

عملکرد لرزه‌ای قاب خمشی بهسازی شده با دیوار برشی فولادی با در نظر گرفتن عدم قطعیت‌های سازه‌ای*

مهديه مداحی^(۱) محسن گرامی^(۲) حسین نادرپور^(۳)

چکیده در مهندسی لرزه‌ای مبتنی بر عملکرد، وجود محافظه‌کاری معیارهای پذیرش باعث افزایش هزینه‌های بهسازی شده است. در نظر گرفتن عدم قطعیت‌ها می‌تواند باعث کاهش محافظه‌کاری‌ها و هزینه‌های بهسازی گردد. در این مطالعه، به بحث قابلیت اعتماد سازه بهسازی شده با دیوار برشی فولادی پرداخته و مطالعه شاخص قابلیت اعتماد نسبت به متغیرهای احتمالاتی صورت گرفته است. سازه مورد مطالعه قاب خمشی فولادی نه طبقه است که قبل و بعد از بهسازی تحت تحلیل دینامیکی افزایشی قرار گرفته است. نتایج نشان داد که تنش تسلیم دیوار برشی فولادی نسبت به سایر متغیرهای احتمالاتی بیشترین تأثیر را بر روی پاسخ سازه دارد. بر اساس نتایج، بهسازی سازه باعث کاهش احتمال شکست گردیده و با در نظر گرفتن عدم قطعیت‌ها در سازه بهسازی شده احتمال شکست افزایش یافته و در نتیجه محافظه‌کاری موجود کاهش یافته است.

واژه‌های کلیدی بهسازی، عدم قطعیت، قابلیت اعتماد، منحنی شکنندگی.

Seismic Performance of Rehabilitated Moment Frame with Steel Shear Wall by Considering Structural Uncertainties

M. Maddahi

M. Gerami

H. Naderpour

Abstract In performance-based seismic engineering, conservatism in acceptance criteria has increased the cost of rehabilitation. Considering of uncertainties can reduce the conservatism and the cost of rehabilitation. In this study, reliability of rehabilitated structure with steel shear wall has been discussed and study of reliability index has been performed on probabilistic variables. The studied structure is nine-story steel moment frame that has been analyzed pre-and post-rehabilitation. The results have indicated that yield strength of steel shear wall has the greatest effect on the structural response of other probabilistic variables. According to results, the rehabilitation of the structure has decreases probability of failure and consideration of uncertainties of rehabilitated structure has increased probability of failure and therefore existing conservatism has been decreased.

Key Words Rehabilitation, Uncertainty, Reliability, Fragility Curve.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۷/۱۰/۱۶ و تاریخ پذیرش آن ۹۸/۹/۲۰ می‌باشد.

(۱) دانشجوی دکترای عمران- زلزله، دانشگاه سمنان.

(۲) نویسنده مسئول: دانشیار، گروه عمران- زلزله، دانشگاه سمنان.

(۳) دانشیار، گروه عمران- سازه، دانشگاه سمنان.

مقدمه

در توسعه مهندسی لرزه‌ای مبتنی بر عملکرد، محافظه‌کاری معیارهای پذیرش برای هر سطح عملکرد سازه یک مشکل اساسی است که به هزینه بیش‌ازحد مقاوم‌سازی و بازسازی منجر شده و حتی گاهی اوقات نتایج ارزیابی عملکرد نادرست می‌شود [1].

سایهوس و دیریتسوس [2] از طریق تحلیل پوش‌آور، به ارزیابی لرزه‌ای ساختمان‌های بتن مسلح طراحی شده بر اساس آیین‌نامه‌های قدیمی پرداختند و نتایج نشان داد تمام روش‌ها خسارت مشاهده‌شده تجربی را دست‌بالا تخمین زده‌اند.

اکان و ساوگلو [3,4] ۱۲ نمونه ستون در مقیاس واقعی که برای شکست خمشی خالص طراحی شده بودند را مورد آزمایش قرار دادند. آن‌ها ثابت کردند که محدودیت‌های عملکردی مبتنی بر تغییر شکل پیشنهاد شده برای ستون رایج توسط آیین‌نامه از نظر نتایج آزمایشگاهی بسیار محافظه‌کار می‌باشند که این مسئله می‌تواند به نتایج گمراه‌کننده در ارزیابی خطر لرزه‌ای سازه‌های بتنی رایج منجر شود. همچنین ریکی و همکاران [5] ستون‌های بتنی نوع قدیمی مسلح شده با میلگرد را مورد آزمایش قرار دادند و محافظه‌کاری قابل‌توجهی در رابطه ظرفیت-تغییرشکل پلاستیک آیین‌نامه مشاهده کردند؛ بنابراین مطالعات بر روی ضوابط طراحی آیین‌نامه‌ها نشان داد که وجود عدم قطعیت‌ها یکی از دلایل ایجاد محافظه‌کاری در مسائل مهندسی سازه می‌باشند که بایستی مورد توجه قرار گیرند.

هاکینگ [6] منابع عدم قطعیت در روش‌های احتمالاتی را به‌صورت ذاتی یا شناختی طبقه‌بندی کرد. دولسک [7] تأثیرات عدم قطعیت‌های شناختی را روی ظرفیت لرزه‌ای قاب خمشی بتنی مطالعه کرد و مجموعه‌ای از متغیرهای مدل‌سازی مختلف را به‌عنوان متغیرهای احتمالاتی انتخاب کرد. وامواتسیکوس و فراگیداکیس [8] روابط لنگر- دوران با بک‌بن‌های چندخطی غیرقطعی را برای مفاصل پلاستیک تیر استفاده

کردند. آن‌ها با استفاده از روش‌های مختلف آماری، تأثیر عدم قطعیت‌ها را روی عملکرد لرزه‌ای قاب خمشی فولادی مطالعه کردند.

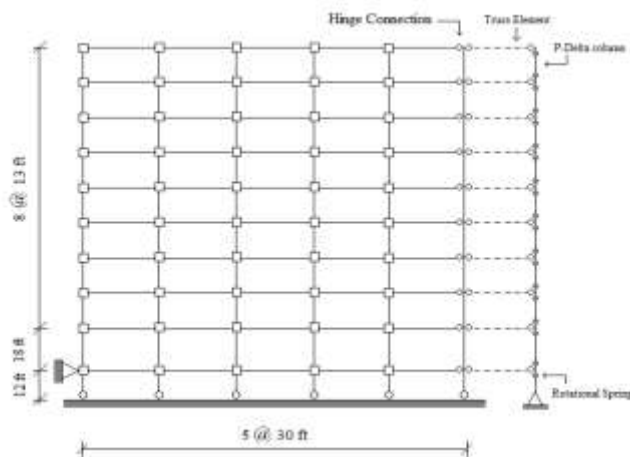
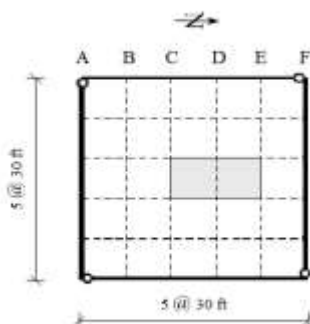
کازانتزی و همکاران [9] تأثیرات عدم قطعیت مقاومت و شکل‌پذیری را بر روی عملکرد لرزه‌ای قاب خمشی فولادی مورد بررسی قرار دادند. آن‌ها از رابطه لنگر- دوران یکنواخت برای مدل‌سازی رابطه زوال ا صلاح شده که برگرفته از کارهای انجام شده توسط کراوینکلر و لیگنوس [10] بود، استفاده کردند.

عسگریان و اردوآبادی [11] به ارزیابی سایر متغیرهای مدل‌سازی پرداختند و میرایی ویسکوز معادل، جرم مؤثر لرزه‌ای، مقاومت تسلیم و مقاومت نهایی فولاد سازه را به‌عنوان متغیرهای احتمالاتی در نظر گرفتند. در همان سال، حاجی‌رسولی‌ها و همکاران [12] بر روی کمی‌سازی تأثیر عدم قطعیت در خواص مکانیکی اعضای سازه‌ای و نسبت میرایی روی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های مهاربند شده مطالعه کردند. گرامی و نوروزی [13] به بررسی تأثیر عدم قطعیت‌های تحریکات لرزه‌ای بر روی عملکرد قاب خمشی فولادی پرداختند. در همان سال، پیلسو و همکاران [14] با در نظر گرفتن عدم قطعیت‌های خواص مواد و نظریه مبتنی بر مکانیسم خرابی، روش طراحی لرزه‌ای قاب‌های مقاوم خمشی را توسعه دادند.

تحقیقات یاد شده عدم قطعیت‌ها را در طراحی لرزه‌ای سازه‌ها گنجانده و در آن‌ها، در نظر گرفتن عدم قطعیت‌ها بر روی سازه‌هایی که طراحی می‌شوند، انجام شده است. در آیین‌نامه‌های لرزه‌ای از جمله FEMA P695 [15]، عدم قطعیت‌های مدل‌سازی و تغییر در تحریکات لرزه‌ای به‌طور جداگانه گنجانده شده است. در این آیین‌نامه‌ها، عدم قطعیت‌ها بر روی سازه موجود و بر اساس داده‌های کیفی در نظر گرفته شده‌اند.

در زمینه بهسازی لرزه‌ای سازه‌ها، عضو ثانویه‌ای که به‌منظور بهسازی به سازه موجود افزوده می‌گردد، نیز دارای عدم قطعیت‌هایی است. این عدم قطعیت‌ها ممکن

شده است. در این سازه، قاب‌های خمشی پیرامونی به‌عنوان قاب‌های مقاوم سازه‌ای می‌باشند. پلان و ارتفاع سازه موردنظر در شکل (۱) نشان داده شده است. سازه در پایین‌ترین طبقه دارای اتصالات ساده بوده و میرایی سازه ۲ درصد در نظر گرفته شده است. تیرها و ستون‌ها دارای تنش تسلیم ۵۰ kip و مدول الاستیسیته ۲۹۰۰۰ ksi می‌باشند. مقاطع اختصاص داده شده برای هر یک از اعضای سازه در جدول (۱) آورده شده است. رفتار خمیری تیرها، با استفاده از مفصل پلاستیک نقطه‌ای بر روی تیر و به‌دوراز سطح ستون مدل‌سازی شده است. برای مفاصل پلاستیک نقطه‌ای تیر و مدل‌سازی ستون‌ها، رابطه دوخطی لنگر- دوران با سخت شدگی کرنشی ۳ درصد استفاده شده است. نرم‌افزار اپنسیس [17] برای مدل‌سازی مستقیم چشمه اتصال از ترکیب المان‌های صلب به همراه فنر دورانی استفاده می‌نماید. فنر دورانی با استفاده از رابطه سه خطی نیروی برشی - کرنش برشی، سختی و مقاومت برشی چشمه اتصال را فراهم می‌نماید. رابطه نیروی برشی - کرنش برشی مونوتونیک پیشنهاد شده توسط کراوینکلر در شکل (۲) نشان داده شده است که از این رابطه برای بیان رفتار برشی چشمه اتصال در این مطالعه استفاده شده است.



شکل (۱): پلان و ارتفاع سازه ۹ طبقه

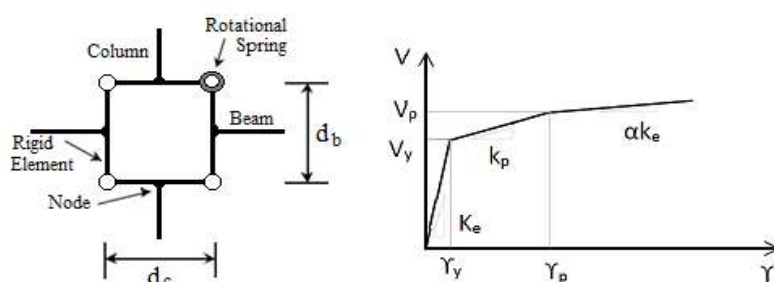
است باعث افزایش عدم قطعیت‌های سازه بهسازی شده گردد. در این مطالعه، برای بهسازی قاب خمشی از دیوار برشی فولادی استفاده شده است. سپس به‌منظور بررسی عدم قطعیت‌ها در زمینه بهسازی لرزه‌ای، به بررسی عدم قطعیت‌های دیوار برشی فولادی و کمی سازی آن‌ها پرداخته شده است. طراحی و ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها باید با استفاده از روش‌های مبتنی بر قابلیت اعتماد صورت پذیرد. در این مطالعه، با استفاده از روش‌های قابلیت اعتماد و با در نظر گرفتن عدم قطعیت‌های دیوار برشی فولادی به بررسی تأثیر این عدم قطعیت‌ها بر عملکرد لرزه‌ای قاب خمشی فولادی بهسازی شده و مطالعه شاخص قابلیت اعتماد پرداخته شده است.

سازه انتخابی برای ارزیابی عملکرد لرزه‌ای

در این مطالعه سازه قاب خمشی فولادی ۹ طبقه طراحی شده بر اساس آیین‌نامه UBC1994 انتخاب شده است [16]. در این سازه، تمام الزامات رایج آیین‌نامه UBC1994 برای طراحی لرزه‌ای و ثقلی موردنیاز در نظر گرفته شده است. سازه برای منطقه‌ای در مرکز شهر لس‌آنجلس و به‌عنوان ساختمان اداری واقع در خاک سفت و به‌صورت سازه قاب خمشی فولادی ویژه طراحی

جدول (۱): مقاطع اختصاص داده شده برای سازه مورد مطالعه [16]

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



شکل (۲): مدل‌سازی تحلیلی و رابطه سه خطی نیروی برشی - کرنش برشی برای چشمه اتصال

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 مدل‌سازی شده در نرم‌افزار ۲/۲ ثانیه به دست آمده است که دارای اختلاف جزئی ۰/۴ درصدی با زمان تناوب اصلی سازه گزارش گوپتا و کراوینکلر [16] است. سازه پس از مدل‌سازی در نرم‌افزار اپنسیس تحت تحلیل پوش‌آور قرار گرفته و منحنی پوش‌آور حاصل از این مدل‌سازی و سازه گزارش گوپتا و کراوینکلر در شکل (۳) آورده شده است. بارگذاری جانبی برای تحلیل پوش‌آور با توجه به آیین‌نامه UBC94

صحت‌سنجی انجام شده بر روی سازه انتخابی

سازه ۹ طبقه پس از زلزله نورتریج، برای منطقه لس‌آنجلس در نرم‌افزار اپنسیس به صورت دوبعدی مدل‌سازی شده است. زمانی که مدل‌سازی و تحلیل دوبعدی انجام شده، تأثیر ستون‌های ثقلی و ستون‌های قاب خمشی فولادی متعامد در نظر گرفته شده است. مدل‌سازی قاب‌های درونی می‌تواند به سبب مسئله اضافه نموده و مدل‌سازی پیچیده گردد. به منظور در نظر گرفتن تأثیر قاب‌های درونی و جلوگیری از افزایش سبب مسئله از ستون معادل ثقلی استفاده شده است. 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 است. در ابتدا و انتهای

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

که در این رابطه θ زاویه بین سطح قائم و مهاربند معادل، A_g سطح مقطع مهاربند معادل، α زاویه میدان کششی و Ω ضریب اضافه مقاومت دیوار برشی فولادی است. تیملر و کولاک [18] برای برآورد زاویه میدان کششی (α) رابطه (۲) را ارائه نمودند:

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

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 است.

پس از تعیین ضخامت، با در نظر گرفتن تعداد مناسبی نوار کششی معادل، سطح مقطع این نوارها محاسبه شده است:

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

متغیر n در این رابطه نشان‌دهنده تعداد نوارها در هر دهانه است. پس از طراحی دیوارهای برشی برای جلوگیری از کمانش ستون‌های کنار دیوار برشی و خمش تیر در هر طبقه باید روابط زیر کنترل گردند:

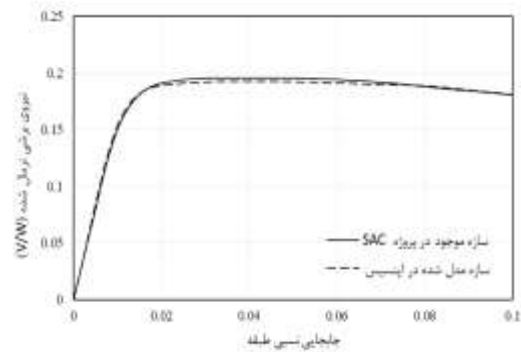
$$I_c \geq \frac{0.00307th^4}{L} \quad (4)$$

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

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

که M_{fpc} و M_{fpb} لنگر پلاستیک ستون و تیر و σ_{ty} تنش میدان کششی است. هنگام بهسازی سازه با دیوار برشی فولادی، به دلیل افزایش تمرکز تنش در ستون‌های کنار دیوار برشی، این ستون‌ها بشدت نیاز به تقویت دارند. برای جلوگیری از این مسئله دیوار برشی فولادی با تنش تسلیم پایین ($F_y=35\text{kip}$) استفاده شده است. با فرض مدول الاستیسیته 29000ksi ، سایر مشخصات دیوار برشی در جدول (۲) آورده شده است.

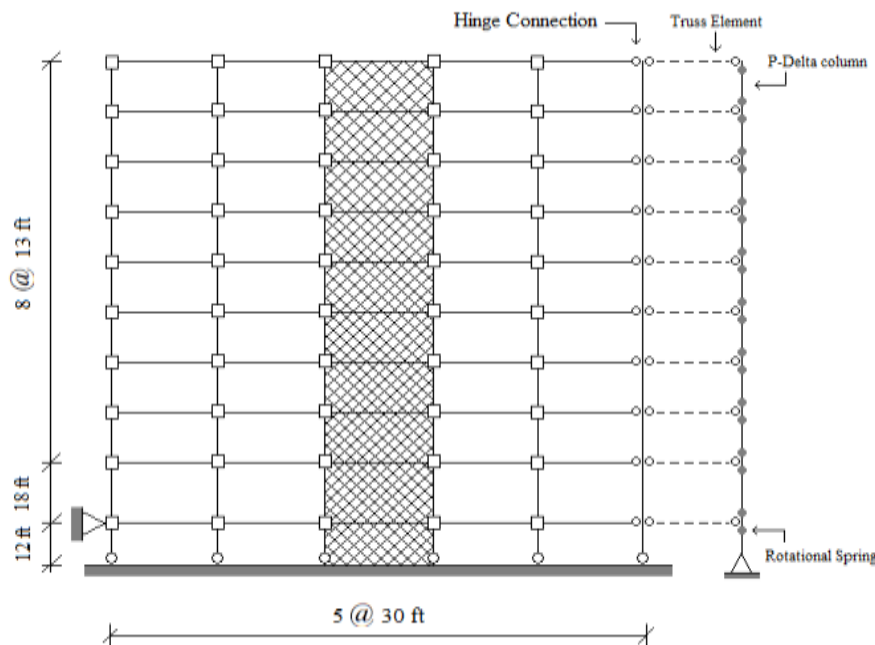
و با مقادیر $C_s=0.042$ و $k=2$ در نظر گرفته شده است. مقایسه نتایج نشان داد که مدل‌سازی انجام شده در نرم‌افزار انطباق خوبی با سازه مدل‌سازی شده در گزارش گوپتا و کراوینکلر دارد.



شکل (۳): منحنی پوش‌آور سازه مورد مطالعه و SAC

سازه بهسازی شده با دیوار برشی فولادی

در این مطالعه، سازه به صورت دوبعدی مدل‌سازی شده و به منظور بررسی لزوم بهسازی، تحت ارزیابی لرزه‌ای قرار گرفته است. برای ارزیابی لرزه‌ای از تحلیل استاتیکی غیرخطی و برای مدل‌سازی رفتار غیرخطی اعضا، از مدل‌های لنگر- دوران دوخطی استفاده شده است. در روش تحلیل استاتیکی غیرخطی بار جانبی ناشی از زلزله، به طور استاتیکی و به تدریج به صورت فزاینده به سازه اعمال می‌شود تا آنجا که تغییر مکان در نقطه کنترل تحت اثر بار جانبی به مقدار تغییر مکان هدف برسد. با توجه به غیرخطی بودن تحلیل، در هنگام استفاده از روش تحلیل استاتیکی غیرخطی باید بارهای ثقلی اعضا نیز هم‌زمان با بار جانبی در مدل‌سازی حضور داشته باشند. بر اساس تحلیل‌های انجام شده و نتایج به دست آمده لزوم بهسازی سازه مشخص گردید. در این مقاله از دیوار برشی فولادی برای انجام بهسازی استفاده گردید که در شکل (۴) نشان داده شده است. برای مدل‌سازی دیوار برشی فولادی در نرم‌افزار اپنسیس از روش نواری استفاده شده است. در روش نواری، دیوار برشی در هر طبقه با مهاربند معادل شده و سپس ضخامت دیوار برشی فولادی بر اساس رابطه (۱) محاسبه شده است:



شکل (۴): سازه بهسازی شده با دیوار برشی فولادی

جدول (۲): مشخصات دیوار برشی فولادی

طبقه	ضخامت دیوار برشی فولادی (اینچ)	تعداد نوارهای کششی	زاویه نوارهای کششی (درجه)
۰	۰/۴۱	۱۳	۴۴/۷
۱	۰/۲۹	۱۵	۴۴/۵
۲	۰/۲۹	۱۳	۴۴/۷
۳	۰/۲۶	۱۲	۴۴/۷
۴-۵	۰/۲۶	۱۳	۴۴/۷
۶	۰/۲۴	۱۲	۴۴/۷
۷-۸	۰/۱۸	۱۳	۴۴/۷
۹	۰/۱۱	۱۲	۴۴/۷

روش توسعه یافته تر که IDA توسعه یافته نام گذاری شده است، انجام تحلیل دینامیکی افزایشی با توزیع احتمالاتی شبیه سازی های سازه ای ممکن شده است. از این رو، روش توسعه یافته نتایج هر دو عدم قطعیت ذاتی و شناختی را شامل می شود. برای انجام تحلیل های دینامیکی افزایشی باید شتاب نگاشت های مورد نیاز انتخاب و مقیاس گردد.

ارزیابی عملکرد لرزه ای احتمالاتی

روش تحلیل دینامیکی افزایشی رفتار سازه را در طیف گسترده ای از شدت های مختلف زلزله بیان می کند. استفاده از روش تحلیل دینامیکی افزایشی معمولاً بر اساس یک مدل سازی قطعی از سازه است که فقط توسط عدم قطعیت ذاتی تحت تأثیر قرار گرفته است. در یک

شتاب‌نگاشت‌های نزدیک گسل اغلب دارای زمان جنبش کوچک‌تر و مؤلفه قائم بزرگ‌تری نسبت به شتاب‌نگاشت‌های دور از گسل بوده و معمولاً دارای یک پالس در ابتدای شتاب‌نگاشت خود می‌باشند. در این مطالعه، به دلیل قرارگیری سازه بر روی خاک سفت شتاب‌نگاشت‌های انتخابی بر روی خاک D مطابق با طبقه‌بندی سایت NEHRP می‌باشند. در جداول (۳) و (۴) شتاب‌نگاشت‌های انتخابی آورده شده است.

شتاب‌نگاشت‌های موجود بر دو نوع شتاب‌نگاشت‌های دور و نزدیک گسل طبقه‌بندی شده‌اند. یکی از معیارهای تشخیص شتاب‌نگاشت‌های نزدیک گسل، فاصله محل تا مرکز لرزه‌ای بوده که برخی آیین‌نامه‌ها [15] این فاصله را کمتر از ۱۰ کیلومتر و برخی دیگر کمتر از ۱۵ کیلومتر در نظر گرفته‌اند [19]. در این مقاله، شتاب‌نگاشت‌های نزدیک گسل، درون فاصله ۱۵ کیلومتری از گسل ثبت شده‌اند.

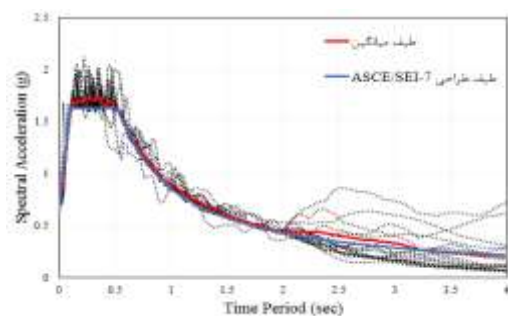
جدول (۳): مشخصات شتاب‌نگاشت‌های دور از گسل

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 Cany	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 (۴): 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	۶/۸	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

انتگرال است و با رویکردهای مختلفی می‌توان این انتگرال را حل نمود. روش نمونه‌گیری مکعب لاتین و شبیه‌سازی مونت‌کارلو نمونه‌ای از روش‌های قابلیت اعتماد هستند که در این مطالعه همراه با تحلیل IDA، عدم قطعیت‌های متغیرهای مختلف را در نظر گرفته‌اند. نخست، برای مجموعه زلزله‌های انتخابی سازه با مقادیر پایه‌ای تحت تحلیل IDA قرار گرفته است. مجموعه شتاب‌نگاشت‌ها به‌گونه‌ای انتخاب شده‌اند که طیف وسیعی از تغییرات در ویژگی‌های حرکات زمین را پوشش دهند. نتایج این مرحله شامل عدم قطعیت ناشی از تأثیر شتاب‌نگاشت‌های مختلف بوده است.



شکل (۵): طیف طراحی و طیف مقیاس شده زلزله‌های انتخابی به همراه طیف میانگین این زلزله‌ها

در مرحله بعد، با فرض میرایی، تنش تسلیم فولاد و سختی پس از تسلیم دیوار برشی فولادی به‌عنوان متغیرهای احتمالاتی، تعداد مؤثری از شبیه‌سازی‌های سازه‌ای تولید شده است. سپس هر شبیه‌سازی تحت تحلیل IDA شتاب‌نگاشت‌های انتخابی قرار گرفته است. نتایج حاصل از این مرحله شامل هر دو عدم قطعیت ذاتی و شناختی است. در جدول (۵) مشخصات آماری متغیرهای احتمالاتی آورده شده است. در کل با توجه به بهسازی شده با دیوار برشی فولادی ۱۲۰ شبیه‌سازی سازه‌ای ایجاد شده است.

پس از انتخاب شتاب‌نگاشت‌ها مقیاس سازی بر روی آن‌ها انجام شده است. مطابق با آیین‌نامه ASCE7-16 [20] برای تحلیل‌های دوبعدی، حرکات زمین باید به‌گونه‌ای مقیاس شده باشند که مقدار متوسط طیف پاسخ برای مجموعه‌ای از حرکات، از طیف پاسخ طراحی محل برای محدوده زمان تناوب $0.2T$ تا $1.0T$ کمتر نباشد. در شکل (۵) طیف طراحی و طیف مقیاس شده زلزله‌های انتخابی نشان داده شده است.

کمی سازی عدم قطعیت‌های در نظر گرفته شده
با وجود عدم قطعیت‌های بزرگ در تقاضا و ظرفیت لرزه‌ای، نتایج طراحی و ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها تنها در صورتی معتبر خواهد بود که این عدم قطعیت‌ها با روش‌های مبتنی بر قابلیت اعتماد در نظر گرفته شده باشند. هدف از قابلیت اعتماد بیان مکمل احتمال شکست بوده و هر مسئله قابلیت اعتماد دارای دو جزء متغیرهای تصادفی و توابع حالت حدی است. متغیرهای تصادفی عدم قطعیت در مسئله و توابع حالت حدی رویداد شکست را تعریف می‌کنند. در حالت کلی تابع حالت حدی به‌صورت رابطه (۷) تعریف می‌شود:

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

که در آن g بیانگر تابع حالت حدی بوده و حالت $g < 0$ نشان‌دهنده شکست سازه است. R و S نیز به ترتیب بیانگر ظرفیت و تقاضا می‌باشند و هر دو شامل مجموعه متغیرهای تصادفی بوده و وقوع این متغیرها با استفاده از توابع توزیع آماری اساسی مانند تابع چگالی احتمال (PDF) تعریف شده است. 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 اساسی است. تنوع توزیع آماری مدل‌سازی تصادفی و تعداد متغیرهای تصادفی می‌تواند ارزیابی رابطه (۸) را با استفاده از روش انتگرال‌گیری پیچیده سازد. کار روش‌های قابلیت اعتماد حل این

جدول (۵): مشخصات آماری متغیرهای تصادفی ورودی

متغیرهای احتمالاتی	نماد	میانگین	ضریب تغییرات	توزیع	مرجع
نسبت سخت‌شدگی کرنشی رابطه نیرو-تغییرشکل دیوار برشی	α	۰/۰۲۵	۰/۴	نرمال	Sadowski et al. [24,25]
میرایی رایلی	ζ	۰/۰۲	۰/۴	نرمال	Porter et al. [26]
تنش تسلیم دیوار برشی فولادی	F_y	۳۵kip	۰/۰۷	لگ‌نرمال	Melchers [27], JCSS [28]

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

که عدم قطعیت در تقاضای لرزه‌ای $\beta_{D|S_a}$ ، توسط پراکندگی در θ_{max} بیان شده است و عدم قطعیت در ظرفیت سازه‌ای β_c ، به حالت‌های مختلف خسارت سازه‌ای وابسته است. β_c برای حالت‌های حدی IO و LS برابر ۰/۲۵ و برای حالت حدی CP برابر ۰/۱۵ است [22,23]. 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 $k_0 \hat{S}_a^{-k}$ بیانگر خطر لرزه‌ای بوده و عبارت نمایی به‌عنوان 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.

تحلیل حساسیت

با فرض میرایی رایلی، تنش تسلیم فولاد و سختی پس از تسلیم رابطه نیرو-تغییرشکل دیوار برشی فولادی به‌عنوان متغیرهای احتمالاتی به ارزیابی حساسیت پاسخ سازه بهسازی شده با دیوار برشی فولادی به هر یک از این متغیرها پرداخته شده است. مقادیر پایه و محدوده مناسبی از تغییرات برای این متغیرهای احتمالاتی در نظر گرفته شده است. در شکل (۶) منحنی‌های IDA سازه بهسازی شده با دیوار برشی فولادی با مقادیر پایه و محدوده تغییرات در نظر گرفته شده، آورده شده است.

سختی پس از تسلیم به‌عنوان تابعی از سختی الاستیک در رابطه نیرو-تغییرشکل دیوار برشی فولادی

به‌منظور بهینه‌سازی روش تولید متغیرهای تصادفی سازه‌ها در اینجا از روش نمونه‌گیری مکعب لاتین (LHS) استفاده شده است. این روش بجای استفاده از روش نمونه‌گیری تصادفی از نمونه‌گیری محدود استفاده می‌کند؛ در نتیجه برای پوشش دادن مطلوب فضای احتمالاتی نیاز به شبیه‌سازی کمتری داشته و هزینه محاسبات کاهش می‌یابد [21].

FEMA356 [22] برای اختصاص دادن سطوح عملکردی سازه و خسارت متناظر اعضای سازه‌ای، استفاده از ماکزیمم جابجایی نسبی درون طبقه (θ) را پیشنهاد داده است. جابجایی نسبی درون طبقه به‌عنوان نسبت جابجایی نسبی بین طبقات به ارتفاع طبقه اندازه‌گیری شده است. در جداول مربوط به خسارت و سطوح عملکرد سازه‌ای موجود در FEMA356، سه سطح عملکرد سازه‌ای قابلیت استفاده بی‌وقفه (IO)، ایمنی جانی (LS) و آستانه فروریزش (CP) با ماکزیمم جابجایی نسبی مجاز به ترتیب ۰/۷٪، ۲/۵٪ و ۵٪ پیشنهاد شده است [22]. در این مطالعه، شتاب طیفی در زمان تناوب اصلی سازه (S_a) برای اندازه‌گیری شدت لرزه‌ای در نظر گرفته شده است. تابع شکنندگی $F_T(x)$ که نشان‌دهنده احتمال تجاوز از حالت‌های خسارت مختلف است توسط رابطه (۹) بیان شده است [23].

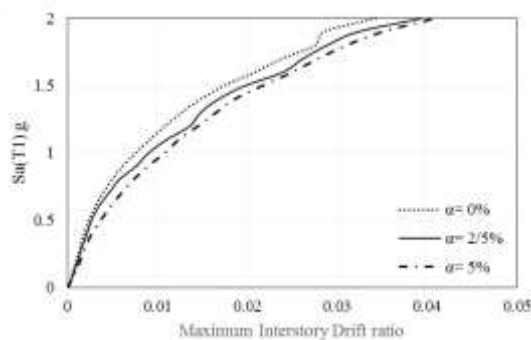
$$F_T(x) = \Phi\left[\frac{(\ln x - \ln \hat{S}_a)}{\beta_R}\right] \quad (9)$$

که \hat{S}_a مقدار میانه شکنندگی سازه در واحد S_a ، β_R انحراف استاندارد لگ‌نرمال شکنندگی سازه و Φ تابع توزیع تجمعی نرمال استاندارد است. مقادیر پراکندگی β_R که بیان‌کننده عدم قطعیت‌های مرتبط با تقاضای لرزه‌ای و ظرفیت سازه‌ای است با استفاده از رابطه (۱۰) محاسبه شده است.

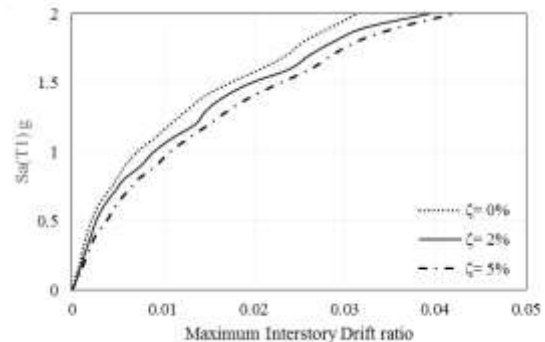
با توجه به بهسازی انجام شده تنش تسلیم دیوار برشی فولادی ۳۵kip در نظر گرفته شده که این مقدار به‌عنوان مقدار پایه در نظر گرفته شده است. نتایج حاصل از ارزیابی حساسیت پاسخ سازه به تنش تسلیم دیوار برشی فولادی با مقادیر ۳۰، ۳۵ و ۴۰kip در شکل (۶-ب) آورده شده است. همان‌طور که در این شکل مشاهده شده است تأثیر این متغیر بر روی پاسخ سازه نسبت به دو متغیر دیگر بیشتر بوده و بر اساس نتایج حاصله این مقدار ۲۳/۲٪ بوده است. بر اساس نتایج تحلیل حساسیت می‌توان از متغیرهایی که کمترین تأثیر را بر روی پاسخ سازه دارند چشم‌پوشی کرده و تنها متغیرهای مؤثر را در نظر گرفت. باین‌وجود در این مقاله هدف از انجام تحلیل حساسیت تنها بررسی تأثیر هر یک از متغیرهای احتمالاتی بر روی نتایج تحلیل‌ها بوده است.

تعریف شده است. تحلیل حساسیت برای این متغیر با مقادیر ۰٪، ۲/۵٪ و ۵٪ انجام شده که مقدار ۲/۵٪ به‌عنوان مقدار پایه در نظر گرفته شده است. در شکل (۶-الف) مشاهده شده است که پاسخ سازه به تغییرات سختی پس از تسلیم رابطه نیرو-تغییر شکل دیوار برشی فولادی کمترین حساسیت را دارا است که بر اساس نتایج به‌دست‌آمده پاسخ سازه ۱۲/۶٪ تغییر یافته است.

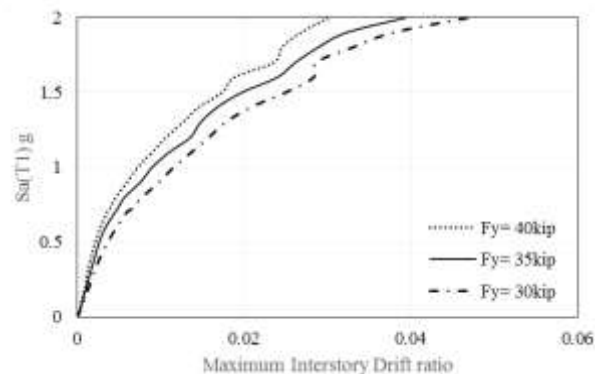
در این مطالعه میرایی رایلی سازه ۲٪ در نظر گرفته شده که این مقدار به‌عنوان مقدار پایه در تحلیل حساسیت در نظر گرفته شده است. تحلیل حساسیت برای این متغیر با مقادیر ۰٪، ۲٪ و ۵٪ انجام شده که در شکل (۶-ب) نشان داده شده است. بر اساس نتایج به‌دست‌آمده و با توجه به محدوده تغییرات در نظر گرفته شده پاسخ سازه به این متغیر ۲۰/۲٪ تغییر یافته است.



(ب) تأثیر میرایی رایلی سازه،



(الف) تأثیر سختی پس از تسلیم،



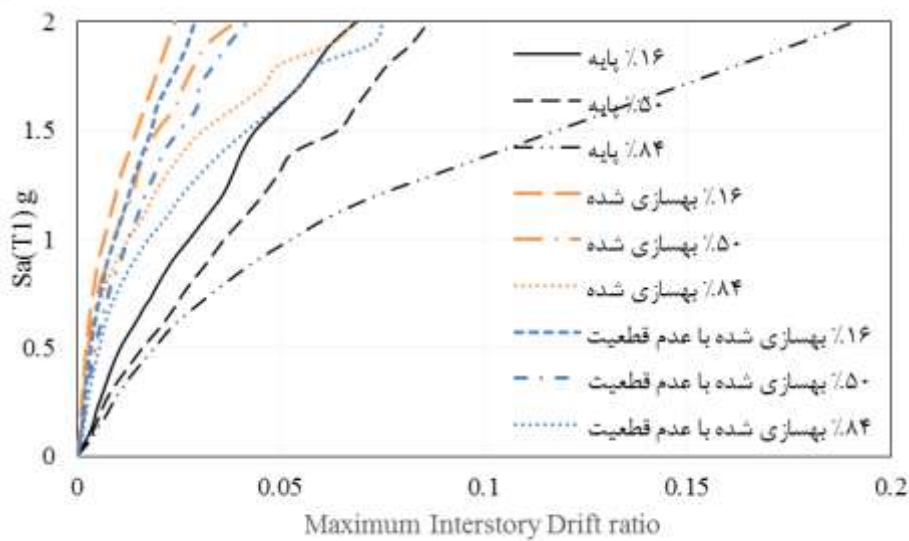
(ج) تأثیر تنش تسلیم دیوار برشی فولادی

شکل (۶): حساسیت منحنی‌های IDA به متغیرها

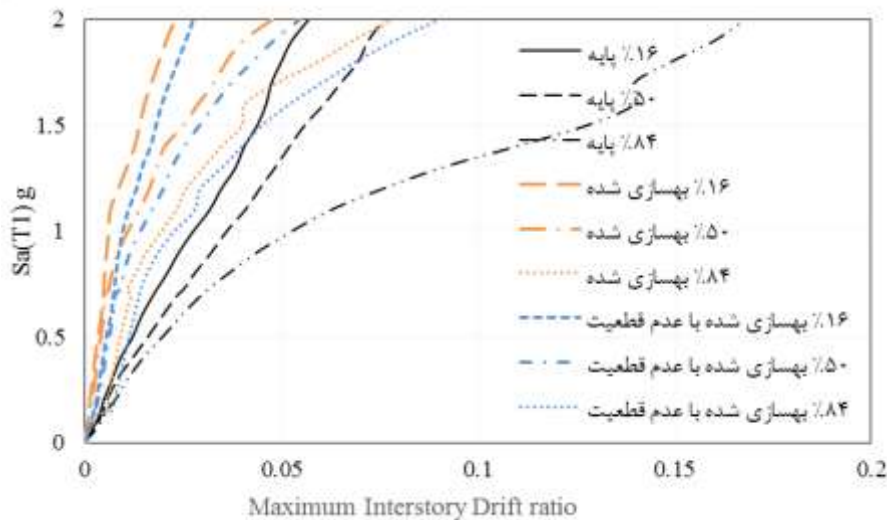
کمی سازی عدم قطعیت‌ها

منحنی‌های حاصل از تحلیل IDA و منحنی‌های شکنندگی سازه در اشکال (۷-۱۰) نشان داده شده است. تحلیل شکنندگی لرزه‌ای، احتمال تجاوز از یک حالت خسارت سازه در برابر زلزله‌هایی با شدت خاص را بیان می‌کند. ماکزیمم جابجایی نسبی درون طبقه به‌عنوان

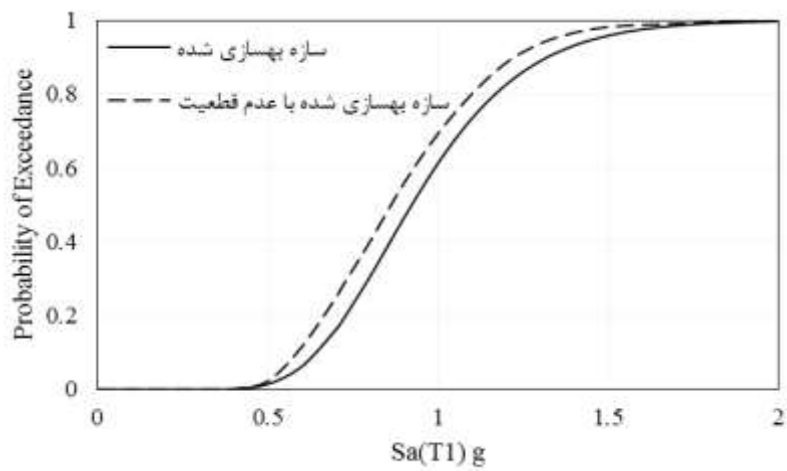
نشانگر حالت خسارت برای تحلیل شکنندگی انتخاب شده و سه محدوده جابجایی نسبی (۰/۷٪، ۲/۵٪ و ۵٪) بر اساس سطوح عملکرد FEMA تعیین شده است. جداول (۶) و (۷) مقادیر $\beta_{R, \beta_{D|S_a}}$ و β_a برای سازه قبل و بعد از بهسازی و با در نظر گرفتن عدم قطعیت‌های انتخابی آورده شده است.



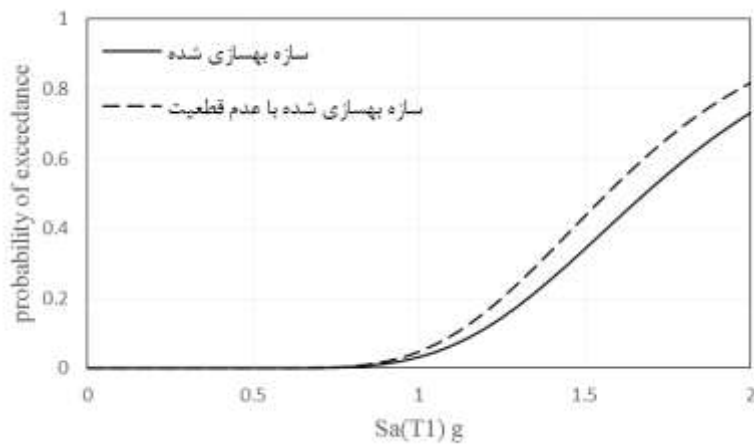
شکل (۷): منحنی IDA سازه تحت شتاب‌نگاشت‌های دور از گسل



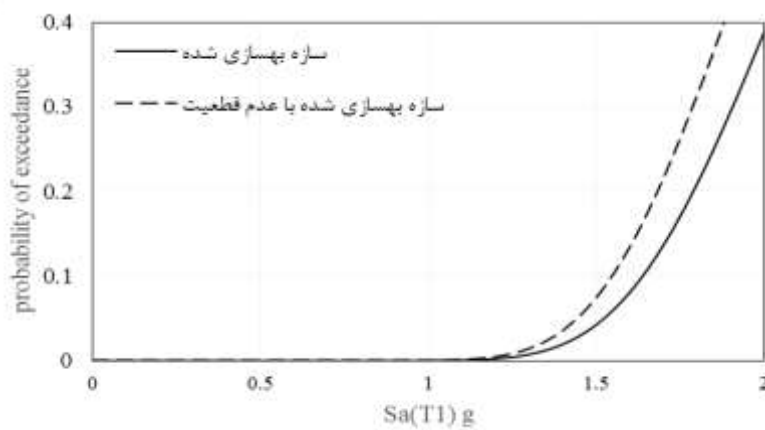
شکل (۸): منحنی IDA سازه تحت شتاب‌نگاشت‌های نزدیک گسل



الف) حالت حدی IO.

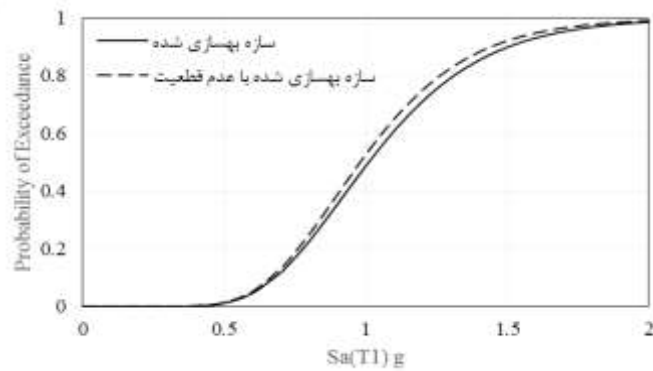


ب) حالت حدی LS.

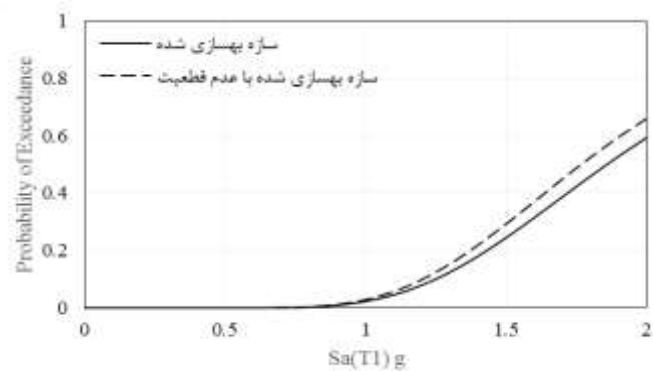


ج) حالت حدی CP.

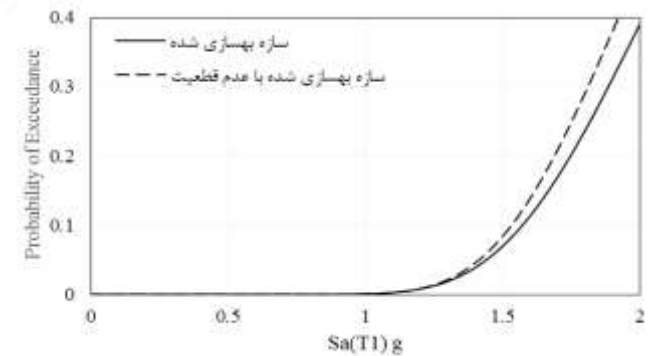
شکل (۹): منحنی شکنندگی تحت شتاب‌نگاشت‌های دور از گسل



(الف) حالت حدی IO.



(ب) حالت حدی LS.



(ج) حالت حدی CP.

شکل (۱۰): منحنی شکنندگی تحت شتاب‌نگاشت‌های نزدیک گسل

جدول (۶): مقادیر میانه شکنندگی و مقادیر پراکندگی مربوط به عدم قطعیت تحت شتاب‌نگاشت‌های دور از گسل

$\hat{S}_a(g)$			β_R			$\beta_{D S_a}$	حالت سازه
CP	LS	IO	CP	LS	IO		
۱/۲۸	۰/۷۳	۰/۲۲	۰/۲۷	۰/۳۴	۰/۳۴	۰/۲۳	سازه پایه
۲/۱۲	۱/۶۸	۰/۹۲	۰/۲۰	۰/۲۸	۰/۲۸	۰/۱۳	سازه بهسازی شده
۱/۹۷	۱/۵۷	۰/۷۴	۰/۱۹	۰/۲۷	۰/۲۷	۰/۱۱	سازه بهسازی شده با عدم قطعیت‌ها

جدول (۷): مقادیر میانه شکنندگی و مقادیر پراکندگی مربوط به عدم قطعیت تحت شتاب‌نگاشت‌های نزدیک گسل

$\hat{S}_a(g)$			β_R			β_{DIsa}	حالت سازه
CP	LS	IO	CP	LS	IO		
۱/۳۴	۰/۷۶	۰/۲۶	۰/۳۴	۰/۳۹	۰/۳۹	۰/۳۰	سازه پایه
۲/۱۴	۱/۸۶	۱/۰۱	۰/۲۴	۰/۳۱	۰/۳۱	۰/۱۸	سازه بهسازی شده
۲/۰۳	۱/۷۷	۰/۹۸	۰/۲۲	۰/۳۰	۰/۳۰	۰/۱۶	سازه بهسازی شده با عدم قطعیت‌ها

دور و نزدیک گسل، ۷۸-۴/۸ درصد افزایش یافته است. مقایسه نتایج نشان داد که تغییرات احتمال تجاوز سالانه تحت شتاب‌نگاشت‌های دور از گسل بیشتر از شتاب‌نگاشت‌های نزدیک گسل بوده است که بر اساس طیف پاسخ شتاب‌نگاشت‌های دور از گسل انتخابی این امر می‌تواند ناشی از تأثیرگذاری بیشتر این شتاب‌نگاشت‌ها در محدوده زمان تناوب اصلی سازه بهسازی شده باشد.

جدول (۸): 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
۰/۰۰۰۰۴۶	۰/۰۰۰۱۰	۰/۰۰۰۰۵۰	سازه بهسازی شده
۰/۰۰۰۰۵۶	۰/۰۰۰۱۲	۰/۰۰۰۰۸۹	سازه بهسازی شده با عدم قطعیت‌ها

جدول (۹): 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
۰/۰۰۰۰۴۸	۰/۰۰۰۰۸	۰/۰۰۰۰۴۲	سازه بهسازی شده
۰/۰۰۰۰۵۳	۰/۰۰۰۰۹	۰/۰۰۰۰۴۴	سازه بهسازی شده با عدم قطعیت‌ها

نتیجه‌گیری

در این مطالعه، عملکرد لرزه‌ای قاب خمشی فولادی نه طبقه قبل و بعد از بهسازی و با توجه به متغیرهای

بر اساس جداول (۶) و (۷) مشاهده گردید که با بهسازی سازه مورد مطالعه مقدار میانه شکنندگی در حالت حدی ایمنی جانی تحت شتاب‌نگاشت‌های دور از گسل از ۰/۷۳g به ۱/۶۸g و تحت شتاب‌نگاشت‌های نزدیک گسل از ۰/۷۶g به ۱/۸۶g افزایش یافته است. همان‌طور که 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 در نظر گرفتن عدم قطعیت‌ها باعث کاهش مقدار میانه شکنندگی گردیده است. این مسئله بیانگر این است که در نظر گرفتن عدم قطعیت‌ها باعث کاهش محافظه‌کاری‌های موجود گردیده است.

احتمال تجاوز سالانه از حالت‌های حدی

احتمال تجاوز سالانه از حالت‌های حدی انتخاب شده برای سازه پایه، سازه بهسازی شده با و بدون در نظر گرفتن عدم قطعیت‌ها بر اساس رابطه (۱۱) محاسبه شده است. در رابطه (۱۱)، k_0 و k متغیرهای خطر لرزه‌ای می‌باشند که برای لس آنجلس به ترتیب برابر $4-3/0.3E$ و $2/69$ بوده‌اند [29]. نتایج احتمال تجاوز سالانه محاسبه شده در جداول (۸) و (۹) آورده شده است. بر اساس نتایج حاصله، با بهسازی سازه احتمال تجاوز سالانه از حالت‌های حدی IO، LS و CP کاهش یافته که این مسئله نشان‌دهنده این است که با بهسازی سازه، عملکرد لرزه‌ای سازه بهتر گردیده است.

علاوه بر این، نتایج نشان داد که با در نظر گرفتن عدم قطعیت‌ها در سازه بهسازی شده، احتمال تجاوز سالانه از هر سه حالت حدی تحت شتاب‌نگاشت‌های

انجام گرفته بوده است.

منحنی‌های تحلیل دینامیکی افزایشی نشان داد که با در نظر گرفتن عدم قطعیت‌ها در سازه بهسازی شده ماکزیمم جابجایی نسبی درون طبقه $28/1-10/9$ درصد افزایش یافته است. بر اساس نتایج مشاهده گردید که با در نظر گرفتن عدم قطعیت‌ها احتمال تجاوز سالانه $78-4/8$ درصد افزایش یافته است؛ که این‌ها نشان‌دهنده کم شدن محافظه‌کاری‌های موجود بوده است.

مقایسه نتایج نشان داد که تغییرات احتمال تجاوز سالانه تحت شتاب‌نگاشت‌های دور از گسل بیشتر از شتاب‌نگاشت‌های نزدیک گسل بوده است. با در نظر گرفتن عدم قطعیت‌ها در سازه بهسازی شده احتمال تجاوز سالانه از حالت‌های حدی تحت شتاب‌نگاشت‌های دور از گسل $78-20$ درصد و تحت شتاب‌نگاشت‌های نزدیک گسل $12/5-4/8$ درصد افزایش یافته است. بر اساس طیف پاسخ شتاب‌نگاشت‌های دور از گسل انتخابی این امر ناشی از تأثیرگذاری بیشتر این شتاب‌نگاشت‌ها در محدوده زمان تناوب اصلی سازه بهسازی شده است.

احتمالاتی دیوار برشی فولادی مورد ارزیابی قرار گرفته است. نخست برای مجموعه زلزله‌های انتخابی سازه با مقادیر پایه‌ای تحت تحلیل دینامیکی افزایشی قرار گرفته و سپس با فرض میرایی، تنش تسلیم فولاد و سختی پس از تسلیم دیوار برشی فولادی به‌عنوان متغیرهای احتمالاتی، تعداد مؤثری از سازه‌ها شبیه‌سازی شده و تحت تحلیل دینامیکی افزایشی قرار گرفته است. نتایج تحلیل‌ها در مرحله اول تنها شامل عدم قطعیت‌های ذاتی بوده و در مرحله بعد شامل هر دو عدم قطعیت‌های ذاتی و شناختی بوده است.

تحلیل حساسیت انجام شده نشان داد که تغییرات سختی پس از تسلیم رابطه نیرو-تغییرشکل دیوار برشی فولادی، میرایی سازه و تنش تسلیم فولاد به ترتیب $12/6$ ، $20/2$ و $23/2$ درصد بر روی پاسخ سازه تأثیر گذاشته‌اند. به‌عبارت‌دیگر، سختی پس از تسلیم دیوار برشی فولادی کمترین تأثیر را بر روی پاسخ سازه داشته و از این رو در بررسی تأثیر عدم قطعیت‌های در نظر گرفته شده می‌توان از تأثیر این متغیر چشم‌پوشی کرد. با این وجود در این مقاله هدف از انجام تحلیل حساسیت تنها بررسی تأثیر هر یک از متغیرهای احتمالاتی بر روی نتایج تحلیل‌های

مراجع

1. Xinxian, Z., Xiaolei, H., Jing, J., Yongle, Q., Chao, H., "Component-level performance-based seismic assessment and design approach for concrete moment frames", *The Open Civil Engineering Journal*, Vol. 10, No. 1, (2016).
2. Siahos, G., Dritsos, S., "Procedural assumption comparison for old buildings via pushover analysis including the ASCE 41 update", *Journal of Earthquake Spectra*, Vol. 26, No. 1, pp. 187–208, (2010).
3. Acun, B., Sucuoglu, H., "Performance of reinforced concrete columns designed for flexure under severe displacement cycles", *Journal of ACI Structural*, Vol. 107, No. 3, pp. 364, (2010).
4. Acun, B., Sucuoglu, H., "Evaluation of the performance limit states of reinforced concrete columns in view of experimental observations", *Journal of Teknik Dergi*, Vol. 22, No. 3, pp. 5523–5541, (2011).
5. Ricci, P., Verderame, G. M., Manfredi, G., "ASCE/SEI 41 Provisions on deformation capacity of older-type reinforced concrete columns with plain bars", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 139, No. 12, pp. 4013, (2012).

6. Hacking, I., "The emergence of probability: A philosophical study of early ideas about probability", *Induction and Statistical Inference*, Cambridge University Press, (2006).
7. Dolsek, M., "Incremental dynamic analysis with consideration of modeling uncertainties", *Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 38, No. 6, pp. 805–825, (2009).
8. Vamvatsikos, D., Fragiadakis, M., "Incremental dynamic analysis for estimating seismic performance sensitivity and uncertainty", *Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 39, No. 2, pp. 141–163, (2010).
9. Kazantzi, A. K., Vamvatsikos, D., Lignos, D. G., "Seismic performance of a steel moment-resisting frame subject to strength and ductility uncertainty", *Journal of Engineering Structures*, Vol. 78, pp. 69–77, (2014).
10. Lignos, D. G., Krawinkler, H., "Deterioration modeling of steel components in support of collapse prediction of steel moment frames under earthquake loading", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 137, No. 11, pp. 1291–1302, (2010).
11. Asgarian, B., Ordoubadi, B., "Effects of structural uncertainties on seismic performance of steel moment resisting frames", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 120, pp. 132–142, (2016).
12. Hajirasouliha, I., Pilakoutas, K., Mohammadi, R. K., "Effects of uncertainties on seismic behaviour of optimum designed braced steel frames", *Journal of Steel and Composite Structures*, Vol. 20, No. 2, pp. 317–335, (2016).
13. Norouzi, A. H., Gerami, M., "Quantifying response variability of steel moment frames due to seismic uncertainties", *Asian Journal of Civil Engineering*, Vol. 20, No. 4, pp. 503-514, (2019).
14. Piluso, V., Pisapia, A., Castaldo, P., Nastro, E., "Probabilistic theory of plastic mechanism control for steel moment resisting frames", *Structural Safety*, Vol. 76, pp. 95-107, (2019).
15. Federal Emergency Management Agency, F., "FEMA P695: Quantification of building seismic performance factors", Washington, (2009).
16. Gupta, A., Krawinkler, H., "Seismic demands for the performance evaluation of steel moment resisting frame structures", Stanford University, (1999).
17. McKenna, F., "OpenSees: Open system for earthquake engineering simulation", Berkeley University of California, www.opensees.berkeley.edu, (2003).
18. Timler, P. A., Kulak, G. L., "Experimental study of steel plate shear walls", Structural Engineering Report No. 114, Department of Civil Engineering, University of Alberta, Edmonton, Canada, (1983).
19. Structural Engineers Association of California, "SEAO Blue Book: Recommended Lateral Force Requirements and Commentary", Structural Engineers Association of California, Sacramento, (1999).
20. American Society of Civil Engineers, "ASCE 7-16: Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures", American Society of Civil Engineers, (2016).

21. Federal Emergency Management Agency, F., "FEMA356: Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings", Washington, (2000).
22. Ellingwood, B. R., Kinali, K., "Quantifying and communicating uncertainty in seismic risk assessment", *Journal of Structural Safety*, Vol. 31, No. 2, pp. 179–187, (2009).
23. Kinali, K., Ellingwood, B. R., "Seismic fragility assessment of steel frames for consequence-based engineering", *Journal of Engineering Structure*, Vol. 29, No. 6, pp. 1115–27, (2007).
24. Sadowski A. J, Rotter J. M, "Solid or shell finite elements to model thick cylindrical tubes and shells under global bending", *International Journal of Mechanical Sciences*, Vol. 74, pp. 143-153, (2013).
25. Sadowski A. J, Rotter J. M, Reinke T, Ummenhofer T, "Statistical analysis of the material properties of selected structural carbon steels", *Structural Safety*, Vol. 53, pp. 26-35, (2015).
26. Porter, K. A., Beck, J. L., Shaikhutdinov, R. V., "Investigation of sensitivity of building loss estimates to major uncertain variables for the van nuys test bed", University of California, Berkeley, (2002).
27. Melchers, R. E., "Structural reliability analysis and prediction", Wiley, New York, (1999).
28. JCSS., "Probabilistic model code-part 1; basis of design (12th draft)", Joint Committee on Structural Safety, (2001).
29. Hossain, M. R., Ashraf, M., Padgett, J. E., "Risk-based seismic performance assessment of Yielding Shear Panel Device", *Engineering Structures*, Vol. 56, pp. 1570-1579, (2013).

