



# Journal of Structural and Construction Engineering

www.jsce.ir



## The Effect of Structural Uncertainties of Steel Shear Wall on Seismic Performance of Rehabilitated Moment Frame

Mahdiye Maddahi<sup>1</sup>, Mohsen Gerami<sup>2\*</sup>, Hossein Naderpour<sup>2</sup>

1- PhD Student, department of earthquake engineering, Semnan university, Semnan, Iran

2- Associate professor, department of earthquake engineering, Semnan university, Semnan, Iran

### ABSTRACT

Uncertainties are inevitable in the estimation of structural engineering issues and increase the cost of retrofitting. In the presence of uncertainties, the results of seismic evaluation are incorrect and create conservatism in acceptance criteria at structural performance levels. Considering and quantification of uncertainties in design and rehabilitation of structures reduces the existing conservatism and can lead to the economic design and rehabilitation of structures. In the seismic rehabilitation of structures, uncertainties have been studied on existing structures and have been applied by coefficients in guidelines. Adding a secondary system to rehabilitate of existing structure can enter uncertainties into the computation and can be effective for results of reliability. Therefore, in this study, reliability of rehabilitated steel moment frame with steel shear wall has been discussed in order to quantify the uncertainty of the steel shear wall. The selected structure is a nine-storey steel moment frame of SAC project, which was rehabilitated by steel shear wall. The studied structures were analyzed pre- and post-rehabilitation, with probabilistic variables considered for steel shear wall by OpenSees software. Based on results of incremental dynamic analysis and obtained fragility curves, the values of the reliability index have been obtained for the rehabilitated structure in the presence of uncertainties. Results showed that considering of uncertainties and reducing them can reduce the existing conservatism and the cost of rehabilitation.

### ARTICLE INFO

**Receive Date:** 25 March 2019

**Revise Date:** 27 October 2019

**Accept Date:** 04 February 2020

### Keywords:

Seismic rehabilitation;

Steel shear wall;

Uncertain;

Sensitivity analysis;

Incremental dynamic analysis.

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: 10.22065/JSCE.2020.176997.1813

\*Corresponding author: Mohsen Gerami

Email address: mgerami@semnan.ac.ir

## تاثیر عدم قطعیت‌های سازه‌های دیوار برشی فولادی بر عملکرد لرزه‌ای قاب خمشی بهسازی شده

مهديه مداحی<sup>۱</sup>، محسن گرامی<sup>۲\*</sup>، حسین نادرپور<sup>۲</sup>

۱- دانشجوی دکتری، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران

۲- دانشیار، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران

### چکیده

عدم قطعیت‌ها که در برآورد مسائل مهندسی سازه اجتناب‌ناپذیر هستند باعث افزایش هزینه‌های بهسازی، نتایج نادرست ارزیابی لرزه‌ای و ایجاد محافظه‌کاری در معیارهای پذیرش سطوح عملکرد سازه می‌شوند. در نظر گرفتن عدم قطعیت‌ها و کمی‌سازی آن‌ها در طراحی و بهسازی سازه‌ها باعث کاهش محافظه‌کاری‌های موجود شده و می‌تواند منجر به طراحی و بهسازی اقتصادی سازه‌ها گردد. در بهسازی لرزه‌ای سازه‌ها عدم قطعیت‌ها بر روی سازه موجود مطالعه شده و دستورالعمل‌های بهسازی توسط ضرایبی این عدم قطعیت‌ها را در نظر گرفته‌اند. افزودن عضو ثانویه برای بهسازی سازه موجود، ممکن است عدم قطعیت‌هایی را به همراه خود وارد محاسبات کرده و بر روی نتایج قابلیت اعتماد مؤثر باشد. از این رو در این مقاله، با هدف کمی‌سازی عدم قطعیت‌های دیوار برشی فولادی به بحث قابلیت اعتماد سازه بهسازی شده با دیوار برشی فولادی پرداخته شده است. سازه مورد مطالعه، سازه نه طبقه قاب خمشی فولادی می‌باشد که توسط دیوار برشی فولادی بهسازی شده است. برای مدل‌سازی و تحلیل سازه از نرم‌افزار اپنسیس استفاده شده است. سازه قبل و بعد از بهسازی و با توجه به متغیرهای احتمالاتی در نظر گرفته شده برای دیوار برشی فولادی، تحت تحلیل دینامیکی افزایشی قرار گرفته است. نتایج نشان دادند که تنش تسلیم و سختی الاستیک دیوار برشی فولادی نسبت به سایر متغیرهای احتمالاتی بیشترین تاثیر را بر روی پاسخ سازه دارند. بر اساس نتایج حاصله، در نظر گرفتن عدم قطعیت‌ها باعث افزایش احتمال شکست شده و در نتیجه محافظه‌کاری موجود و هزینه‌های بهسازی کاهش یافته است.

کلمات کلیدی: بهسازی لرزه‌ای، دیوار برشی فولادی، عدم قطعیت، تحلیل حساسیت، تحلیل دینامیکی افزایشی

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	10.22065/JSCE.2020.176997.1813	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2020.176997.1813	۱۴۰۰/۰۵/۳۰	۱۳۹۸/۱۱/۱۵	۱۳۹۸/۱۱/۱۵	۱۳۹۸/۰۸/۰۵	۱۳۹۸/۰۱/۰۵
				نویسنده مسئول:		
				پست الکترونیکی:		
				محسن گرامی		
				mgerami@semnan.ac.ir		

## ۱- مقدمه

بر اساس مطالعات انجام گرفته در دهه های اخیر، روش ارزیابی لرزه ای بر اساس عملکرد به طور مداوم به روز گردیده است. در سال ۲۰۰۶، ATC تحت پروژه ATC-58 [۱]، کار بر روی معیارهای طراحی لرزه ای مبتنی بر عملکرد نسل بعدی را برای ساختمان های جدید و موجود آغاز کرد. علاوه بر این، FEMA 445 [۲] گزارشی با عنوان دستورالعملی برای روش های نسل بعدی منتشر کرد. هدف اصلی از روش های نسل بعدی، بررسی محافظه کاری و قابلیت اعتماد معیارهای پذیرش و اصلاح ارزیابی عملکرد سازه ای بود. در توسعه روش های ارزیابی لرزه ای بر اساس عملکرد، وجود محافظه کاری در معیارهای پذیرش سطوح عملکردی سازه باعث افزایش هزینه های مقاوم سازی و بازسازی شده است. علاوه بر این، به دلیل محافظه کاری های موجود نتایج ارزیابی عملکرد لرزه ای سازه ها نادرست گردیده است. از این رو، محققین [۳-۶] به طور تحلیلی و آزمایشگاهی به ارزیابی لرزه ای سازه های طراحی شده بر اساس آیین نامه های قدیمی پرداختند. نتایج مطالعات وجود محافظه کاری قابل توجه در معیارهای پذیرش آیین نامه های قدیمی را نشان داد. بنابراین، این مسئله ضرورت در نظر گرفتن عدم قطعیت ها در برآورد مسائل مهندسی سازه را بیان کرد.

هنگام شبیه سازی پاسخ سازه در حضور عدم قطعیت ها، بارگذاری فعال روی سازه و مقاومت عضو نمی توانند به طور قطعی بیان شوند. با این حال، محدوده ممکن از تقاضا و مقاومت می تواند پیش بینی و ایده آل سازی شود. در نتیجه، یک فلسفه طراحی احتمالاتی می تواند با پیش بینی احتمال شکست، یک سطح از ایمنی را برای سازه های مهندسی شده حاصل کند. از این رو، روش های قطعی طراحی سازه ها با روش های مبتنی بر قابلیت اعتماد و ریسک پذیری جایگزین شده است که در سراسر جهان گسترش پیدا کرده اند. روش های احتمالاتی تحلیل سازه ها، خواص سازه و محرک های خارجی را به عنوان متغیرهای تصادفی نامشخص تلقی می کنند [۷]. عدم قطعیت های موجود در روش های احتمالاتی به صورت ذاتی و شناختی طبقه بندی شده اند [۸]. عدم قطعیت ذاتی، عدم قطعیت تصادفی، غیر قابل تقلیل و یا عدم قطعیت نوع A نیز نامیده می شود و با توجه به تغییرات ذاتی و اتفاقی پدیده ها است. در نتیجه، این نوع عدم قطعیت ها نمی توانند کاهش داده شوند. در مقابل، عدم قطعیت شناختی، تقلیل پذیر یا عدم قطعیت نوع B نیز نامیده می شود و به علت محدودیت در دانش یا داده بوده و می تواند با بهبود مدل سازی ریاضی و یا افزایش جمع آوری داده ها کاهش یابد.

در سال ۲۰۰۷ زارعیان و کراوینکر<sup>۱</sup> [۹]، روش مبتنی بر احتمالات را برای کمی سازی پتانسیل خرابی سازه ها، بر اساس منابع مختلف عدم قطعیت و برای سطوح اطمینان مورد نظر پیشنهاد کردند. قابلیت اعتماد سازه های فولادی که در سال ۲۰۰۷ [۱۰] بررسی شده، نشان داد که مقاومت سازه ای می تواند با استفاده از مدل سازی مناسب خواص مواد و مشخصات هندسی پیش بینی شود. این مطالعات نشان داد که برای اعمال تاثیر تغییرات مواد و هندسه، توصیف بهتر عدم قطعیت های مدل ضروری می باشد. در حال حاضر مدل های احتمالاتی استفاده شده برای عدم قطعیت های مدل، عمدتاً بر اساس قضاوت بصری و اطلاعات محدود هستند. این اغلب به توصیف غیر واقعی عدم قطعیت مدل منجر می شود. در سال ۲۰۱۱ شافعی و همکاران [۱۱] یک روش ساده برای پیش بینی میانگین و پراکندگی ظرفیت خرابی سازه های دیوار برشی و قاب خمشی در معرض تحریکات لرزه ای ارائه کردند. در سال ۲۰۱۴، وامواتسیکوس<sup>۲</sup> [۱۲] عدم قطعیت های مدل را مورد مطالعه قرار داد. او با استفاده از یک الگوریتم جدید و روش نمونه گیری مکعب لاتین در مورد تاثیر این عدم قطعیت ها بر روی عملکرد لرزه ای سازه ها مطالعه کرد. در همان سال، کاوه و همکاران [۱۳] مدول الاستیک، بارها و مشخصات هندسی را به عنوان متغیرهای احتمالاتی در نظر گرفتند. آن ها برای کاهش شاخص قابلیت اعتماد یک الگوریتم پیشنهادی ارائه نمودند.

در سال ۲۰۱۶، عسگریان و اردوآبادی [۱۴] با در نظر گرفتن متغیرهای مدل سازی به بررسی تاثیر عدم قطعیت میرایی ویسکوز معادل، جرم مؤثر لرزه ای، مقاومت تسلیم و مقاومت نهایی فولاد سازه پرداختند. در همان سال، ژانگ<sup>۳</sup> و همکاران [۱۵] عدم قطعیت در سازه های فولادی مانند عدم قطعیت در سطح مقطع و بارگذاری سازه ای را مورد مطالعه قرار دادند. هالیکی<sup>۴</sup> و همکاران [۱۶] برای بهبود تعاریف عدم قطعیت مدل تلاش کردند و یک روش کلی برای تعیین کیفیت آن ها با مقایسه نتایج تجربی و مدل ارائه دادند. آن ها پیامدهای عدم قطعیت مدل برای سازه های موجود و جدید را مطالعه کرده و نمونه هایی را بر اساس مطالعات اخیر در مورد مقاومت خمشی و برشی تیرهای بتنی مسلح، برای نشان دادن مراحل مختلف این روش، ارائه کردند. در سال ۲۰۱۹، نوروزی و گرامی [۱۷] تاثیر عدم قطعیت در

<sup>1</sup> Krawinkler<sup>2</sup> Vamvatsikos<sup>3</sup> Zhang<sup>4</sup> Holicky

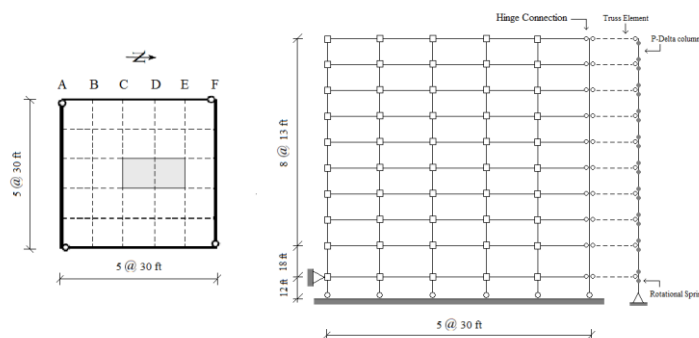
ویژگی‌های حرکت زمین بر روی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی را مورد بررسی قرار دادند. در همان سال، پیلوسو<sup>۵</sup> و همکاران [۱۸] با در نظر گرفتن عدم قطعیت خواص مواد و نظریه مبتنی بر مکانیسم خرابی، روش طراحی لرزه‌ای قاب‌های مقاوم خمشی را توسعه دادند. در تحقیقات مذکور عدم قطعیت‌ها در زمینه طراحی لرزه‌ای سازه‌ها و بر روی سازه‌هایی که طراحی می‌شوند، در نظر گرفته شده است. در آیین‌نامه‌های لرزه‌ای از جمله FEMA P695 [۱۹]، عدم قطعیت‌های مربوط به تغییر در تحریکات لرزه‌ای و مدل‌سازی بر اساس داده‌های کیفی و بر روی سازه موجود در نظر گرفته شده است. در بهسازی لرزه‌ای سازه‌ها عضو ثانویه به منظور بهسازی به سازه موجود افزوده می‌گردد. این عضو ثانویه دارای عدم قطعیت‌هایی می‌باشد که این عدم قطعیت‌ها می‌توانند باعث افزایش عدم قطعیت‌های سازه موجود گردند. در این مقاله برای انجام بهسازی لرزه‌ای سازه قاب خمشی فولادی از دیوار برشی فولادی استفاده شده است. سپس با در نظر گرفتن عدم قطعیت‌های دیوار برشی فولادی و کمی‌سازی این عدم قطعیت‌ها، به بررسی عدم قطعیت‌ها در زمینه بهسازی لرزه‌ای پرداخته شده است. برای طراحی و ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها باید از روش‌های مبتنی بر قابلیت اعتماد استفاده شود. در این مقاله با استفاده از روش‌های قابلیت اعتماد و با در نظر گرفتن عدم قطعیت‌های دیوار برشی فولادی به بررسی تاثیر این عدم قطعیت‌ها بر روی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی بهسازی شده پرداخته و مطالعه شاخص قابلیت اعتماد نسبت به متغیرهای احتمالاتی در نظر گرفته شده برای دیوار برشی فولادی انجام شده است.

## ۲- مدل سازه‌ای برای ارزیابی عملکرد لرزه‌ای

در این بخش سازه مورد مطالعه همراه با مشخصات سازه‌ای و بارگذاری‌های انجام شده آورده شده و به منظور اثبات درستی مدل‌سازی‌های انجام شده در نرم‌افزار صحت‌سنجی بر روی سازه انجام شده است. برای بررسی لزوم بهسازی لرزه‌ای سازه تحت ارزیابی لرزه‌ای قرار گرفته و توسط دیوار برشی فولادی بهسازی شده است. با در نظر گرفتن مدل نواری، روابط لازم برای طراحی دیوار برشی فولادی در این بخش ارائه شده است.

### ۲-۱- مدل سازه‌ای انتخاب شده

در این مقاله سازه قاب خمشی فولادی ۹ طبقه انتخاب شده است [۲۰]. این سازه بر اساس آیین‌نامه UBC94 و با رعایت ملزومات طراحی لرزه‌ای و ثقلی آیین‌نامه طراحی شده است. سازه به‌عنوان سازه قاب خمشی ویژه با کاربری اداری در مرکز شهر لس‌آنجلس و بر روی خاک سفت طراحی شده است. در این سازه، قاب‌های خمشی پیرامونی به‌عنوان قاب‌های مقاوم سازه‌ای می‌باشند. طراحی قاب‌های خمشی در دو جهت متعامد یکسان یا بسیار مشابه بوده است. تفاوت‌های موجود بین جهت NS و EW در اثر تفاوت در بارگذاری ثقلی ناشی از جهت‌گیری تیرها می‌باشد. هر دو تیرهای اصلی و فرعی در جهت NS جهت‌گیری شده‌اند؛ بنابراین، چون بارگذاری ثقلی روی شاه‌تیرهای قاب‌های مقاوم خمشی ویژه پیرامونی کوچک می‌باشد و تاثیر آن بر روی پاسخ لرزه‌ای تقریباً قابل چشم‌پوشی است، تصمیم‌گیری برای تحلیل سازه، در جهت NS موجه می‌باشد. پلان و ارتفاع سازه موردنظر در شکل (۱) نشان داده شده است. در این سازه، یکی از دهانه‌های بیرونی تنها یک اتصال مقاوم خمشی برای جلوگیری از خمش دوطرفه در ستون گوشه دارد. علاوه بر این، سازه در پایین‌ترین طبقه دارای اتصالات ساده می‌باشد.



شکل ۱: پلان و ارتفاع سازه ۹ طبقه.

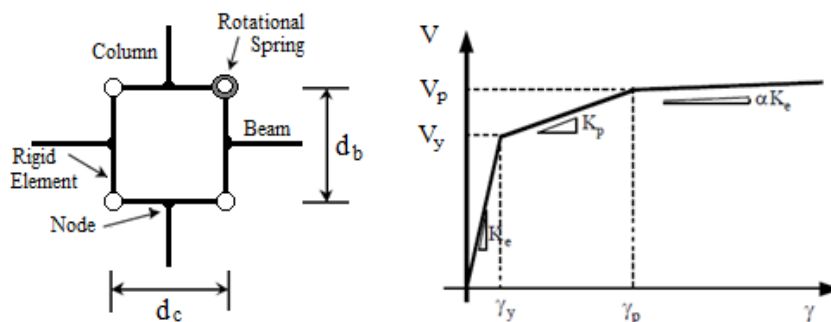
<sup>5</sup> Piluso

تنش تسلیم تیرها و ستون‌ها و مدول الاستیسیته آن‌ها به ترتیب ۵۰ kip و ۲۹۰۰۰ ksi و میرایی سازه ۲ درصد در نظر گرفته شده است. مقاطع اختصاص داده شده برای هر یک از اعضای سازه در جدول (۱) آورده شده است. برای تأمین نیاز برشی، صفحات دوپل در وسط چشمه‌های اتصال ستون‌های داخلی قرار داده شده که در جدول (۱) نشان داده شده است.

جدول ۱: مقاطع اختصاص داده شده برای سازه مورد مطالعه [۲۰].

طبقه	تیرها	ستون‌ها		صفحات تقویتی چشمه اتصال	
		کناری	میانی	کناری	میانی
۰	W۳۶x۱۵۰	W۱۴x۳۷۰	W۱۴x۵۰۰	.	.
۱	W۳۶x۱۵۰	W۱۴x۳۷۰	W۱۴x۵۰۰	.	.
۲	W۳۶x۱۵۰	W۱۴x۳۷۰ . W۱۴x۳۷۰	W۱۴x۵۰۰ . W۱۴x۴۵۵	.	.
۳	W۳۳x۱۴۱	W۱۴x۳۷۰	W۱۴x۴۵۵	.	.
۴	W۳۳x۱۴۱	W۱۴x۳۷۰ . W۱۴x۲۸۳	W۱۴x۴۵۵ . W۱۴x۳۷۰	.	.
۵	W۳۳x۱۴۱	W۱۴x۲۸۳	W۱۴x۳۷۰	.	.
۶	W۳۳x۱۳۰	W۱۴x۲۸۳ . W۱۴x۲۵۷	W۱۴x۳۷۰ . W۱۴x۲۸۳	۱/۲	.
۷	W۲۷x۱۰۲	W۱۴x۲۵۷	W۱۴x۲۸۳	.	.
۸	W۲۷x۹۴	W۱۴x۲۵۷ . W۱۴x۲۳۳	W۱۴x۲۸۳ . W۱۴x۲۵۷	۱/۲	.
۹	W۲۴x۶۲	W۱۴x۲۳۳	W۱۴x۲۵۷	.	.

آیین‌نامه‌هایی که پس از زلزله نورتریج<sup>۶</sup> منتشر شده‌اند، توصیه‌های طراحی برای ایجاد مفصل پلاستیک در تیر و به‌دوراز صفحه ستون را پیشنهاد کرده‌اند. جابجایی مفصل پلاستیک دور از سطح ستون توسط افزایش ظرفیت تیر در سطح ستون با اضافه نمودن صفحات پوششی روی بال‌های تیر و یا توسط کاهش مقاومت تیر در فاصله دور از سطح ستون با کاهش مقطع بال تیر انجام شده است. برای تعریف رفتار پلاستیک تیرها و ستون‌ها در مدل‌سازی از مفصل پلاستیک نقطه‌ای با رابطه دوخطی لنگر- دوران با سخت‌شدگی کرنشی ۳ درصد استفاده شده است. برای مدل‌کردن چشمه اتصال در نرم‌افزار اپنسیس [۲۱] از المان‌های صلب با فنر دورانی استفاده شده است. در این مدل برای بیان رفتار برشی چشمه اتصال از رابطه سه خطی نیروی برشی- کرنش برشی استفاده شده است. در شکل (۲) جزئیات چشمه اتصال نشان داده شده است.



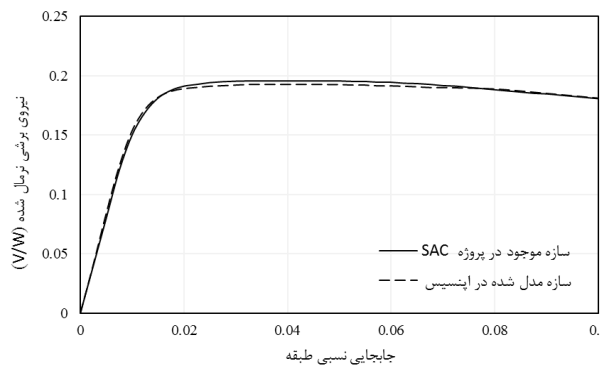
شکل ۲: مدل تحلیلی و رابطه سه خطی نیروی برشی- کرنش برشی برای چشمه اتصال.

## ۲-۲- صحت‌سنجی مدل سازه‌ای

در این مقاله سازه به‌صورت دوبعدی مدل‌سازی شده و در نرم‌افزار اپنسیس تحت تحلیل‌های غیرخطی قرار گرفته است. در مدل‌سازی دوبعدی، تاثیر ستون‌های ثقیل و ستون‌های قاب خمشی فولادی متعامد در نظر گرفته نشده است. مدل‌سازی قاب‌های درونی

<sup>6</sup> Northridge

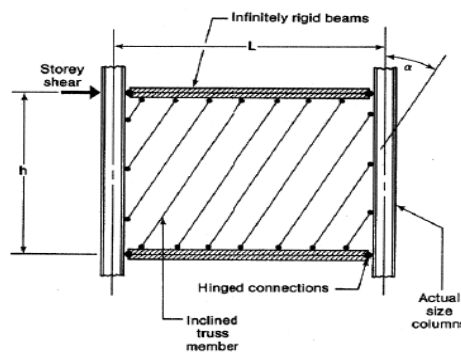
می‌تواند به حجم محاسبات افزوده و باعث پیچیدگی مدل‌سازی گردد. برای در نظر گرفتن تاثیر قاب‌های درونی و جلوگیری از افزایش حجم محاسبات از ستون معادل ثقلی استفاده شده که ممان اینرسی و مقاومت این ستون در هر طبقه برابر ممان اینرسی ستون‌های ثقلی و ستون‌های قاب خمشی فولادی طبقه بامنظور کردن اثر تقارن سازه می‌باشد. در ابتدا و انتهای ستون ثقلی (به جز ابتدای ستون طبقه اول) برای اینکه به قاب لنگر وارد نشود، فنر خمشی با سختی ناچیز تعریف شده است. ستون ثقلی توسط تیرهایی با سختی و مقاومت معادل با تیرهای قاب‌های درونی، به قاب خمشی فولادی متصل شده است. زمان تناوب اصلی سازه ۲/۲ ثانیه بدست آمده است که با مقدار بدست آمده در گزارش گوپتا<sup>۷</sup> و کراوینکلر [۲۰] دارای اختلاف ۰/۴ درصدی می‌باشد. به منظور انجام صحت‌سنجی سازه مدل شده در نرم‌افزار اپنسیس، منحنی حاصل از تحلیل پوش‌آور سازه مدل شده در نرم‌افزار اپنسیس و سازه گزارش گوپتا و کراوینکلر با توجه به آیین‌نامه UBC94 در شکل (۳) نشان داده شده است. مقایسه منحنی‌های پوش‌آور نشان داد که سازه با انطباق خوبی در نرم‌افزار اپنسیس مدل‌سازی شده است.



شکل ۳: مقایسه منحنی پوش‌آور سازه SAC و سازه مورد مطالعه به منظور صحت‌سنجی.

### ۳- سازه بهسازی شده با دیوار برشی فولادی

بر اساس ارزیابی‌هایی که بر روی سازه انجام شده، ضعف‌ها و کاستی‌های آن تعیین شده است. برای انجام بهسازی ضروری است با توجه به نیاز سازه راهبرد بهسازی انتخاب و راهکارهای متناسب با راهبردهای انتخاب شده بررسی و مطالعه شوند. در این مقاله استفاده از دیوار برشی فولادی برای انجام بهسازی سازه موجود مدنظر قرار گرفته است. برای طراحی و تحلیل دیوارهای برشی فولادی روش‌های مختلفی وجود دارد که روش مدل نواری یکی از این روش‌ها می‌باشد که بسیار پرکاربرد است. این روش که شامل مجموعه‌ای از نوارهای کششی می‌باشد در سال ۱۹۸۳ توسط توربرن<sup>۸</sup> و همکاران [۲۲] پیشنهاد شده است. در شکل (۴) نمونه‌ای از نوارهای کششی معادل دیوار برشی فولادی در مدل نواری نشان داده شده است.



شکل ۴: نمونه‌ای از مدل نواری دیوار برشی فولادی [۲۲].

<sup>7</sup> Gupta  
<sup>8</sup> Thorburn

در روش مدل نواری، دیوار برشی در هر طبقه با مهاربند معادل می‌شود. سپس ضخامت دیوار برشی فولادی بر اساس رابطه (۱) بدست می‌آید:

$$t_w = \frac{2A_g \Omega \sin \theta}{L \sin 2\alpha} \quad (1)$$

که در این رابطه  $\theta$  زاویه بین سطح قائم و مهاربند معادل،  $A_g$  سطح مقطع مهاربند معادل،  $\alpha$  زاویه میدان کششی و  $\Omega$  ضریب اضافه مقاومت دیوار برشی فولادی است. تیملر<sup>۹</sup> و کولاک<sup>۱۰</sup> [۲۳] برای برآورد زاویه میدان کششی ( $\alpha$ ) رابطه (۲) را ارائه نمودند که خواص هندسی صفحات دیوار برشی فولادی و المان‌های مرزی را در هر دهانه شامل می‌شود:

$$\tan^4 \alpha = \frac{1 + \frac{t_w L}{2A_c}}{1 + t_w h \left( \frac{1}{A_b} + \frac{h^3}{360 I_c L} \right)} \quad (2)$$

که  $L$  عرض دهانه قاب،  $h$  ارتفاع طبقه،  $t_w$  ضخامت دیوار برشی فولادی،  $A_b$  و  $A_c$  به ترتیب سطح مقطع تیر و ستون دهانه و  $I_c$  ممان اینرسی ستون می‌باشد. این رابطه برای طراحی دیوارهای برشی فولادی توسط آیین‌نامه‌های آمریکایی و کانادایی استفاده شده است [۲۴، ۲۵]. پس از تعیین ضخامت، با در نظر گرفتن تعداد مناسبی نوار کششی معادل، سطح مقطع این نوارها در هر طبقه با استفاده از رابطه (۳) محاسبه می‌شود:

$$A_s = \frac{L \cos \alpha + h \sin \alpha}{n} t_w \quad (3)$$

متغیر  $n$  در این رابطه نشان‌دهنده تعداد نوارها در هر دهانه می‌باشد. برای بیان رفتار دیوار برشی فولادی حداقل ده نوار کششی در هر دهانه قرار داده می‌شود. پس از طراحی دیوارهای برشی برای جلوگیری از کمزش ستون‌های کنار دیوار برشی در هر طبقه باید روابط (۴) و (۵) کنترل گردند.

$$I_c \geq \frac{0.00307 t h^4}{L} \quad (4)$$

$$M_{fpc} \geq \frac{\sigma_{ty} t h^2}{4} \cos^2 \alpha \quad (5)$$

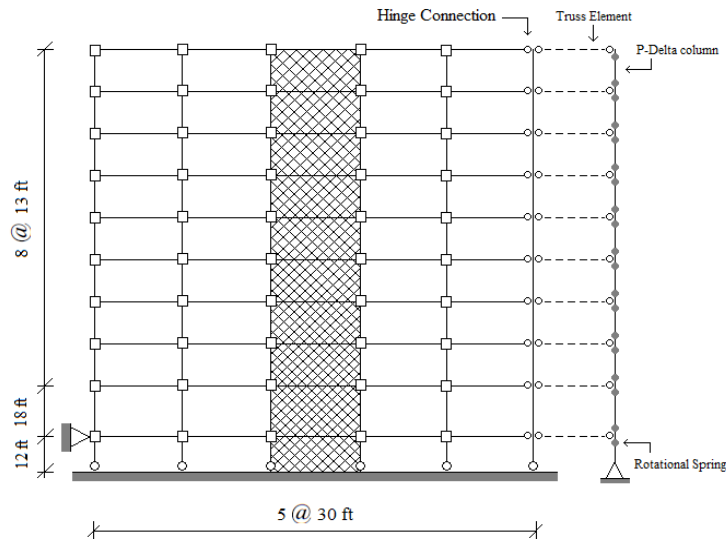
که در رابطه (۵)  $M_{fpc}$  لنگر پلاستیک ستون و  $\sigma_{ty}$  تنش میدان کششی می‌باشد. علاوه بر این، برای جلوگیری از خمش تیر در هر طبقه باید رابطه (۶) کنترل گردد.

$$M_{fpb} \geq \frac{\sigma_{ty} t L^2}{8} \sin^2 \alpha \quad (6)$$

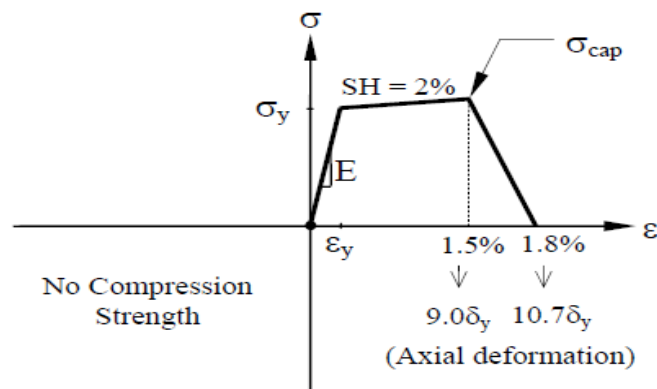
در این رابطه  $M_{fpb}$  لنگر پلاستیک تیر می‌باشد. در این مقاله، برای دیوار برشی فولادی از ورقه‌های فولادی با تنش تسلیم پایین ( $F_y=35\text{kip}$ ) و مدول الاستیسیته  $29000\text{ksi}$  استفاده شده است. در شکل (۵) سازه بهسازی شده با دیوار برشی فولادی که با مدل نواری مدل‌سازی شده، نشان داده شده است. برای مدل نواری بکار رفته در مدل‌سازی دیوار برشی فولادی، رابطه نیرو- تغییرشکل سه خطی با

<sup>9</sup> Timler  
<sup>10</sup> Kulak

سخت‌شدگی کرنشی ۲ درصد استفاده شده است که برگرفته از کارهای پوربا<sup>۱۱</sup> و برونو<sup>۱۲</sup> [۲۶] می‌باشد. در شکل (۶) رابطه نیرو-تغییر شکل بکار رفته نشان داده شده است.



شکل ۵: سازه بهسازی شده با دیوار برشی فولادی.



شکل ۶: رابطه سه خطی نیرو-تغییر شکل برای دیوار برشی فولادی برگرفته از کارهای پوربا و برونو [۲۶].

#### ۴- ارزیابی عملکرد لرزه‌ای احتمالاتی

به منظور ارزیابی عملکرد لرزه‌ای، نخست به انتخاب شتاب‌نگاشت‌های لرزه‌ای پرداخته و مقیاس‌سازی بر روی آن‌ها انجام شده است. سپس با روش‌های قابلیت اعتماد و با در نظر گرفتن متغیرهای احتمالاتی به کمی‌سازی عدم قطعیت‌های دیوار برشی فولادی پرداخته شده است.

#### ۴-۱- روش ارزیابی عملکرد لرزه‌ای احتمالاتی

روش تحلیل دینامیکی افزایشی رفتار سازه را در طیف گسترده‌ای از شدت‌های مختلف زلزله بیان می‌کند. در روش تحلیل دینامیکی افزایشی تاثیر زلزله‌های مختلف با یک مدل قطعی از سازه در نظر گرفته می‌شود؛ از این رو این روش تنها عدم قطعیت ذاتی را

<sup>11</sup> Purba  
<sup>12</sup> Bruneau



شامل می‌شود. برای در نظر گرفتن عدم قطعیت‌های شناختی روش تحلیل دینامیکی توسعه یافته‌تر ارائه شده است. در این روش با در نظر گرفتن توزیع احتمالاتی از مدل سازه‌ای علاوه بر عدم قطعیت ذاتی، عدم قطعیت‌های شناختی نیز در نظر گرفته می‌شود. برای انجام تحلیل دینامیکی افزایشی، شتاب‌نگاشت‌های متناسب با محل قرارگیری سازه انتخاب و مقیاس شده است. شتاب‌نگاشت‌های انتخابی شامل شتاب‌نگاشت‌های دور و نزدیک گسل می‌باشند. تاکنون مطالعات گسترده‌ای برای تعریف شتاب‌نگاشت نزدیک گسل و تمایز آن با شتاب‌نگاشت دور از گسل ارائه شده است. در طبقه‌بندی شتاب‌نگاشت‌ها، فاصله محل تا مرکز زلزله از ویژگی‌های تمایز بین شتاب‌نگاشت‌های دور و نزدیک گسل می‌باشد. معمولاً در شتاب‌نگاشت‌های نزدیک گسل فواصل بین ۲۰ تا ۶۰ کیلومتر به‌عنوان نزدیک گسل تعریف می‌شود. با این حال، هیچ تعریف جهانی برای این‌که کدام محل ممکن است به‌عنوان نزدیک یا دور از گسل طبقه‌بندی شده باشد، وجود ندارد. در این مقاله، فاصله ۱۵ کیلومتری از گسل به‌عنوان معیاری برای طبقه‌بندی شتاب‌نگاشت‌های دور و نزدیک گسل در نظر گرفته شده است. تمام شتاب‌نگاشت‌ها به‌گونه‌ای انتخاب شده‌اند که بر روی خاک D قرار گرفته‌اند [۲۷]. در جداول (۲) و (۳) شتاب‌نگاشت‌های دور و نزدیک گسل انتخابی آورده شده است.

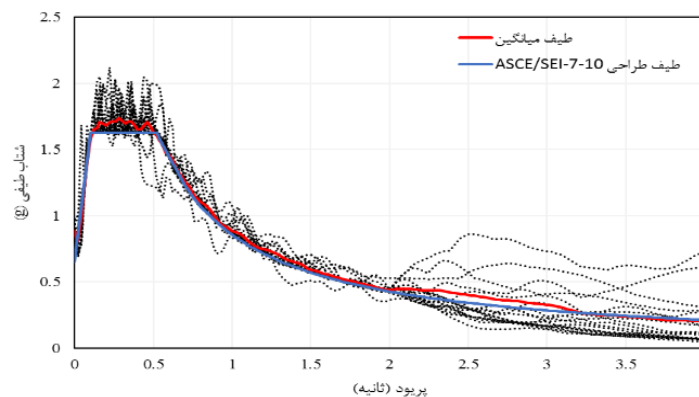
جدول ۲: مشخصات شتاب‌نگاشت‌های دور از گسل.

شماره	زلزله	سال	ایستگاه	$M_W$	$R_{ib}$ (km)	$R_{rup}$ (km)
۱	San fernando	۱۹۷۱	Via Tejon PV 2516	۶/۶۱	۵۵/۲	۵۵/۲
۲	Tabas, Iran	۱۹۷۸	Ferdows	۷/۳۵	۸۹/۷۶	۹۱/۱۴
۳	Imperial Valley06	۱۹۷۹	Coachella Canal #4	۶/۵۳	۴۹/۱	۵۰/۱
۴	Victoria, Mexico	۱۹۸۰	SAHOP Casa Flores	۶/۳۳	۳۹/۱	۳۹/۳
۵	Coalinga-01	۱۹۸۳	Parkfield-Cholame 12W	۶/۳۶	۵۵/۰۵	۵۵/۷۷
۶	N. Palm Springs	۱۹۸۶	Hesperia	۶/۰۶	۷۱/۷	۷۲/۹۷
۷	Whittier Narrows-01	۱۹۸۷	Canyon Country-W Lost	۶	۴۴/۸۸	۴۸/۱۸
۸	Loma Prieta	۱۹۸۹	Richmond City Hall	۶/۹۳	۸۷/۷۸	۸۷/۸۷
۹	Landers	۱۹۹۲	Baker Fire Station	۷/۲۸	۸۷/۹۴	۸۷/۹۴
۱۰	Northridge-01	۱۹۹۴	Huntington Bch-Waikiki	۶/۶۹	۶۶/۴۳	۶۹/۵

جدول ۳: مشخصات شتاب‌نگاشت‌های نزدیک گسل.

شماره	زلزله	سال	ایستگاه	$M_W$	$R_{ib}$ (km)	$R_{rup}$ (km)
۱	Parkfield	۱۹۶۶	Cholame-Shandon Array#8	۶/۱۹	۱۲/۹	۱۲/۹
۲	Gazli	۱۹۷۶	Karakyr	۶/۱۸	۳/۹۲	۵/۴۶
۳	Coalinga	۱۹۸۳	Pleasant Valley P.P. -bldg	۶/۳۶	۷/۶۹	۸/۴۱
۴	N. Palm Springs	۱۹۸۶	North Palm Springs	۶/۰۶	۰	۴/۰۴
۵	Whittier Narrows-01	۱۹۸۷	Santa Fe Springs - E.Joslin	۶	۱۱/۴۷	۱۴/۴۹
۶	Superstition Hills-02	۱۹۸۷	Parachute Test Site	۶/۵۴	۰/۹۵	۰/۹۵
۷	Loma Prieta	۱۹۸۹	Gilroy Araay #2	۶/۹۳	۱۰/۳۸	۱۱/۰۷
۸	Erzican, Turkey	۱۹۹۲	Erzican	۶/۶۹	۰	۴/۳۸
۹	Kobe	۱۹۹۵	KJMA	۶/۹	۰/۹۴	۰/۹۶
۱۰	Chi-Chi	۱۹۹۹	TCU065	۷/۶۲	۰/۵۷	۰/۵۷

پس از انتخاب شتاب‌نگاشت‌ها، مطابق با نشریه NIST GCR 11-917-15 [۲۸] شتاب‌نگاشت‌های انتخابی مقیاس شده‌اند. در تحلیل‌های دوبعدی، شتاب‌نگاشت‌های انتخابی باید به‌گونه‌ای مقیاس شده باشند که طیف پاسخ طراحی محل از مقدار متوسط طیف پاسخ مجموعه شتاب‌نگاشت‌ها، در محدوده زمان تناوب  $0.1T$  تا  $1.5T$  بیشتر نباشد. در شکل (۷) طیف پاسخ طراحی محل، طیف مقیاس شده شتاب‌نگاشت‌های انتخابی و طیف متوسط این شتاب‌نگاشت‌ها نشان داده شده است.



شکل ۷: طیف طراحی و طیف مقیاس شده شتاب‌نگاشت‌های انتخابی به همراه طیف میانگین این شتاب‌نگاشت‌ها.

#### ۴-۲- کمی‌سازی عدم قطعیت‌های در نظر گرفته شده

در روش‌های احتمالاتی هدف محاسبه احتمال وقوع رویدادها می‌باشد و این احتمالات در تحلیل تصمیم‌گیری استفاده می‌شوند. در تمام تلاش‌های احتمالاتی، خروجی اساسی، احتمال شکست سازه نسبت به یک معیار حالت حدی است که فضای عملکرد سازه را به حالت‌های ایمنی و شکست تقسیم می‌کند. قابلیت اعتماد اولین بار توسط پژوهشگرانی که در زمینه ایمنی سازه کار می‌کردند استفاده شد. تافت-کریستنسن<sup>۱۳</sup> و بیکر<sup>۱۴</sup> [۲۹] قابلیت اعتماد سازه را به‌عنوان احتمال این‌که سازه به هر حالت حدی تعیین‌شده در طول یک دوره بازگشت نخواهد رسید، تعریف کردند. مسائل قابلیت اعتماد دارای چندین متغیر تصادفی و توابع حالت حدی می‌باشند. متغیرهای تصادفی بیان‌کننده عدم قطعیت در مسئله بوده و توابع حالت حدی رویدادی را تعریف می‌کنند که هدف محاسبه احتمال شکست آن می‌باشد. در حالت کلی تابع حالت حدی به‌صورت رابطه (۷) تعریف می‌شود:

$$g(R, S) = R - S \quad (7)$$

که در آن  $g$  معرف تابع حالت حدی بوده و حالت حد مرزی برای  $g=0$  اتفاق می‌افتد. در این رابطه  $g>0$  نشان‌دهنده سازه ایمن و  $g<0$  نشان‌دهنده شکست سازه می‌باشد.  $R$  بیانگر ظرفیت و  $S$  بیانگر تقاضا می‌باشد که دربرگیرنده مجموعه متغیرهای تصادفی می‌باشند. احتمال شکست  $P_f$ ، به‌عنوان انتگرال چندگانه به‌صورت رابطه (۸) بیان شده است:

$$P_f = P(g \leq 0) = \int_{g \leq 0} \dots \int f(x) dx \quad (8)$$

که در آن  $f(x)$  تابع چگالی احتمال مشترک برای متغیرهای تصادفی است. در این رابطه تنوع در متغیرهای تصادفی و توزیع آماری مدل، عملیات انتگرال‌گیری را دشوار می‌سازد. برای حل این مشکل از روش‌های مختلف قابلیت اعتماد استفاده شده است. در این مقاله، برای در نظر گرفتن عدم قطعیت‌های تقاضا و ظرفیت سازه‌ای از روش نمونه‌گیری مکعب لاتین استفاده شده است که نمونه‌پرکاربردی از روش‌های قابلیت اعتماد می‌باشد.

با در نظر گرفتن مدل قطعی سازه و انجام تحلیل دینامیکی افزایشی تحت زلزله‌های انتخابی با مقادیر پایه‌ای سازه، نخست عدم قطعیت ذاتی حاصل شده است. سپس با فرض متغیرهای رابطه نیرو- تغییرشکل دیوار برشی فولادی به‌عنوان متغیرهای احتمالاتی واقعیت‌های مختلفی از مدل‌های سازه‌ای ایجاد شده است. با انجام تحلیل دینامیکی افزایشی بر روی هر یک از این واقعیت‌های سازه‌ای، عدم قطعیت‌های شناختی نیز حاصل شده است. در جدول (۴) مشخصات آماری متغیرهای احتمالاتی انتخاب شده، آورده شده است. بر اساس متغیرهای احتمالاتی در نظر گرفته شده، برای سازه بهسازی شده با دیوار برشی فولادی ۱۶۰ واقعیت سازه‌ای استفاده شده است [۳۰].

<sup>13</sup> Thoft-Christensen

<sup>14</sup> Baker

جدول ۴: مشخصات آماری متغیرهای تصادفی ورودی.

مرجع	نوع توزیع	ضریب تغییرات	میانگین	نماد	متغیرهای احتمالاتی رابطه نیرو- تغییر شکل دیوار برشی فولادی
Melchers [۳۱], JCSS [۳۲]	لگ نرمال	۰/۰۷	۳۵Kip	$F_y$	تنش تسلیم
Schmidt and Bartlett[۳۳], Dexter et al. [۳۴]	لگ نرمال	۰/۰۳	۲۹۰۰۰ Ksi	E	سختی الاستیک
Sadowski et al.[۳۵] و [۳۶]	نرمال	۰/۴	۰/۰۲	$a_h$	سخت‌شدگی کرنشی
Lignos and Krawinkler [۳۷]	نرمال	۰/۴	-۰/۶۸	$a_c$	سختی پس از ماکزیمم تنش

بر اساس FEMA356 [۳۸] جایجایی نسبی درون طبقه ( $\theta$ ) به عنوان معیار اندازه‌گیری خسارت سازه‌ای در نظر گرفته شده است. مقادیر ۰/۱۷٪، ۲/۵٪ و ۵٪ به عنوان ماکزیمم جایجایی نسبی مجاز درون طبقه‌ای به ترتیب برای سه سطح عملکرد سازه‌ای قابلیت استفاده بی‌وقفه (IO)، ایمنی جانی (LS) و آستانه فروریزش (CP) توسط FEMA356 پیشنهاد شده است. در این مقاله از شتاب طیفی در زمان تناوب اصلی سازه ( $S_a$ ) برای اندازه‌گیری شدت لرزه‌ای استفاده شده است. همچنین برای بیان احتمال تجاوز از حالت‌های خسارت مختلف از تابع شکنندگی  $F_r(x)$  استفاده گردیده که توسط رابطه (۹) بیان شده است [۳۹]:

$$F_r(x) = \Phi\left[\frac{\ln x - \ln \hat{S}_a}{\beta_R}\right] \quad (9)$$

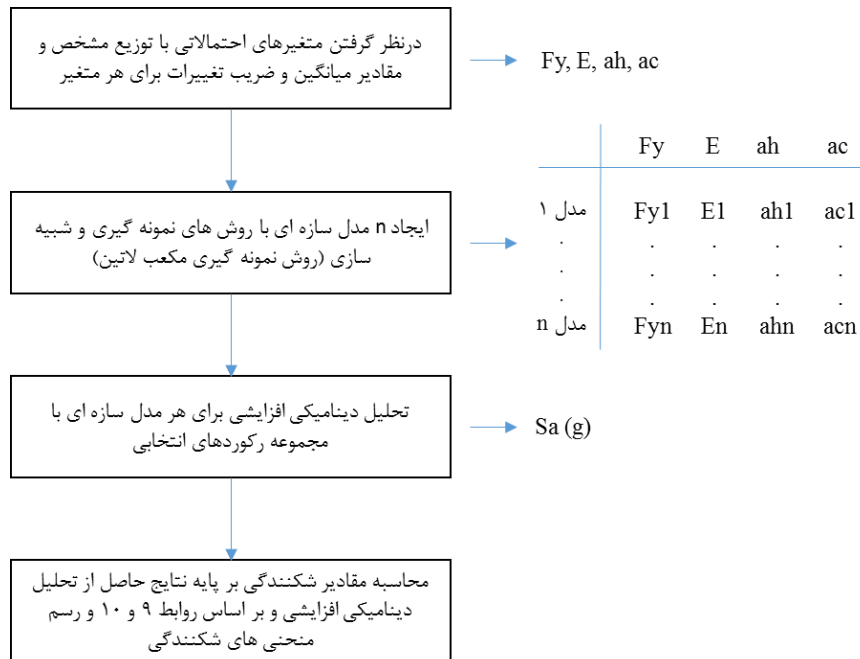
در این رابطه  $\hat{S}_a$  بیان‌کننده مقدار میانه شکنندگی سازه در واحد  $S_a$ ،  $\beta_R$  انحراف استاندارد لگ نرمال شکنندگی سازه و  $\Phi$  تابع توزیع تجمعی نرمال استاندارد می‌باشد. عدم قطعیت‌های مرتبط با تقاضای لرزه‌ای و ظرفیت سازه‌ای توسط مقادیر پراکندگی  $\beta_R$  بیان شده که با استفاده از رابطه (۱۰) محاسبه شده است:

$$\beta_R = \sqrt{\beta_{D|S_a}^2 + \beta_c^2} \quad (10)$$

که  $\beta_{D|S_a}$  بیانگر عدم قطعیت در تقاضای لرزه‌ای و  $\beta_c$  بیانگر عدم قطعیت در ظرفیت سازه‌ای می‌باشد. در حالت‌های حدی IO و LS مقدار  $\beta_c$  برابر ۰/۲۵ و در حالت حدی CP برابر ۰/۱۵ در نظر گرفته شده است [۳۹، ۴۰]. احتمال تجاوز سالانه از حالت حدی در رابطه (۱۱) تعریف شده است:

$$P_{LS} = k_0 \hat{S}_a^{-k} \exp\left[-\frac{(k\beta_R)^2}{2}\right] \quad (11)$$

که در این رابطه،  $k_0 \hat{S}_a^{-k}$  خطر لرزه‌ای را بیان می‌کند و عبارت نمایی ضریب اصلاح است که تغییرپذیری تقاضای لرزه‌ای و ظرفیت سازه‌ای را اعمال می‌کند. در رابطه (۱۱)،  $k_0$  بیانگر مقیاس خطر و  $k$  بیانگر شیب منحنی خطر لرزه‌ای در حالت لگاریتمی می‌باشند. در شکل (۸) فلوجارت محاسبه منحنی‌های شکنندگی سازه با توجه به متغیرهای احتمالاتی در نظر گرفته شده نشان داده شده است.



شکل ۸: فلوجارت محاسبه منحنی های شکنندگی با در نظر گرفتن متغیرهای احتمالاتی.

## ۵- نتایج و بحث

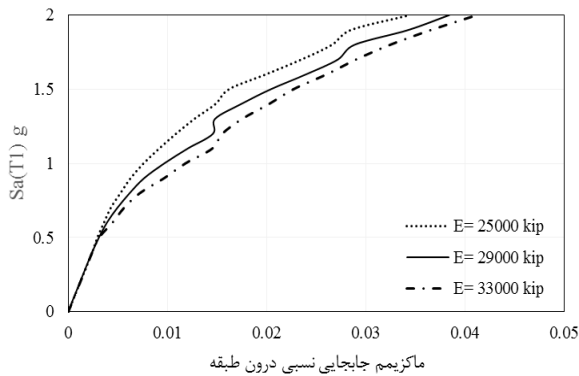
در این بخش بر اساس تحلیل های انجام شده بر روی سازه قبل و بعد از بهسازی و با توجه به عدم قطعیت های در نظر گرفته شده برای دیوار برشی فولادی، به بررسی نتایج حاصله پرداخته شده است. نخست با فرض متغیرهای احتمالاتی دیوار برشی فولادی به ارزیابی حساسیت پاسخ سازه بهسازی شده به هر یک از متغیرهای احتمالاتی پرداخته و سپس با توجه به عدم قطعیت های دیوار برشی فولادی نتایج حاصل از تحلیل های دینامیکی افزایشی مورد بحث و بررسی قرار گرفته است.

### ۵-۱- تحلیل حساسیت

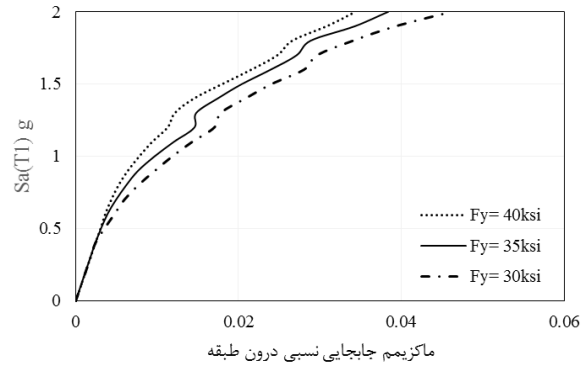
در این مقاله با فرض تنش تسلیم، سختی الاستیک، سخت شدگی کرنشی و سختی پس از ماکزیمم تنش رابطه نیرو- تغییر شکل سه خطی دیوار برشی فولادی به عنوان متغیرهای احتمالاتی به ارزیابی حساسیت پاسخ سازه بهسازی شده با دیوار برشی فولادی به این متغیرها پرداخته شده است. برای هر یک از این متغیرها یک مقدار پایه و محدوده مناسبی از تغییرات در نظر گرفته شده است. برای بررسی تاثیر حساسیت پاسخ سازه بهسازی شده به تنش تسلیم، مقادیر ۳۰، ۳۵ و ۴۰ksi برای این متغیر در نظر گرفته شده است. مقدار ۳۵ksi به عنوان مقدار پایه و مقادیر ۳۰ و ۴۰ksi به ترتیب به عنوان کرانه پایین و بالای محدوده انتخابی برای این متغیر در نظر گرفته شده است. منحنی های IDA شکل (۹-الف) حساسیت پاسخ سازه بهسازی شده با دیوار برشی فولادی به مقادیر تنش تسلیم را نشان داده است. برای سختی الاستیک مقادیر ۲۵۰۰۰، ۲۹۰۰۰ و ۳۳۰۰۰kip در نظر گرفته شده که مقدار ۲۹۰۰۰kip به عنوان مقدار پایه در نظر گرفته شده است. منحنی های IDA شکل (۹-ب) حساسیت پاسخ سازه بهسازی شده با دیوار برشی فولادی را به این متغیر نشان داده است. همان طور که در اشکال (۹-الف) و (۹-ب) مشاهده گردید تاثیر دو متغیر احتمالاتی تنش تسلیم و سختی الاستیک رابطه نیرو- تغییر شکل دیوار برشی فولادی بر پاسخ سازه بهسازی شده با دیوار برشی فولادی بیشتر بوده و پاسخ سازه نسبت به این دو متغیر به ترتیب ۲۰/۳٪ و ۱۶/۸٪ تغییر یافته است.

سخت شدگی کرنشی به عنوان نسبتی از سختی پلاستیک به سختی الاستیک در رابطه نیرو- تغییر شکل دیوار برشی فولادی تعریف شده است. مقدار پایه برای این متغیر ۲٪ در نظر گرفته شده و مقادیر ۰٪ و ۵٪ به ترتیب به عنوان کرانه پایین و بالای محدوده انتخابی برای این متغیر در نظر گرفته شده است. شکل (۹-ج) منحنی های IDA سازه بهسازی شده با دیوار برشی فولادی با مقادیر پایه و محدوده

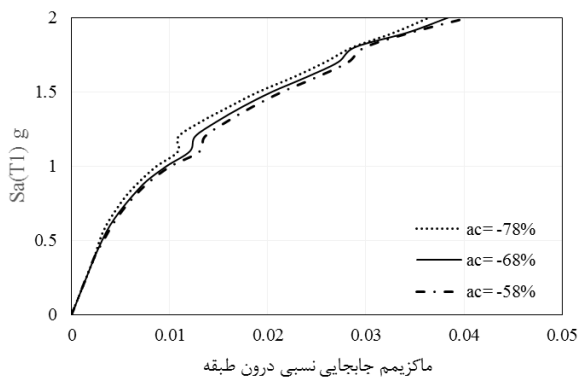
تغییرات در نظر گرفته شده را نشان داده است. سختی پس از ماکزیمم تنش که به عنوان سخت شدگی کرنشی منفی نیز نامیده می شود به عنوان متغیر احتمالاتی دیگر با مقدار پایه ۶۸٪ و محدوده انتخابی ۷۸٪ و ۵۸٪ در نظر گرفته شده است. در شکل (۹-د) حساسیت پاسخ سازه بهسازی شده به این متغیر نشان داده شده است. همان طور که مشاهده گردید تاثیر سختی پس از ماکزیمم تنش در رابطه نیرو- تغییر شکل سه خطی دیوار برشی فولادی در سازه بهسازی شده با دیوار برشی فولادی نسبت به سه متغیر احتمالاتی در نظر گرفته شده کمتر بوده است.



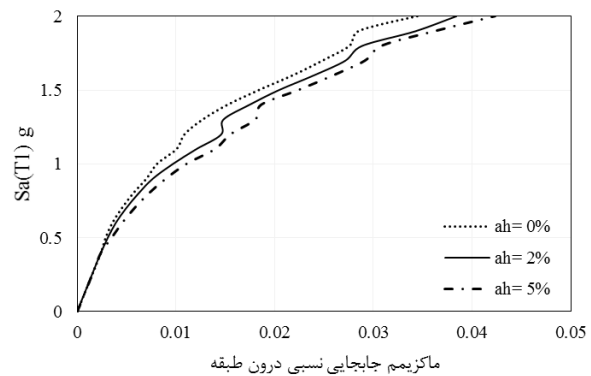
(ب) تاثیر سختی الاستیک



(الف) تاثیر تنش تسلیم



(د) تاثیر سختی پس از ماکزیمم تنش

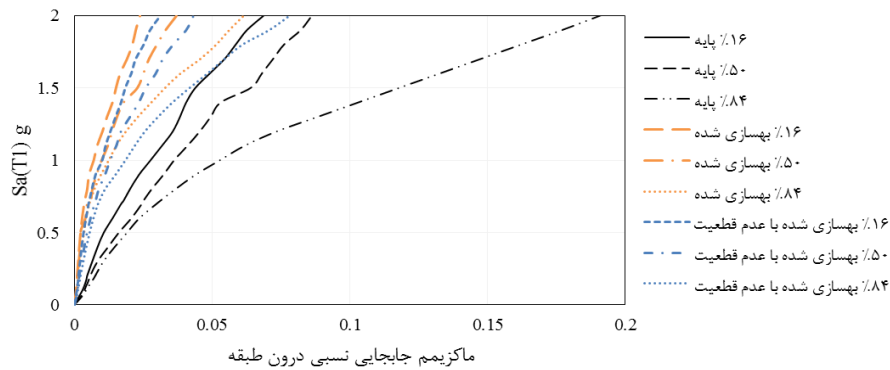


(ج) تاثیر سخت شدگی کرنشی

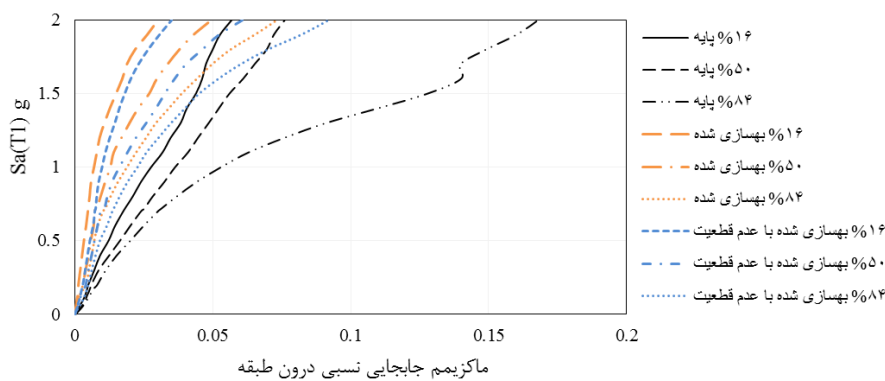
شکل ۹: حساسیت منحنی های IDA میانگین به متغیرهای احتمالاتی رابطه نیرو- تغییر شکل دیوار برشی فولادی.

## ۵-۲- کمی سازی عدم قطعیت ها

منحنی های شکنندگی سازه بیانگر احتمال تجاوز از حالت های خسارت تعریف شده به ازای زلزله هایی با شدت خاص می باشند. در اینجا ماکزیمم جابجایی نسبی درون طبقه برای تعریف حالت های خسارت استفاده شده و مقادیر ۰/۷٪، ۲/۵٪ و ۵٪ به ترتیب برای سطوح عملکردی استفاده بی وقفه، ایمنی جانی و آستانه فروریزش به عنوان سطوح عملکردی FEMA استفاده شده است. در اشکال (۱۰-۱۳) منحنی های شکنندگی سازه و منحنی های IDA حاصل از تحلیل های انجام شده بر روی سازه قبل و بعد از بهسازی و با در نظر گرفتن عدم قطعیت ها نشان داده شده است. منحنی های IDA نشان داد که با در نظر گرفتن عدم قطعیت های دیوار برشی فولادی در سازه بهسازی شده ماکزیمم جابجایی نسبی درون طبقه تحت شتاب نگاشت های دور از گسل ۲۲/۹٪ و تحت شتاب نگاشت های نزدیک گسل ۲۲/۳٪ افزایش یافته است که این مسئله نشان دهنده این است که با در نظر گرفتن عدم قطعیت ها، دست بالا گرفتن های موجود کاهش یافته است.



شکل ۱۰: منحنی IDA سازه تحت شتاب‌نگاشت‌های دور از گسل.



شکل ۱۱: منحنی IDA سازه تحت شتاب‌نگاشت‌های نزدیک گسل.

در جداول (۵) و (۶) مقادیر عدم قطعیت‌های تقاضای لرزه‌ای و عدم قطعیت‌های کلی سازه که به ترتیب با عبارات  $\beta_R$  و  $\beta_{D|S_a}$  نشان داده شده‌اند برای سازه قبل و بعد از بهسازی و با در نظر گرفتن عدم قطعیت‌ها آورده شده است. در این جداول مقادیر شکنندگی میانه،  $\bar{g}$  از نظر شتاب طیفی آورده شده است که بر اساس رابطه (۹) برای سازه قبل و بعد از بهسازی و با در نظر گرفتن عدم قطعیت‌های مورد مطالعه محاسبه شده است. منحنی‌های شکنندگی سازه بهسازی شده با و بدون در نظر گرفتن عدم قطعیت‌های مورد مطالعه برای هر یک از سطوح عملکرد در اشکال (۱۲) و (۱۳) به ترتیب برای شتاب‌نگاشت‌های دور و نزدیک گسل نشان داده شده‌اند.

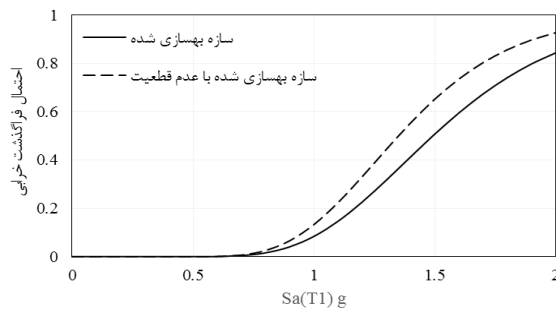
همان‌طور که در جداول (۵) و (۶) مشاهده گردید با بهسازی سازه مقدار میانه شکنندگی در حالت حدی LS تحت شتاب‌نگاشت‌های دور از گسل از  $0.73g$  به  $1.49g$  و تحت شتاب‌نگاشت‌های نزدیک گسل از  $0.76g$  به  $1.73g$  افزایش یافته است. همچنین مشاهده گردید با بهسازی سازه، در سایر حالت‌های حدی نیز مقادیر میانه شکنندگی افزایش یافته است. مقایسه منحنی‌های شکنندگی سازه بهسازی شده با و بدون در نظر گرفتن عدم قطعیت‌ها نشان داد که با در نظر گرفتن عدم قطعیت‌ها مقدار میانه شکنندگی در هر سه حالت حدی کاهش یافته است. این مسئله نشان‌دهنده این است که با در نظر گرفتن عدم قطعیت‌ها، محافظه‌کاری‌های موجود کاهش یافته است.

جدول ۵: مقادیر شکنندگی میانه و مقادیر پراکندگی مربوط به عدم قطعیت تحت شتاب‌نگاشت‌های دور از گسل.

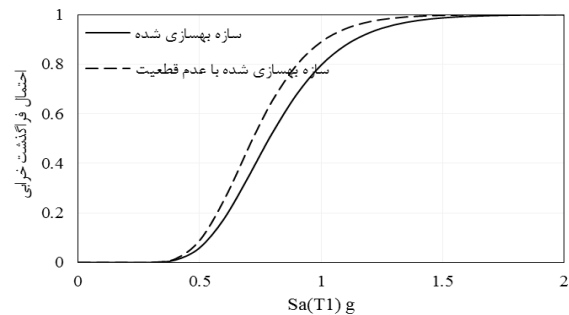
حالت سازه	$\beta_{D S_a}$			$\beta_R$			$\bar{S}_a (g)$
	IO	LS	CP	IO	LS	CP	
سازه پایه	۰/۲۲	۰/۳۴	۰/۳۴	۰/۲۲	۰/۲۲	۰/۲۲	۱/۲۸
سازه بهسازی شده	۰/۱۵	۰/۲۹	۰/۲۹	۰/۱۵	۰/۲۹	۰/۲۹	۲/۱۲
سازه بهسازی شده با عدم قطعیت‌ها	۰/۱۱	۰/۲۷	۰/۲۷	۰/۱۱	۰/۲۷	۰/۲۷	۱/۹۲

جدول ۶: مقادیر شکنندگی میانه و مقادیر پراکندگی مربوط به عدم قطعیت تحت شتاب‌نگاشت‌های نزدیک گسل.

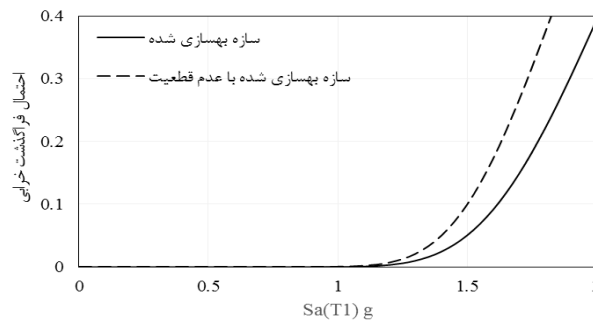
CP	$S_a(g)$		$\beta_R$		IO	$\beta_D   S_a$	حالت سازه
	LS	IO	LS	IO			
۱/۳۴	۰/۷۶	۰/۲۶	۰/۳۴	۰/۳۹	۰/۳۹	۰/۳۰	سازه پایه
۲/۰۱	۱/۷۳	۰/۹۰	۰/۲۵	۰/۳۲	۰/۳۲	۰/۲۰	سازه بهسازی شده
۱/۸۶	۱/۶۲	۰/۸۵	۰/۲۲	۰/۳۰	۰/۳۰	۰/۱۷	سازه بهسازی شده با عدم قطعیت‌ها



LS حالت حدی (ب)

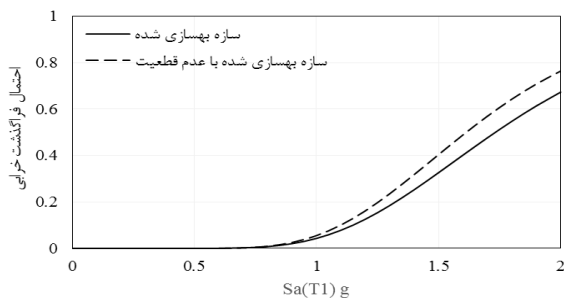


IO حالت حدی (الف)

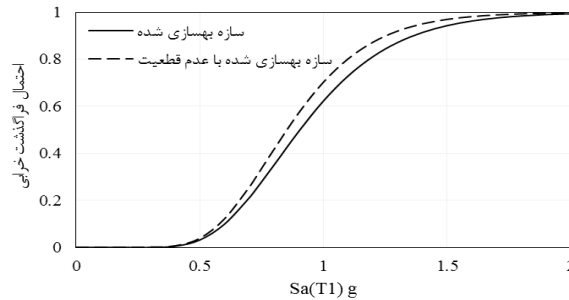


CP حالت حدی (ج)

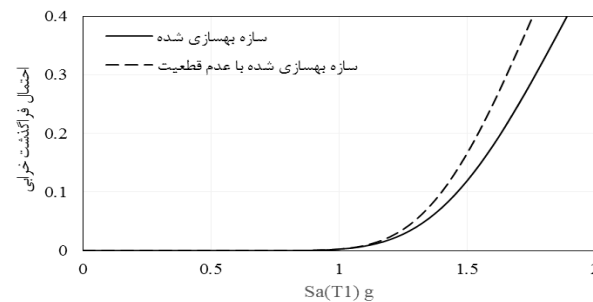
شکل ۱۲: منحنی شکنندگی برای حالت‌های حدی مختلف سازه تحت شتاب‌نگاشت‌های دور از گسل.



LS حالت حدی (ب)



IO حالت حدی (الف)



CP حالت حدی (ج)

شکل ۱۳: منحنی شکنندگی برای حالت‌های حدی مختلف سازه تحت شتاب‌نگاشت‌های نزدیک گسل.

### ۵-۳- احتمال تجاوز سالانه از حالت‌های حدی

احتمال تجاوز سالانه از سه حالت حدی IO، LS و CP برای سازه قبل و بعد از بهسازی و با در نظر گرفتن عدم قطعیت‌ها بر اساس رابطه (۱۱) محاسبه شده است. در این رابطه،  $k_0$  و  $k$  متغیرهای خطر لرزه‌ای می‌باشند که برای منطقه لس‌آنجلس به ترتیب برابر  $4-3E/0.3$  و  $2/69$  در نظر گرفته شده‌اند [۴۱]. نتایج محاسبات انجام شده برای احتمال تجاوز سالانه در جداول (۷) و (۸) آورده شده است. همان‌طور که نتایج نشان داد، با بهسازی سازه احتمال تجاوز سالانه از هر سه حالت حدی انتخابی کاهش یافته است. این مسئله نشان‌دهنده این است که بهسازی سازه باعث بهبود عملکرد لرزه‌ای سازه گردیده است. علاوه بر این نتایج جداول نشان داد، با در نظر گرفتن عدم قطعیت‌های دیوار برشی فولادی، احتمال تجاوز سالانه از هر سه حالت حدی استفاده بی‌وقفه، ایمنی جانی و آستانه فروریزش به ترتیب تحت شتاب‌نگاشت‌های دور از گسل  $23/4\%$ ،  $21/4\%$  و  $27/7\%$  و تحت شتاب‌نگاشت‌های نزدیک گسل  $12/1\%$ ،  $10\%$  و  $17/2\%$  افزایش یافته است. مقایسه نتایج جداول (۷) و (۸) نشان داد که تغییرات کاهشی یا افزایشی احتمال تجاوز سالانه تحت شتاب‌نگاشت‌های دور از گسل نسبت به شتاب‌نگاشت‌های نزدیک گسل بیشتر است که بر اساس طیف پاسخ شتاب‌نگاشت‌های دور از گسل انتخابی این امر می‌تواند ناشی از تاثیرگذاری بیشتر این شتاب‌نگاشت‌ها در محدوده زمان تناوب اصلی سازه بهسازی شده باشد.

جدول ۷: احتمال تجاوز سالانه از حالت‌های حدی انتخاب شده تحت شتاب‌نگاشت‌های دور از گسل.

احتمال تجاوز سالانه			حالت سازه
CP	LS	IO	
۰/۰۰۰۲۰۳	۰/۰۰۱۰۷	۰/۰۲۷۰۴	سازه پایه
۰/۰۰۰۰۴۷	۰/۰۰۰۱۴	۰/۰۰۰۷۷	سازه بهسازی شده
۰/۰۰۰۰۶۰	۰/۰۰۰۱۷	۰/۰۰۰۹۵	سازه بهسازی شده با عدم قطعیت‌ها

جدول ۸: احتمال تجاوز سالانه از حالت‌های حدی انتخاب شده تحت شتاب‌نگاشت‌های نزدیک گسل.

احتمال تجاوز سالانه			حالت سازه
CP	LS	IO	
۰/۰۰۰۲۰۹	۰/۰۰۱۱	۰/۰۱۹۶۹	سازه پایه
۰/۰۰۰۰۵۸	۰/۰۰۰۱۰	۰/۰۰۰۵۸	سازه بهسازی شده
۰/۰۰۰۰۶۸	۰/۰۰۰۱۱	۰/۰۰۰۶۵	سازه بهسازی شده با عدم قطعیت‌ها

### ۶- نتیجه‌گیری

هدف اصلی این مطالعه، بررسی قابلیت اعتماد سازه بهسازی شده با دیوار برشی فولادی و مطالعه شاخص قابلیت اعتماد نسبت به متغیرهای احتمالاتی در نظر گرفته شده برای دیوار برشی فولادی می‌باشد. در این مقاله، سازه نه طبقه قاب خمشی فولادی مدل‌سازی و صحت‌سنجی شده و تحت ارزیابی لرزه‌ای قرار گرفته است. بر اساس ارزیابی‌های انجام شده، ضرورت بهسازی لرزه‌ای آشکار گردیده و برای بهسازی لرزه‌ای از دیوار برشی فولادی استفاده شده است. نخست، سازه بهسازی شده با مدل پایه و با شتاب‌نگاشت‌های انتخابی تحت تحلیل دینامیکی افزایشی قرار گرفته و سپس با فرض چهار متغیر تنش تسلیم، سختی الاستیک، سخت‌شدگی کرنشی و سختی پس از ماکزیمم تنش به‌عنوان متغیرهای احتمالاتی دیوار برشی فولادی مدل‌های سازه‌ای ایجاد شده و تحت تحلیل دینامیکی افزایشی قرار گرفتند. نتایج تحلیل‌ها در مرحله اول تنها شامل عدم قطعیت ناشی از تاثیر شتاب‌نگاشت‌های مختلف (عدم قطعیت ذاتی) بوده و در مرحله بعد شامل هر دو عدم قطعیت ذاتی و شناختی می‌باشند.

نتایج تحلیل حساسیت انجام شده بر اساس متغیرهای احتمالاتی در نظر گرفته شده برای دیوار برشی فولادی نشان داد که تاثیر دو متغیر تنش تسلیم و سختی الاستیک رابطه نیرو- تغییر شکل دیوار برشی فولادی بر روی پاسخ سازه بهسازی شده با دیوار برشی فولادی بیشتر بوده در حالیکه تاثیر سختی پس از ماکزیمم تنش، کمترین می‌باشد. بر اساس نتایج تحلیل حساسیت پاسخ سازه نسبت به تغییرات تنش تسلیم و سختی الاستیک دیوار برشی فولادی به ترتیب  $20/3\%$  و  $16/8\%$  تغییر یافته است.



نتایج حاصل از تحلیل‌ها نشان داد که بهسازی سازه باعث افزایش مقادیر میانه شکنندگی در هر سه حالت حدی استفاده بی‌وقفه، ایمنی جانی و آستانه فروریزش شده است. مقایسه منحنی‌های شکنندگی سازه بهسازی شده با و بدون در نظر گرفتن عدم قطعیت‌ها نشان داد که با در نظر گرفتن عدم قطعیت‌ها مقادیر میانه شکنندگی در هر سه حالت حدی استفاده بی‌وقفه، ایمنی جانی و آستانه فروریزش به ترتیب تحت شتاب‌نگاشت‌های دور از گسل  $8/9\%$ ،  $9/4\%$  و  $9/4\%$  و تحت شتاب‌نگاشت‌های نزدیک گسل  $5/6\%$ ،  $6/4\%$  و  $7/5\%$  کاهش یافته است.

منحنی‌های تحلیل دینامیکی افزایشی سازه بهسازی شده با و بدون در نظر گرفتن عدم قطعیت‌ها نشان داد که با در نظر گرفتن عدم قطعیت‌های دیوار برشی فولادی در سازه بهسازی شده ماکزیمم جابجایی نسبی درون طبقه تحت شتاب‌نگاشت‌های دور از گسل  $22/9\%$  و تحت شتاب‌نگاشت‌های نزدیک گسل  $22/3\%$  افزایش یافته است که این مسئله نشان‌دهنده این است که با در نظر گرفتن عدم قطعیت‌ها، دست‌بالا گرفتن‌های موجود کاهش یافته است.

با بهسازی سازه احتمال تجاوز سالانه از هر سه حالت حدی استفاده بی‌وقفه، ایمنی جانی و آستانه فروریزش کاهش یافته است. این مسئله نشان‌دهنده این است که بهسازی سازه باعث بهبود عملکرد لرزه‌ای سازه گردیده است. علاوه بر این نتایج نشان داد، با در نظر گرفتن عدم قطعیت‌های دیوار برشی فولادی در سازه بهسازی شده، احتمال تجاوز سالانه از هر سه حالت حدی استفاده بی‌وقفه، ایمنی جانی و آستانه فروریزش به ترتیب تحت شتاب‌نگاشت‌های دور از گسل  $23/4\%$ ،  $21/4\%$  و  $27/7\%$  و تحت شتاب‌نگاشت‌های نزدیک گسل  $12/1\%$ ،  $10\%$  و  $17/2\%$  افزایش یافته است. افزایش احتمال تجاوز سالانه از حالت‌های حدی نشان‌دهنده این است که در نظر گرفتن عدم قطعیت‌های دیوار برشی فولادی در سازه بهسازی شده باعث کاهش محافظه‌کاری‌های موجود گردیده است.

## مراجع

- [1] Hamburger, R. O. (2006). Development of next-generation performance-based earthquake engineering design criteria for buildings (ATC-58 project). In Structures Congress 2006: Structural Engineering and Public Safety, 1-8.
- [2] Federal Emergency Management Agency, F. (2006). Next-generation performance-based seismic design guidelines program plan for new and existing buildings (FEMA445). Redwood City.
- [3] Siahos, G. and Dritsos, S. (2010). Procedural assumption comparison for old buildings via pushover analysis including the ASCE 41 update. *Earthquake Spectra*, 26(1), 187-208.
- [4] Acun, B. and Sucuoglu, H. (2010). Performance of reinforced concrete columns designed for flexure under severe displacement cycles. *ACI Structural Journal*, 107(3), 364.
- [5] Acun, B. and Sucuoglu, H. (2011). Evaluation of the performance limit states of reinforced concrete columns in view of experimental observations. *Teknik Dergi*, 22(3), 5523-5541.
- [6] Ricci, P., Verderame, G. M. and Manfredi, G. (2012). ASCE/SEI 41 provisions on deformation capacity of older-type reinforced concrete columns with plain bars. *Journal of Structural Engineering*, 139(12), 04013014.
- [7] Ditlevsen, O. and Madsen, H. O. (1996). *Structural reliability methods*. New York: Wiley, 178.
- [8] Hacking, I. (2006). *The emergence of probability: A philosophical study of early ideas about probability, induction and statistical inference*. Cambridge University Press.
- [9] Zareian, F. and Krawinkler, H. (2007). Assessment of probability of collapse and design for collapse safety. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 36(13), 1901-1914.
- [10] Helmerich, R., Kühn, B. and Nussbaumer, A. (2007). Assessment of existing steel structures, A guideline for estimation of the remaining fatigue life. *Structure and Infrastructure Engineering*, 3(3), 245-255.
- [11] Shafei, B., Zareian, F. and Lignos, D. G. (2011). A simplified method for collapse capacity assessment of moment-resisting frame and shear wall structural systems. *Engineering Structures*, 33(4), 1107-1116.
- [12] Vamvatsikos, D. (2014). Seismic performance uncertainty estimation via IDA with progressive accelerogram-wise latin hypercube sampling. *Journal of Structural Engineering*, 140(8), A4014015.
- [13] Kaveh, A., Massoudi, M. S. and Bagha, M. G. (2014). Structural reliability analysis using charged system search algorithm. *Iranian Journal of Science and Technology. Transactions of Civil Engineering*, 38, 439-448.
- [14] Asgarian, B. and Ordoubadi, B. (2016). Effects of structural uncertainties on seismic performance of steel moment resisting frames. *Constructional Steel Research*, 120, 132-142.

- [15] Zhang, H., Shayan, S., Rasmussen, K. J. and Ellingwood, B. R. (2016). System-based design of planar steel frames, I: Reliability framework. *Journal of Constructional Steel Research*, 123, 135-143.
- [16] Holicky, M., Retief, J. V. and Sykora, M. (2016). Assessment of model uncertainties for structural resistance. *Probabilistic Engineering Mechanics*, 45, 188-197.
- [17] Norouzi, A. H. and Gerami, M. (2019). Quantifying response variability of steel moment frames due to seismic uncertainties. *Asian Journal of Civil Engineering*, 20(4), 503-514.
- [18] Piluso, V., Pisapia, A., Castaldo, P. and Nistri, E. (2019). Probabilistic theory of plastic mechanism control for steel moment resisting frames. *Structural Safety*, 76, 95-107.
- [19] Federal Emergency Management Agency, F. (2009). Quantification of building seismic performance factors (FEMA P695). US Department of Homeland Security, Washington.
- [20] Gupta, A. and Krawinkler, H. (1998). Seismic demands for the performance evaluation of steel moment resisting frame structures. Doctoral dissertation, Stanford University.
- [21] McKenna, F. (2003). OpenSees: Open system for earthquake engineering simulation, Berkeley University of California. [www.opensees.berkeley.edu](http://www.opensees.berkeley.edu)
- [22] Thorburn, L. J., Montgomery, C. J. and Kulak, G. L. (1983). Analysis of steel plate shear walls. Structural Engineering Report No. 107, Department of Civil Engineering, University of Alberta, Edmonton, Canada.
- [23] Timler, P. A. and Kulak, G. L. (1983). Experimental study of steel plate shear walls. Structural Engineering Report No. 114, Department of Civil Engineering, University of Alberta, Edmonton, Canada.
- [24] Canadian Standards Association (CSA). (2009). Design of steel structures (CAN/CSA S16-09). Willowdale, Ontario, Canada.
- [25] American Institute of Steel Construction (AISC). (2010b). Seismic provisions for structural steel buildings (ANSI/AISC 341-10). Chicago, Illinois.
- [26] Purba, R. and Bruneau, M. (2014). Seismic performance of steel plate shear walls considering various design approaches. Technical Report MCEER-14-0005.
- [27] Davoodi, M. and Sadjadi, M. (2015). Assessment of near-field and far-field strong ground motion effects on soil-structure SDOF system. *International Journal of Civil Engineering*, 13(3), 153-166.
- [28] Whittaker, A., Atkinson, G., Baker, J., Bray, J., Grant, D., Hamburger, R. and Somerville, P. (2011). Selecting and scaling earthquake ground motions for performing response-history analyses (Grant/Contract Reports (NISTGCR)-11-917-15). US Department of Commerce.
- [29] Thoft-Christensen, P. and Baker, M. J. (1982). Reliability of structural systems. In *Structural Reliability Theory and Its Applications*. Springer, Berlin, Heidelberg, 113-127.
- [30] Rajeev, P. and Tesfamariam, S. (2012). Seismic fragilities of non-ductile reinforced concrete frames with consideration of soil structure interaction. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 40, 78-86.
- [31] Melchers, R. E. (1999). *Structural reliability analysis and prediction*. Wiley, New York.
- [32] JCSS, J. (2001). Probabilistic model code. Joint Committee on Structural Safety.
- [33] Schmidt, B. J. and Bartlett, F. M. (2003a). Review of resistance factor for steel: data collection. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 29(1), 98-108.
- [34] Dexter, R. J., Graeser, M., Saari, W. K., Pascoe, C., Gardner, C. A., and Galambos, T. V. (2000). Structural shape material property survey. Final Report to Structural Shape Producer's Council, University of Minnesota, Minneapolis, USA.
- [35] Sadowski, A. J. and Rotter, J. M. (2013). Solid or shell finite elements to model thick cylindrical tubes and shells under global bending. *Mechanical Sciences*, 74, 143-153.
- [36] Sadowski, A. J., Rotter, J. M., Reinke, T. and Ummenhofer, T. (2015) Statistical analysis of the material properties of selected structural carbon steels. *Structural Safety*, 26-35.
- [37] Lignos, D. G. and Krawinkler, H. (2011). Deterioration modeling of steel components in support of collapse prediction of steel moment frames under earthquake loading. *Structure Engineering (ASCE)*, 137, 1291-302.
- [38] Federal Emergency Management Agency, F. (2000). Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings (FEMA356). US Department of Homeland Security, Washington.
- [39] Ellingwood, B. R. and Kinali, K. (2009). Quantifying and communicating uncertainty in seismic risk assessment. *Structural Safety*, 31(2), 179-187.
- [40] Kinali, K. and Ellingwood, B. R. (2007). Seismic fragility assessment of steel frames for consequence-based engineering: A case study for Memphis, TN. *Engineering structures*, 29(6), 1115-1127.
- [41] Hossain, M. R., Ashraf, M. and Padgett, J. E. (2013). Risk-based seismic performance assessment of Yielding Shear Panel Device. *Engineering Structures*, 56, 1570-1579.