیمم پاسخ سازه بین این دو تحلیل پاسخ سازه میباشد. شکل ۷ بصورت شماتیک این روش را نشان میدهد.



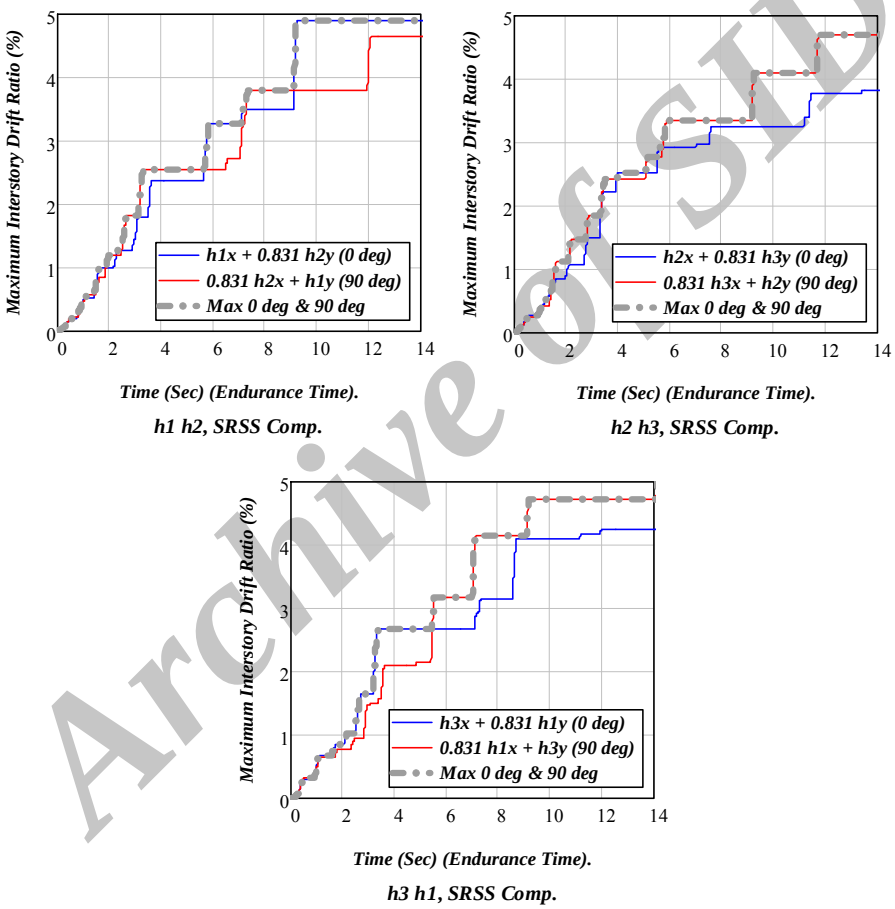
شکل ۷ – نحوه انجام تحلیل دوجهته به روش زمان دوام

نحوه استخراج منحنی های پاسخ- زمان در روش زمان دوام بدین صورت است: ابتدا سازه تحت سه شتاب نگاشت زمان دوام تحلیل میشود. شکل ۸ رابطه بین برش و گریز بین طبقه ای، برای طبقات مختلف و تحت توابع شتاب ETA40h01-02 را نمایش میدهد که نشانگر رفتار کلی سازه در سطوح مختلف خطر است و میتوان در آن میزان ورود سازه به ناحیه غیر خطی را در هر سطح خطر مشاهده کرد. پس از انجام تحلیل مقدار پاسخ مورد نظر مثلا کرنش مهاربند ها برای هر مهاربند در طول زمان بدس می آید. سپس در هر زمان ماکزیمم قدر مطلق پاسخ در هر زمان، تا آن زمان بدست میآید. سپس ماکزیمم عدد بدست آمده برای همه اعضا به عنوان پاسخ کلی در هر زمان معرفی میشود که در نتیجه منحنی پاسخ کلی ماکزیمم برای تمام اعضا در طول زمان برای هر تابع شتاب رسم میشود. سپس بین سه نمودار مربوط به تحلیل ۳ زوج تابع شتاب بعد ماکزیمم گیری بین هر زوج تحلیل(شکل ۹) میانگین گیری میشودو بعد از هموار کردن نمودار بدست آمده به روش حرکت متوسط نمودار نهایی رسم میشود (شکل ۱۱) (در مورد گریز بین طبقه ای این کار برای گریز طبقات انجام میشود). مقدار پاسخ یا شاخص خرابی در هر زمان در این نمودار بیانگر تقاضای زلزله با دوره بازگشت معادل هر زمان دوام، از سازه میباشد.

www.SID.ir



شکل ۸-رابطه بین برش و گریز بین طبقه‌ای برای طبقات مختلف و تحت توابع شتاب ETA40h01-02 نشانگر رفتار کلی سازه سطوح مختلف خطر



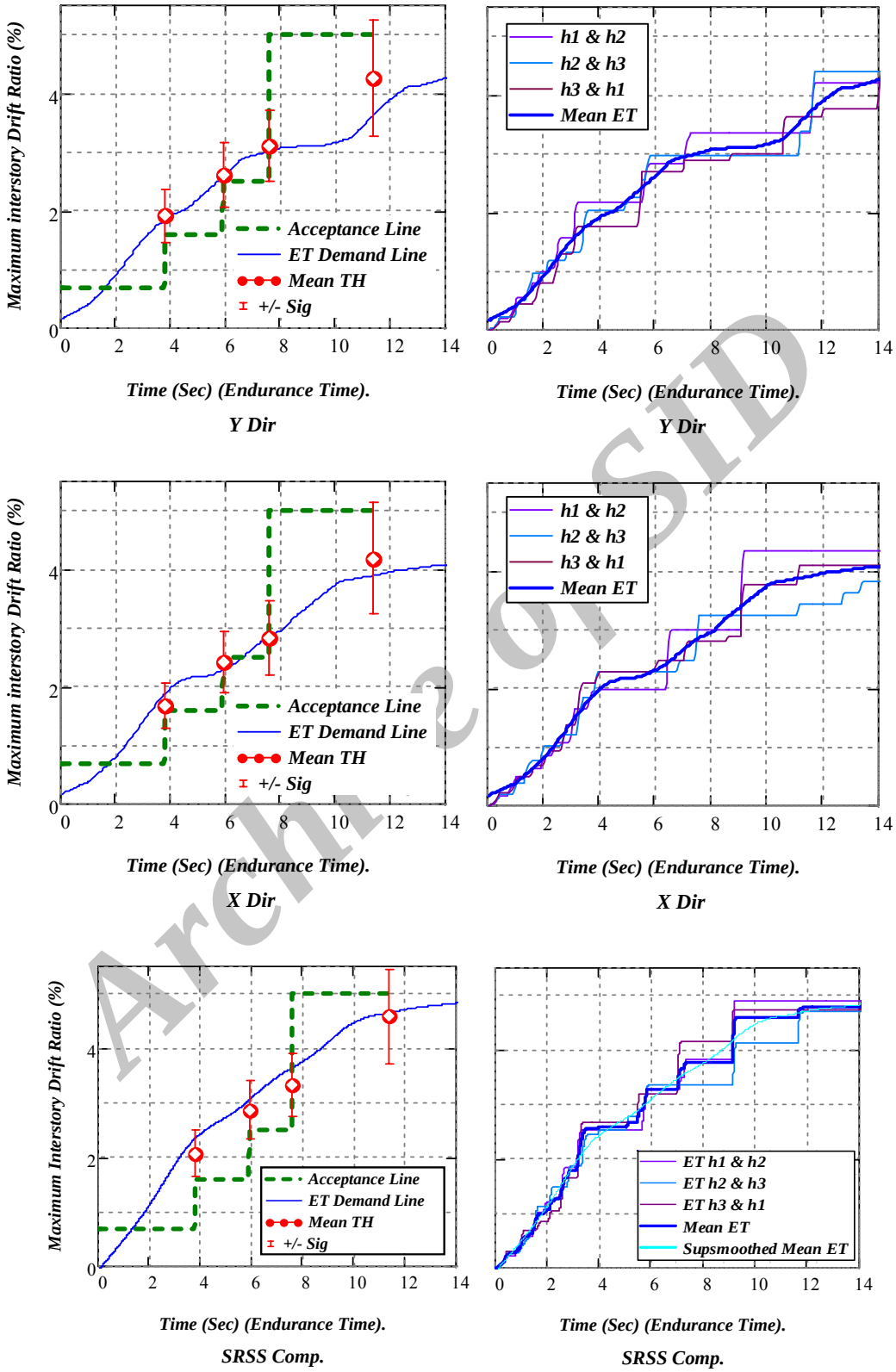
Archive of SID

شکل ۹ – منحنی تقاضای زمان دوام و معیار های پذیرش برای بیشترین گریز بین طبقه ای، نمایش نحوه تولید منحنی ها در تحلیل دو جهته،جمع برداری راستای X و Y.

برای بررسی صحت منحنی های تقاضای زمان دوام، در ٤ سطح خطر با متوسط دوره بازگشت ۷۲، ۲۲۵، ٤۷۵ و ۲٤۷۵ ساله، نتایج توسط تحلیل تاریخچه زمانی توسط ۷ شتابنگاشت زلزله معرفی شده بررسی میشود. برای این منظور میانگین شتابنگاشتها با مقیاس اولیه در جدول ۱، به طیف آیین نامه در سطح خطر مربوطه مقیاس شده و به سازه اعمال میگردند. که در مجموع ٥٦ تحلیل برای ارزیابی نتایج زمان دوام در سه سطح خطر انجام گرفته است. میانگین ماکزیمم پاسخ تحت ۷ زوج شتابنگاشت با یکبار چرخش و انحراف معیار آنها (برای بررسی

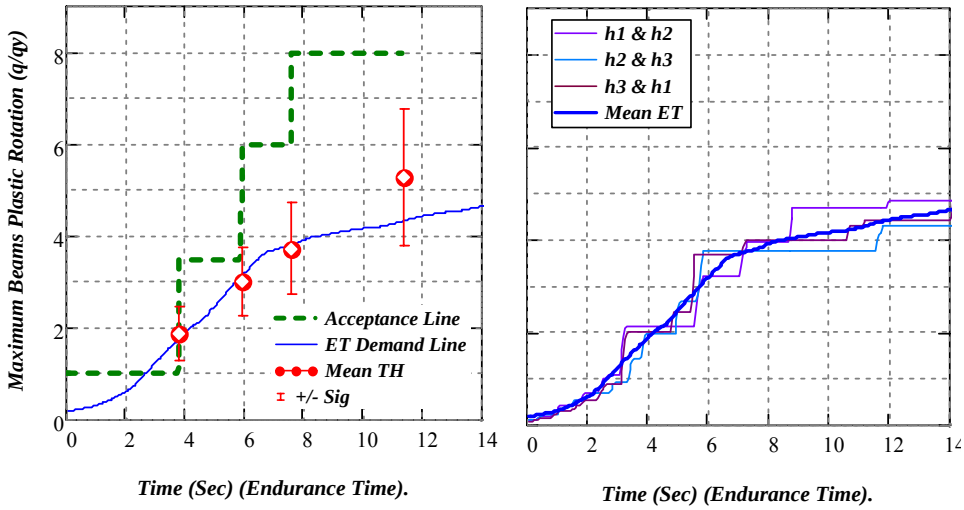
www.SID.ir

پراکندگی نتایج) در شکلهای ۱۰ تا ۱۳ در کنار منحنی های تقاضای زمان دوام آورده شده است. همنطور که مشاهده میشود نتایج روش زمان دوام از دقت خوبی برخوردار میباشند.

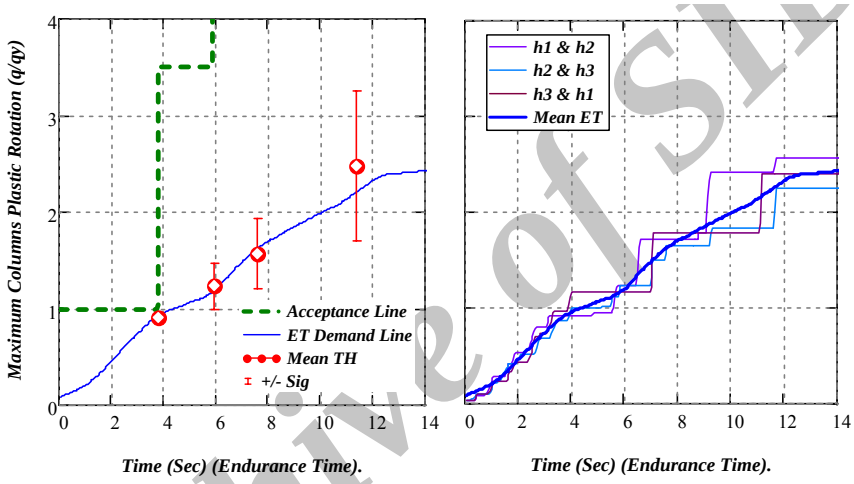


شکل ۱۰ - منحنی تقاضای زمان دوام و معیار های پذیرش برای بیشترین گریز بین طبقه ای و مقایسه نتایج با تحلیل تارخچه زمانی در سطوح خطر متفاوت.

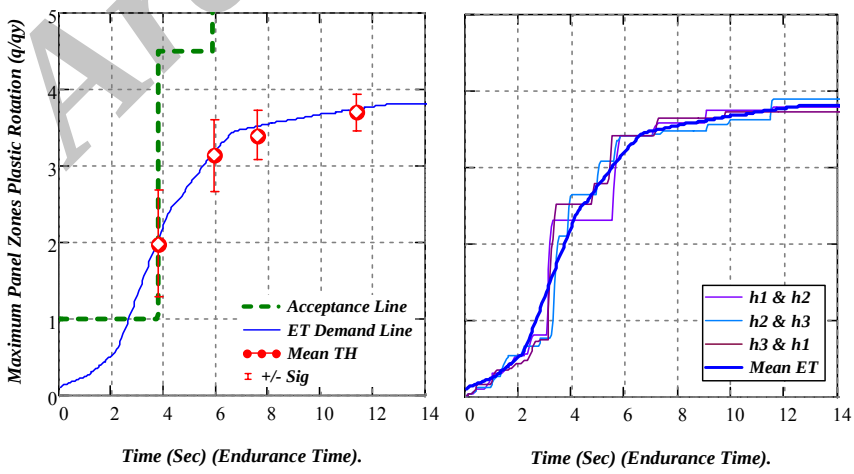
Archive of SID
www.SID.ir



شکل (۱۱)- منحنی تقاضای زمان دوام و معیارهای پذیرش برای بیشترین رخش پلاستیک تیرها و مقایسه نتایج با تحلیل تاریخچه زمانی در سطوح خطر متفاوت



شکل ۱۲ - منحنی تقاضای زمان دوام و معیار های پذیرش برای بیشترین چرخش پلاستیک ستونها و مقایسه نتایج با تحلیل تارخچه زمانی در سطوح خطر متفاوت.



شکل ۱۳ - منحنی تقاضای زمان دوام و معیار های پذیرش برای بیشترین چرخش پلاستیک چشمهای اتصال و مقایسه نتایج با تحلیل تارخچه زمانی در سطوح خطر متفاوت.

Archive of SID

www.SID.ir

حدود پذیرش پاسخهای سازه ای از آیین نامه ASCE 41-06 برای قاب خمشی فولادی میباشد. پله های ایجاد شده در خط پذیرش نشان دهنده پذیرش سطح عملکرد استفاده بی وقفه در سطح خطر با دوره بازگشت ۷۲ ساله (معادل زمان هدف ۳/۷ ثانیه)، سطح عملکرد میانی در سطح خطر با دوره بازگشت ۲۲۵ ساله (معادل زمان هدف ۵/۸ ثانیه)، سطح عملکرد ایمنی جان در سطح خطر با دوره بازگشت ٤٧٥ ساله (معادل زمان هدف ۷/۵ ثانیه) و سطح عملکرد آستانه فروریزش در سطح خطر با دوره بازگشت ٢٤٧٥ ساله (معادل زمان هدف ۱۱/۲ ثانیه) میباشد.

٤- نتیجه گیری

در این مقاله روشی برای تحلیل دوجهته توسط روش زمان دوام ارائه شد روش ارائه شده بدین صورت است که : تحلیل توسط اعمال همزمان یک تابع شتاب در یک راستا و ۰/۸۳۱ برابر تابع شتاب دیگر در راستای مقابل بر روی سازه انجام میشود.

برای ارزیابی این روش سازه قاب خمشی سه بعدی تحت تحلیل دو جهته زمان دوام قرار گرفت و صحت نتایج بدست آمده در مقایسه با نتایج حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی توسط ۷ زوج شتابنگاشت در دو جهت و ٤ سطح خطر (جمعا ٥٦ تحلیل NTH) نشان داده شد.

همچنین به عنوان هدف جنبی، کارایی روش زمان دوام در ارزیابی لرزه ای ساختمان ها در حوزه های غیر خطی (ایجاد مفصل خمشی در تیر ها و ستونها و تسلیم چشمه اتصال) نشان داده شد.

٥- مراجع

[۱] Riahi, H.T. and Estekanchi, H.E. and Vafai, A., (2006), "Endurance time Method: A Dynamic Pushover Procedure for Seismic Evalution of Structures", First European confenence on Earthquake Engineering and Seismology Geneva, Switzerland, 3-8 september, Paper Number 443

[۲] Estekanchi, H.E., Valamanesh, V. and Vafai, A. (2007), "Application of Endurance Time Method in Linear Seismic Analysis", Engineering Structures, doi:10.1016/j.engstruct.2007.01.009.

[۳] Estekanchi, H. E., Arjomandi, K and Vafai, A. (2007), "Estimating Structural Damage of Steel Moment Frames by Endurance Time Method", Journal of Constructional Steel Research, doi:10.1016/j.jcsr.2007.05.010

[٤] PERFORM-3D, (2007), "Nonlinear analysis and performance assessment for 3D structures", Version 4.03, Computers and Structures, Inc. Berkeley, California.

[٥] ASCE, (2006), "Seismic Rehabilitation of Existing Buildings", ASCE Standard ASCE/SEI 41-06, American Society of Civil Engineers, Reston,Virginia.

[٦] SAP2000, (2007), "Linear and Nonlinear Static and Dynamic Analysis and Design Of Three-Dimensional Structures", Version 11.0.8, Computers and Structures, Inc. Berkeley, California.

[۲] ASCE, (2006), "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures",ASCE Standard ASCE/SEI 7-05, Including Supplement No. 1,American Society of Civil

[۳] بزمونه، ا. ع. و استکانچی، ه، (۱۳۸۸)، " **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.

[۹] FEMA 355-F. (2000) "State of the Art Report on Performance Prediction and Evaluation of Steel Moment-Frame Structures", Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.

[۱۰] El-Tawil, S., Deierlein, G. (2001), "Nonlinear Analysis of Mixed Steel-Concrete Frames, Parts I and II ", Journal of Structural Engineering, Vol. 126, No. 6

[۱۱] FEMA 440 (2005). "Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures" , Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., 2 v.

[۱۲] FEMA 274 (1997). "NEHRP commentary on the guidelines for the seismic rehabilitation of buildings " , Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., 2 v.

Archive of SID

www.SID.ir