



ارزیابی آسیب پذیری لرزه‌ای ساختمان‌های بتن آرمه مقاوم سازی شده با روش ژاکت فولادی ستون‌ها به روش احتمالاتی

حسین پهلوان^۱، علی ناصری^{۲*}، آرمین عین‌اللهی^۳

^۱گروه سازه و زلزله دانشکده عمران، دانشگاه صنعتی شاهرود، سمنان، ایران

^۲دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل، مازندران، ایران

^۳موسسه آموزش عالی پردیسان مازندران، مازندران، ایران

تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۸ آبان ۱۳۹۶
بازنگری: ۲۰ بهمن ۱۳۹۶
پذیرش: ۲۰ بهمن ۱۳۹۶
ارائه آنلاین: ۲۵ بهمن ۱۳۹۶

کلمات کلیدی:

ارزیابی آسیب پذیری
مقاوم سازی
ژاکت فولادی
منحنی شکنندگی
نرم افزار اوپنسیس

چکیده: در این تحقیق با انجام مطالعات میدانی وسیع در ساختمان‌های ساخته شده شمال کشور با بررسی ضعف‌های متعارف اجرایی، عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌های بتن آرمه با سیستم قاب خمشی کوتاه، متوسط و بلند مرتبه بررسی گردید. ضعف سازه‌ای از جمله مقاومت کم بتن و طول ناکافی وصله میلگرد‌های ستونها در مدلسازیها در نظر گرفته شد. مدلهای به صورت سه بعدی تحت بیست رکورد دور از گسل زلزله در نرم افزار اوپنسیس تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده شدند. سپس به روشهای احتمالاتی و با در نظر گیری عدم قطعیت‌های موثر شامل مقاومت بتن و مشخصات زلزله، احتمال آسیب پذیری لرزه ای و منحنی شکنندگی این ساختمان‌ها ترسیم گردید. در گام بعدی ستونهای سازه‌ها با استفاده از ژاکت فولادی مقاوم سازی شدند و میزان خسارت لرزه ای آنها در سطوح عملکردی مختلف به کمک منحنی‌های شکنندگی لرزه ای بدست آمد. با مقایسه مقادیر میانه شکنندگی لرزه ای مدلهای دارای ضعف سازه ای و مدلهای مقاوم سازی شده مشاهده گردید که در ساختمان‌های مورد بررسی مقادیر میانه شکنندگی لرزه ای بطور چشمگیری در مدلهای مقاوم سازی شده افزایش یافته است. ضمناً مشاهده گردید که اثربخشی روش مقاوم سازی در نظر گرفته شده علاوه بر سطح آسیب به تعداد طبقات ساختمان نیز بستگی دارد.

۱- مقدمه

از مهمترین پدیده‌های طبیعی که گاهی در کشورها موجب آسیبهای اقتصادی و ایجاد تلفات انسانی میشود، زلزله است. که در کشور ما ایران نیز رویدادهایی چون زلزله بم، منجیل، بوئین زهرا و ... قابل ذکر است. از آن جا که کشور ایران از نظر زلزله خیزی در منطقه فعال جهان قرار دارد و به گواهی اطلاعات مستند علمی و مشاهدات قرن بیستم، جزء خطر پذیرترین مناطق جهان در اثر زمین لرزه‌های پر قدرت محسوب میشود و در حال حاضر در صدر کشورهای لرزه خیز با تلفات جانی زیاد است، لذا نیاز به بهسازی و تقویت عملکرد لرزه‌های سازه‌های ضعیف کاملاً مشهود میباشد.

روشهای متنوعی همچون تقویت اعضای سازه‌ای ضعیف (با استفاده از روشهای مختلف از جمله ژاکت فولادی، FRP و ...)، اضافه کردن اجزای سازه‌ای (دیوار برشی فولادی و بتنی، بادبندهای فولادی و کمانش ناپذیر) و ... تغییر کاربری سازه را میتوان برای بهبود عملکرد لرزه‌های سازه نام برد [۱ و ۲].

با استناد به مطالعات میدانی انجام شده توسط مولفین در سال ۱۳۹۱ که با انجام آزمایشات مخرب و غیر مخرب بر روی ۳۵۰ نمونه از

ساختمان‌های بتن آرمه واقع در شهر بابلسر، با حمایت سازمان نظام مهندسی انجام شد، مشاهده گردید که از بین ساختمان‌های مورد بررسی با سیستم قاب خمشی متوسط، تعداد زیادی از ساختمان‌های موجود (بیش از ۵۰ درصد آنها) دارای ضعف مقاومت بتن هستند. این ساختمان‌ها دارای مقاومت فشاری بین ۱۲۰ تا ۱۸۰ کیلوگرم بر سانتی متر مربع بوده اند. با محاسبه مقادیر میانگین و پراکندگی مقاومت‌های اندازه گیری شده برای لحاظ عدم قطعیت مقاومت بتن (ستون‌ها) میانگین مقاومت بتن برابر با و با انحراف معیار ۳۰ کیلوگرم بر سانتی متر مربع بدست آمد. برای اعمال عدم قطعیت مقاومت مصالح بتن در تحلیل‌های عملکردی اساساً دو روش وجود دارد. روش دقیق تر بدین صورت است که با داشتن مقادیر میانگین و پراکندگی مشخصات بتن، که از آزمایش‌ها بدست آمده‌اند، و با استفاده از تکنیک تولید متغییر تصادفی مونت کارلو تعدادی زیادی مقاومت بتن تولید کرد و بر این اساس تعداد زیادی مدل لرزه‌ای و تحلیل انجام شود و با انجام رگرسیون نتایج عملکرد سیستم را بدست آورد. روش دوم که تقریبی است بدین صورت است که بجای استفاده از توزیع احتمالاتی مقاومت بتن از مقادیر میانگین نمونه‌ها استفاده کرد که در این تحقیق از این روش استفاده گردید.

داده‌اند. در سال ۱۹۹۴ جای^۱ و همکارانش با ارائه یک مدل تحلیلی برای ستون‌های (با مقطع دایره) پل‌ها که با ژاکت فولادی مقاوم سازی شده بودند، موفق شدند یک معادله بر اساس روش تعادل انرژی برای پیش بینی کرنش فشاری نهایی بتن محصور شده توسط ژاکت فولادی ارائه کنند [۴]. ابوطاها و همکاران در سال ۱۹۹۹ استفاده از ژاکت‌های مستطیلی شکل همراه با پیچ‌های مهاری را مورد آزمایش قرار دادند و کارایی موثر آن را جهت بهبود رفتار سازه به اثبات رساندند [۵]. در سال ۲۰۰۲ شینوزوکا و همکارانش منحنی‌های شکنندگی دو پل واقع در جنوب کالیفرنیا را در حالت‌های قبل و بعد از مقاوم سازی با ژاکت فولادی ترسیم کردند و با مقایسه نتایج، متوجه بهبود شکنندگی در پل‌ها بعد از مقاوم سازی شدند [۶]. در سال ۲۰۰۳، ژبو با استفاده از ژاکت‌های فولادی در نواحی مفصل پلاستیک ستون‌ها به مقاوم سازی ساختمان‌های بتن آرمه پرداختند و به این نتیجه رسیدند که ژاکت‌های فولادی نه تنها باعث شکست برشی ترد نمی‌شوند بلکه تا حد زیادی انعطاف پذیری ستون‌ها را افزایش می‌دهند [۷].

در سال ۲۰۰۴ نیز در استانبول منحنی‌های شکنندگی برای مقاوم سازی سازه‌ها تهیه شد [۸]. برای این کار محققین چهار مدل ۴ طبقه بتنی را تهیه کردند و به منظور طرح مقاوم سازی از مدل‌های مختلفی چون بادبندی و دیوار برشی‌ها در نظر گرفته می‌شود. در ایران نیز در سال ۲۰۰۷ منحنی‌های شکنندگی برای سازه‌های بتن مسلح دارای دیوار برشی رسم شد [۹]. برای این کار با لحاظ کردن اثر توزیع سختی، مقاومت و پیچش بر روی منحنی‌های شکنندگی، ۸ مدل یک طبقه با استفاده از نرم افزار اوپنسیس تحت تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی قرار گرفت، و منحنی‌های شکنندگی بر اساس تغییر مکان بین طبقه‌ای و چرخش مفاصل و شکل پذیری در سطوح مختلف PGA رسم شدند. در سال ۲۰۱۱ در ایران، محمد برخوردار و همکارش [۱۰] به ارزیابی اثر وصله‌های آرماتور ستونها و لغزش میلگردها بر آسیب پذیری سازه‌های بتنی پرداختند.

در سال ۲۰۱۵ در تحقیقی با استفاده از ژاکت‌های فولادی، و به صورت آزمایشگاهی به مقاوم سازی ستون‌های دارای ضعف موضعی (یک سوم میانی ستون بدون خاموت گذاری) پرداختند [۱۱].

در سال ۲۰۱۵ محمود بلال و همکارانش با استفاده از نبشی و تسمه‌های فولادی به مقاوم سازی ستون‌های بتن آرمه پرداختند و دریافته‌اند که اندازه تسمه‌ها اثر قابل توجهی در افزایش بار شکست دارد در حالی که افزایش تعداد تسمه‌ها حتی تاثیر بیشتری نیز دارد [۱۲].

طول وصله میلگردها ممکن است بنا به دلایل مختلف نظیر عدم وجود نقشه‌های اجرایی یا اجرای نادرست کمتر از مقدار مورد نیاز در نظر گرفته شود لذا ضعف سازه‌های دیگری که در این تحقیق در نظر گرفته شد طول ناکافی در وصله میلگردهای طولی ستون میباشد. برای در نظر گیری این ضعف، از آن جایی که فرض می‌شد طول وصله آرماتورها نصف طول مورد نیاز می‌باشد، لذا بر اساس بند ۶-۳-۵ نشریه ۳۶۰ بهسازی لرزه‌ای ایران [۳]، تنشهای میلگردهای طولی ستون‌ها نصف مقدار طراحی شده در نظر گرفته شد.

با توجه به ضعف‌های در نظر گرفته شده در این تحقیق، از آنجا که استفاده از ژاکت فولادی، هم موجب افزایش مقاومت بتن به دلیل ایجاد محصور شدگی می‌شود، و همچنین ضعف خمشی ناشی از طول وصله ناکافی را جبران می‌کند، لذا به عنوان روشی مناسب برای بهسازی سازه‌های مورد نظر در نظر گرفته شد.

در این روش مقاوم سازی ورق‌های فولادی در محل‌های آسیب پذیر ساختمان بر روی سطح بتنی عضو قرار گرفته و با محصور کردن بتن باعث افزایش مقاومت محوری، برشی و خمشی عضو می‌گردد. برای اجرای ژاکت‌های فولادی در صورت مستطیل بودن ستون همانند شکل ۱ میتوان چهار ورق فولادی را توسط چهار نبشی به یکدیگر جوش داد. فضای خالی بین بتن و پوشش فولادی توسط پرکننده‌هایی نظیر دوغاب سیمان منبسط شونده و یا بتن اشغال می‌گردد.



شکل ۱. مقاوم سازی ستون‌های سازه با ژاکت فولادی

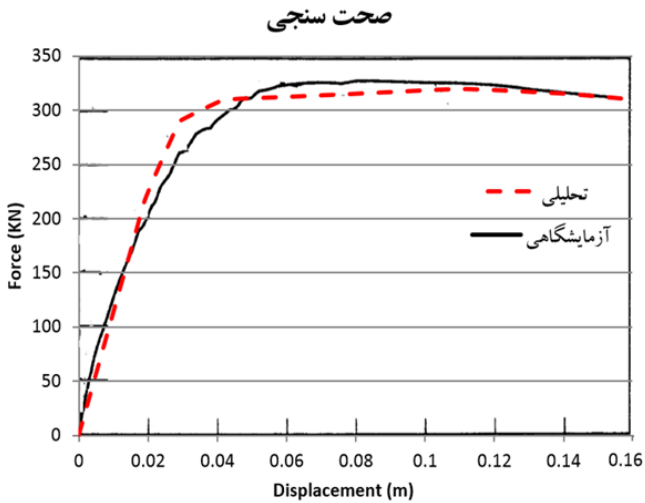
Fig. 1. Steel jacket retrofit of square RC columns

۲- تاریخچه

محققین مختلف تکنیک‌های متفاوتی را برای مقاوم سازی ستون‌های بتن آرمه با استفاده از ژاکت‌های فولادی مورد بررسی قرار

۳- صحت سنجی

گام نخست در مدل سازی هر نرم افزار صحت سنجی نتایج نرم افزار با رفتار واقعی سازه می باشد. در زیر به بررسی نتایج یک نمونه مدل آزمایشگاهی با مقادیر نتایج حاصل از نرم افزار اوپنسیس پرداخته شده است. در شکل های ۲ و ۳ مدل آزمایشگاهی و مدل نرم افزاری سازه دو طبقه قاب خمشی بتنی که تحت الگوی بار گذاری جانبی مثلثی قرار گرفته است، نشان داده شده است و در شکل ۴ منحنی پوش آور نتایج حاصل از نرم افزار و نتایج آزمایشگاهی آورده شده است.



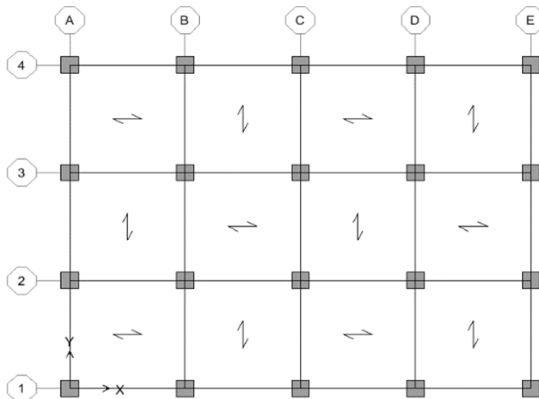
شکل ۴. مقایسه نتایج پوش آور سازه واقعی و نرم افزاری (تحلیلی) سازه ۲ طبقه [۱۳]

Fig 4. Comparison of the pushover results between the actual and the software-generated (analytical) 2-story structure

باتوجه به شکل ۴ می توان مشاهده نمود که نتایج نرم افزاری (تحلیلی) به نتایج آزمایشگاهی بسیار نزدیک است و از دقت خوبی برخوردار می باشد.

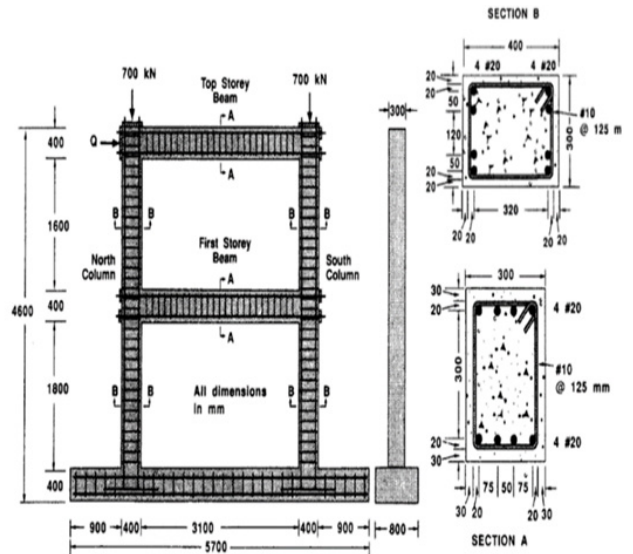
۴- جزئیات سازه موجود

سازه های مورد مطالعه در این پژوهش سه تپ ساختمان مسکونی بتنی ۳، ۵ و ۸ طبقه می باشند که بر اساس معیارهای ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰ ملی ایران [۱۴] در مناطقی با خطر نسبی زیاد در شمال ایران طراحی شده اند. مطابق شکل های ۵ و ۶، سازه ها در جهت X دارای ۴ دهانه ۵ متری و در جهت Y دارای ۳ دهانه ۵ متری می باشند و ارتفاع طبقات ۳/۲ متر است. این پلان و تعداد قاب ها و طول دهانه ها به صورت متعارف و طوری در نظر گرفته شده اند که تطابق بهتری با پلان های منظم ساختمان های بتن آرمه منطقه داشته باشند. در واقع این مشخصات پلان نماینده ای از جامعه آماری پلان های ۳۵۰ نمونه ساختمان واقعی فرض شده است.



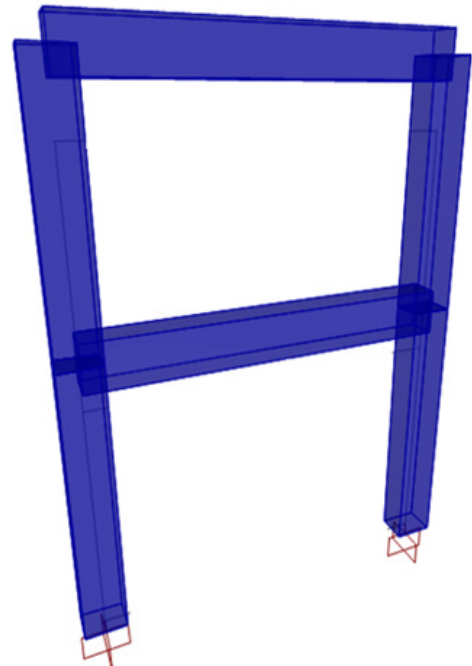
شکل ۵. پلان ساختمان های ۳، ۵ و ۸ طبقه

Fig 5. Plan view of the 3-, 5-, and 8-story structures



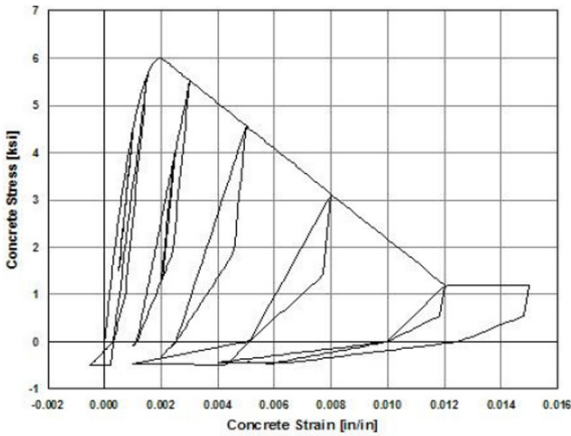
شکل ۲. مدل نرم افزاری سازه ۲ طبقه برای صحت سنجی [۱۳]

Fig 2. Model of verification

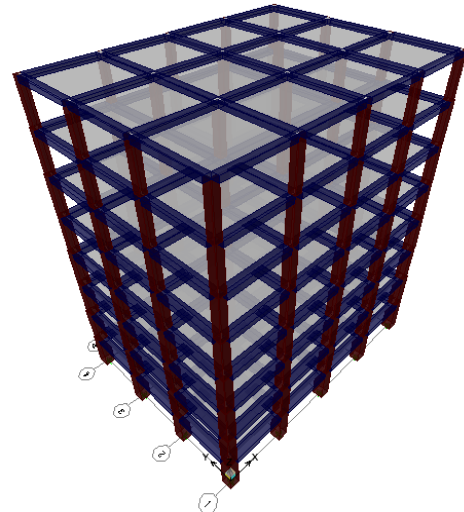


شکل ۳. مدل نرم افزاری سازه ۲ طبقه برای صحت سنجی

Fig 3. Software-generated model of the 2-story structure for verification



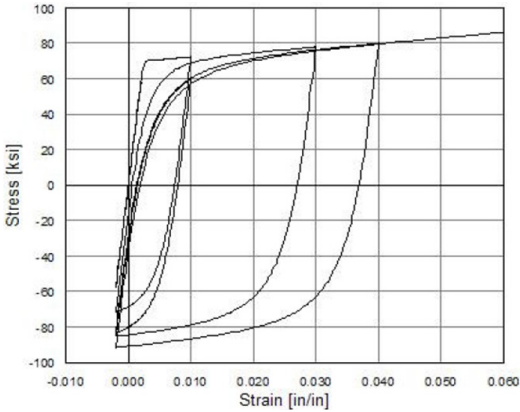
شکل ۸. رفتار هیسترتیک تنش- کرنش Concrete02 [۱۵]
Fig 8. Concrete02 Material - Hysteretic Behavior



شکل ۶. نمونه مدل سه بعدی ساختمان ۸ طبقه
Fig 6. Sample of 3D model of the 8-story structure

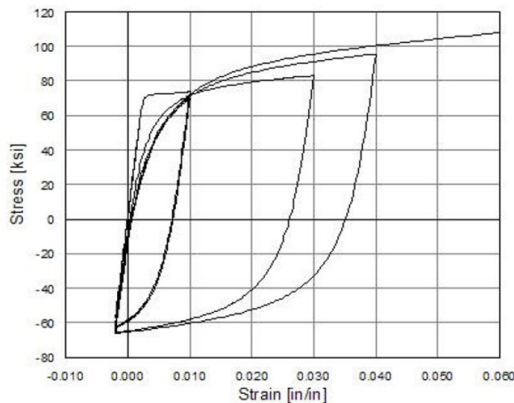
۲-۱-۵- رفتار مصالح فولاد

در تعریف مصالح فولاد از Steel02 استفاده شد. منحنی رفتاری این مصالح در شکل های ۹ و ۱۰ نشان داده شده است.



شکل ۹. رفتار هیسترتیک Steel02 با سخت شوندهگی ایزوتروپیک در فشار [۱۵]

Fig. 9. Hysteretic behavior of Steel02 with isotropic hardening in compression



شکل ۱۰. رفتار هیسترتیک Steel02 با سخت شوندهگی ایزوتروپیک در کشش [۱۵]

Fig. 10. Hysteretic behavior of Steel02 with isotropic hardening in tension

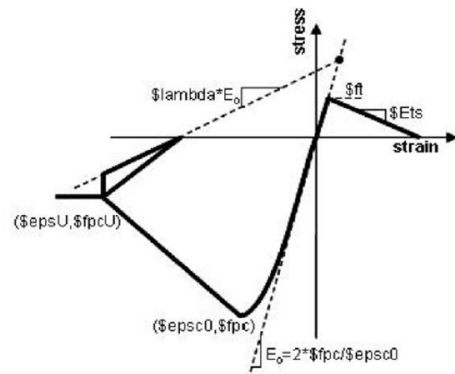
۵- مدل سازی

در این تحقیق تحلیل دینامیکی غیر خطی که لازمه تحلیل دینامیکی فزاینده می باشند، در نرم افزار اوپنسیس صورت گرفته است. از آنجا که نرم افزار اوپنسیس قادر به طراحی سازه نمی باشد و صرفاً جهت تحلیل و ذخیره کردن پاسخهای سازه ها می باشد، لذا طراحی اولیه سازه در نرم افزار ایتبس انجام گردیده است. پس از تحلیل و طراحی سازه ها خروجی های مورد نظر به صورت فایل های متنی از نرم افزار اوپنسیس دریافت شد و با استفاده از نرم افزار متلب و انجام تحلیل های آمار و احتمالاتی منحنی های شکنندگی ترسیم گردیدند.

۱-۵-۱- مدل رفتاری مصالح

۱-۱-۵- رفتار مصالح بتنی

در تعریف مصالح بتنی از Concrete02 استفاده شد. این مصالح رفتار تنش کششی بتن را در نظر می گیرد [۱۵]. مدل رفتاری و منحنی هیسترتیک تنش-کرنش این مصالح مطابق شکل های ۷ و ۸ می باشد.

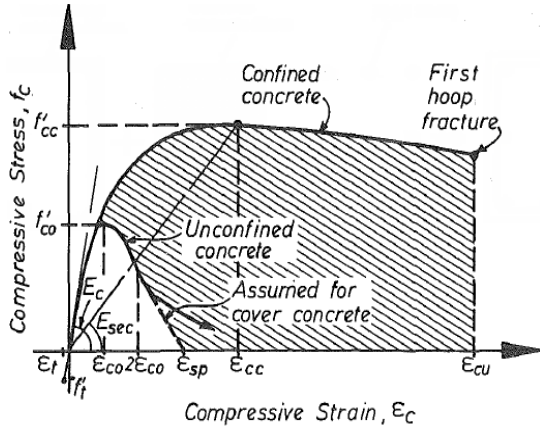


شکل ۷. مدل رفتاری مصالح Concrete02 [۱۵]
Fig 7. Behavior model of Concrete02 materials

۲-۵- تعریف مقاطع المانها

در این مقاله برای تعریف مقاطع تیرها و ستونها در اوپنسیس از مقاطع الیافی^۱ استفاده شد. یکی از ویژگی‌های منصر به فرد مقاطع الیافی این است که این امکان را می‌دهد که ویژگی‌های مختلف مصالح را در طول عضو و مقطع در مکان‌های متفاوت به المان‌ها اختصاص داد. همچنین علاوه بر این موقعیت دقیق میلگردهای طولی و حتی کابل‌های پیش تنیده می‌تواند مشخص گردد و مشخصات مصالح به آنها اختصاص داده شود [۱۶].

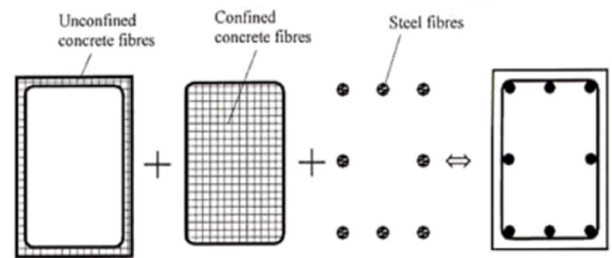
در مدل سازه مورد مطالعه برای تعریف مصالح بتن یک مقطع تیر یا ستون بتن آرمه، دو حالت بتن محصور نشده و بتن محصور شده تعریف گردید (شکل ۱۳).



شکل ۱۲. مقایسه منحنی تنش- کرنش بتن محصور

شده با خاموت عرضی و محصور نشده [۱۸]

Fig 12. Comparison of the stress-strain curves between the concrete confined with transverse reinforcement and the unconfined concrete



شکل ۱۱. تجزیه مقطع بتن آرمه مستطیلی شکل [۱۷]

Fig 11. Details of the rectangular reinforced concrete section - confinement and confinement concrete

۶- تحلیل دینامیکی غیر خطی فزاینده (IDA)

تحلیل دینامیکی فزاینده از روش‌های نوین در مهندسی زلزله بر اساس عملکرد است، که رفتار سازه را در طیف‌های گسترده‌ای از شدت‌های مختلف زلزله بیان می‌کند. همچنین با توجه به ماهیت دینامیکی بودن این روش، به طور حتم نتایج واقع‌گرایانه‌تری نسبت به روش‌های استاتیکی غیر خطی را می‌توان شاهد بود.

تحلیل دینامیکی فزاینده با انجام تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی از یک مدل لرزه‌ای تحت مجموعه‌ای از شتاب نگاشت‌ها که هر یک به چندین سطح از شدت لرزه‌های مقیاس شده‌اند، تعریف می‌شود. سطوح مقیاس باید به گونه‌ای انتخاب شوند که سازه را در تمامی محدوددهای رفتاری (از الاستیک به غیر الاستیک) بتواند پوشش کند، و در نهایت تا ناپایداری دینامیکی کلی، جایی که سازه بتواند فروپاشی کامل را تجربه کند. در این پژوهش بیش از ۱۸۰۰ بار تحلیل دینامیکی غیرخطی صورت گرفت که بتوان منحنی‌های IDA و منحنی‌های شکنندگی را ترسیم کرد.

خاک محل ساختگاه سازه مورد نظر را خاک نوع III آییننامه ۲۸۰۰ (ویرایش سوم) در نظر گرفته شده است که معادل خاک نوع C آیین نامه USGS، خاک نوع D آییننامه NEHRP (۱۹۹۴) و خاک نوع D آیین نامه UBC (۱۹۹۷) [۱۹] می‌باشد، به همین دلیل سعی شد مطابق جدول ۱ رکوردهای پیشنهاد شده آیین نامه FEMA P۶۹۵ [۲۰] اصلاح گردد تا تمامی رکوردها در خاک نوع III (آیین نامه ۲۸۰۰) باشد.

۱- ۲-۵- ماده بتن محصور نشده

پوشش بتنی که بر روی خاموت‌ها و آرماتورهای طولی وجود دارد به دلیل عدم محصور شدگی دارای مقاومت کمی می‌باشد و زودتر ترک می‌خورد. برای در نظر گرفتن اثر این موضوع با استفاده از روابط ارائه شده توسط Mander J.B و همکارانش [۱۸] ماده بتن محصور نشده، تعریف گردید.

۲- ۲-۵- ماده بتن محصور شده

خاموت‌های عرضی به دلیل محصور کردن بتن باعث افزایش مقاومت بتن می‌شوند که این افزایش مقاومت با ضریبی به نام ضریب محصور شدگی (K) معرفی می‌گردد. ضریب محصور شدگی به عواملی همچون ابعاد مقطع، قطر خاموت‌ها، فاصله و تعداد خاموت‌ها و ... مرتبط می‌باشد که با استفاده از روابط ارائه شده توسط Mander J.B و همکارانش [۱۸] ماده بتن محصور شده تعریف گردید. شکل ۱۲ منحنی تنش کرنش بتن در حالت محصور شده با خاموت‌های عرضی و محصور نشده را نشان می‌دهد، که در آن ϵ_{c0} کرنش متناظر با مقاومت فشاری اسمی بتن (f'_{c0})، ϵ_{sp} کرنش در هنگام گسیختگی برای بتن محصور

1 Fiber

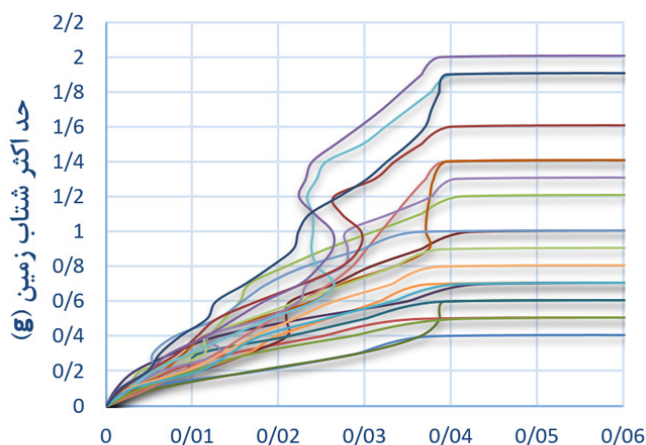
جدول ۱. رکوردهای اصلاح شده آیین نامه FEMA P695 [۲۰] با توجه به نوع ساختگاه مورد نظر
Table 1. Modified records of the FEMA P695 code [20] with respect to the type of given site

ID NO.	Earthquake			Station Name	کلاس	حداکثر شتاب (g)
	M	Year	NEHRP			
R1	6.7	1994	شماره	زلزله	نام ایستگاه	
	بزرگی	سال	نام			
R1	6.7	1994	Northridge	Beverly Hills – Mulhol	D	0.52
R2	6.7	1994	Northridge	Canyon Country-WLC	D	0.48
R3	7.1	1999	Duzce, Turkey	Bolu	D	0.82
R4	7.6	1999	Chi-Chi, Taiwan	0.334	D	WGK
R5	6.5	1979	Imperial Valley	Delta	D	0.35
R6	6.5	1979	Imperial Valley	El Centro Array #11	D	0.38
R7	6.5	1979	Imperial Valley	SAHOP Casa Flores	D	0.506
R8	6.9	1995	Kobe, Japan	Shin-Osaka	D	0.24
R9	7.5	1999	Kocaeli, Turkey	Duzce	D	0.36
R10	7.4	1978	Tabas, Iran	Ferdows 71	D	0.108
R11	7.3	199	Landers	Yermo Fire Station	D	0.24
R12	7.3	199	Landers	Coolwater	D	0.42
R13	6.9	198	Loma Prieta	Capitola	D	0.53
R14	6.9	1989	Loma Prieta	Gilroy Array #3	D	0.56
R15	7.4	1990	Manjil, Iran	BHRC Tonekabun	D	0.11
R16	6.5	1987	Superstition Hills	.El Centro Imp. Co	D	0.36
R17	6.5	1987	Superstition Hills	(Poe Road (temp	D	0.45
R18	7.0	1992	Cape Mendocino	Rio Dell Overpass	D	0.55
R19	7.6	1999	Chi-Chi, Taiwan	CHY101	D	0.44
R20	6.6	1971	San Fernando	LA - Hollywood Stor	D	0.21

۷- منحنی‌های تحلیل IDA برای سازه‌های دارای ضعف

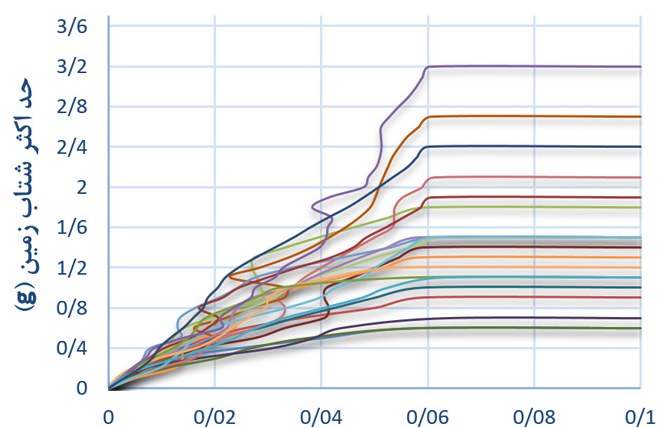
تحت ۲۰ شتاب نگاشت معرفی شده منحنی رفتاری سازه با استفاده از تحلیل IDA به صورت شکل‌های ۱۳ تا ۱۵ می‌باشد.

برای سه سازه مورد مطالعه (ساختمان بتنی ۳ طبقه، ۵ طبقه و ۸ طبقه) در حالت دارای ضعف (مقاومت کم بتن و طول گیرایی ناکافی)



حد اکثر تغییر مکان بین طبقه ای
شکل ۱۴. منحنی رفتار سازه ۵ طبقه با ضعف لرزه‌ای تحت ۲۰ شتابنگاشت زلزله

Fig 14. Behavior curve of the 5-story structure with structural defect under 20 earthquake records



حد اکثر تغییر مکان بین طبقه ای
شکل ۱۳. منحنی رفتار سازه ۳ طبقه با ضعف لرزه‌ای تحت ۲۰ شتابنگاشت زلزله

Fig 13. Behavior curve of the 3-story structure with structural defect under 20 earthquake records

متوسط، زیاد و کامل) ارائه شده است. در جدول ۲ مقادیر کمی متوسط حالت حدی مجاز (Sc) برای ساختمان‌های قاب خمشی بتنی در حالات خرابی مختلف ارائه گردیده است. در جدول ۳ نیز انواع حالت‌های خرابی به صورت کیفی تعریف شده است.

جدول ۲. مقدار متوسط حالت حدی مجاز در دستورالعمل HAZUS-MHMR-5 برای انواع حالت‌های خرابی [۲۴]

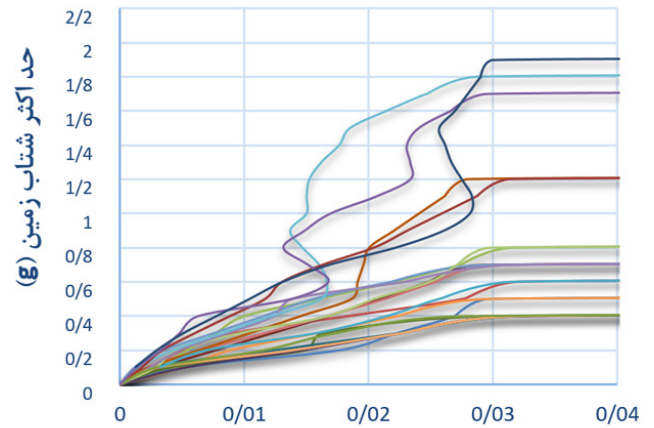
Table 2. Inter Story Drift at Threshold of Damage States

Type Building	جابجایی بین طبقه در سطوح آسیب مختلف			
	Slight	Moderate	Extensive	نوع ساختمان
	کم	متوسط	زیاد	کامل
C1L	0.005	0.0087	0.0233	0.06
C1M	0.0033	0.0058	0.0156	0.04
C1H	0.0025	0.0043	0.0117	0.03

جدول ۳. تعریف کیفی و نوع تعمیر فوری و دائمی ستون‌ها با توجه به سطوح مختلف آسیب [۲۴]

Table 3. Qualitative definition and rapid and permanent retrofitting types of columns considering different damage states

نوع تعمیر دائمی عضو	نوع تعمیر اورژانسی	تعریف کیفی آسیب	سطوح آسیب
درزگیری و رنگ آمیزی	-	ترک در سطح ستون	خفیف
تزییق اپوکسی، برداشت جزئی بتن و وصله، درزگیری و رنگ آمیزی	-	ورقه ورقه شدن پوشش بتن	متوسط
برداشت قابل توجه بتن و وصله، استفاده از ژاکت	احتمال نیاز به شمع بندی	ریزش کامل پوشش بتن، نمایان شدن هسته بتن، تسلیم خاموت‌ها	شدید
جایگزینی ستون و یا خود پل	انحراف ترافیک، یا بستن پل، نیاز حتمی به شمع بندی	زوال محصورشدگی، کمانش یا گسیختگی آرماتورهای طولی ستون، شکست هسته بتن، جابجایی پسماند قابل توجه	کامل



حد اکثر تغییر مکان بین طبقه ای

شکل ۱۵. منحنی رفتار سازه ۸ طبقه با ضعف لرزه‌ای تحت ۲۰ شتابنگاشت زلزله

Fig 15. Behavior curve of the 8-story structure with structural defect under 20 earthquake records

با کمی دقت در این منحنی‌ها (شکل‌های ۱۳ تا ۱۵) می‌توان تمامی مراحل رفتار سازه تحت زلزله، از حد ارتجاعی تا حد فروریزش و ناپایداری کلی را به طور کامل مشاهده نمود. در ابتدای همه دسته منحنی‌ها یک ناحیه الاستیک وجود دارد که به صورت خط صاف بوده و تا بخشی از منحنی IDA به صورت فصل مشترک همه منحنی‌ها می‌باشد. پس از این ناحیه رفتار غیرخطی در منحنی‌ها با خروج منحنی از حالت خط صاف نمایان می‌شود و با افت در سختی یا افزایش آن، رفتار غیرخطی سازه را نشان می‌دهند.

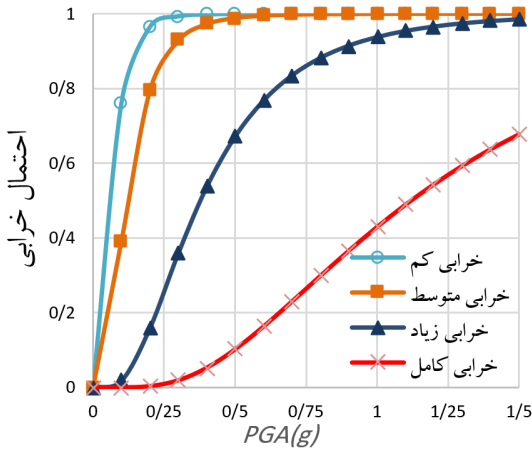
۸- منحنی شکنندگی لرزه‌ای

منحنی‌های شکنندگی یکی از ابزارهای مفید برای ارزیابی احتمالاتی خرابی سازه‌ها می‌باشند [۲۱]. این منحنی‌ها احتمال فراگذشت از یک سطح خرابی مشخص را در مقابل پارامترهای لرزه خیری ساختمان تعیین می‌نمایند [۲۲].

هنگامی که ظرفیت سازه‌ای و تقاضای لرزه‌ای دو متغیری باشند که از توزیع نرمال یا لگاریتم نرمال پیروی کنند، با استفاده از قاعده حد مرکزی می‌توان نشان داد که عملکرد مرکب حاصل شده، توزیع لگاریتم نرمال خواهد داشت. بنابراین منحنی شکنندگی را می‌توان به صورت تابع توزیع تجمعی لگاریتمی نرمال مطابق رابطه ۱ نشان داد [۲۳].

$$p(\leq D) = \Phi\left[\frac{1}{\beta_{sd}} \ln\left(\frac{S_d}{S_c}\right)\right] \quad (1)$$

که در رابطه‌ی بالا p احتمال رسیدن یا فراگذشت از حالت خرابی D (در این تحقیق حداکثر تغییر مکان بین طبقه‌ای)، β_{sd} انحراف معیار لگاریتم نرمال، متوسط مقدار نیاز لرزه‌ای، S_c مقدار متوسط حالت حدی مجاز که در دستورالعمل HAZUS-MHMR-5 [۲۴] برای انواع مختلف تیپ‌های ساختمانی و حالت‌های مختلف خرابی (خرابی کم،



شکل ۱۸. منحنی های شکنندگی برای سازه ۸ طبقه قبل از مقاوم سازی در چهار حالت خرابی
Fig. 18. Fragility curves of the 8-story structure before retrofitting in four damage states

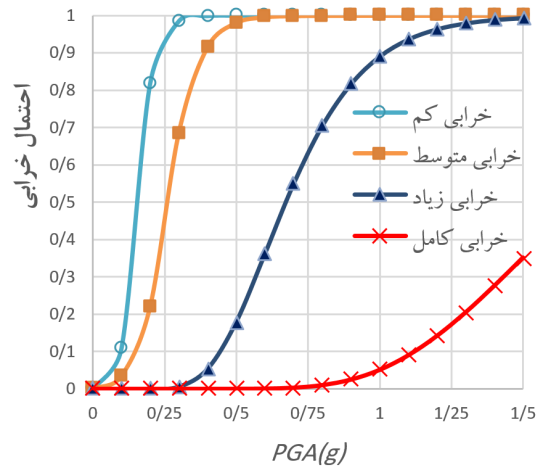
مقدار S_d نیز از رابطه ۲ بدست می آید.

$$\ln(S_d) = a \ln(x) + b \quad (2)$$

در این رابطه X پارامتر شدت جنبش زمین (PGA) می باشد و مقادیر a ، b ضرایب رگرسیونی هستند که از طریق تحلیل رگرسیون لگاریتمی، حداکثر تغییر مکان بین طبقه ای، در مقابل PGA های مختلف به دست می آید.

۱-۸ منحنی شکنندگی سازه های ۳، ۵ و ۸ طبقه قبل از مقاوم سازی

شکل های ۱۶ تا ۱۸ منحنی های شکنندگی و نمودارهای احتمال تجاوز خرابی سازه های ۳، ۵ و ۸ طبقه دارای ضعف را در ۴ حالت خرابی (کم، متوسط، زیاد و خرابی کلی) نشان می دهند.

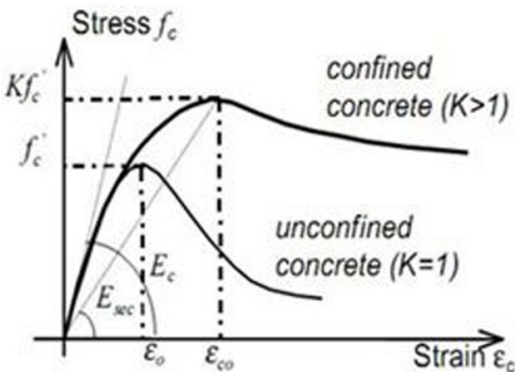


شکل ۱۶. منحنی های شکنندگی سازه ۳ طبقه قبل از مقاوم سازی در چهار حالت خرابی
Fig 16. Fragility curves of the 3-story structure before retrofitting in four damage states

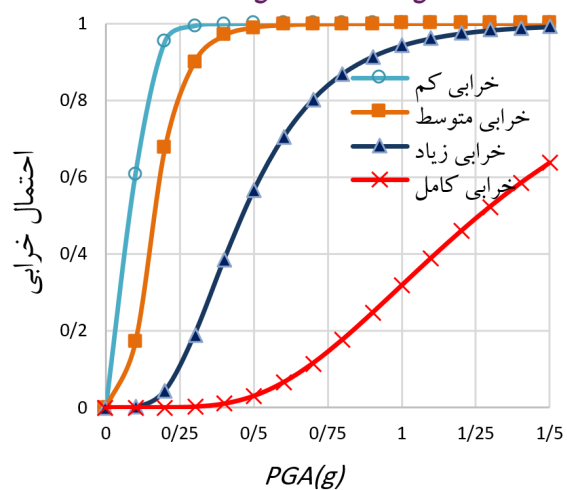
۹-۹ در نظرگیری اثرات مقاوم سازی ستون ساختمان های بتنی با ژاکت فولادی

۱-۹-۱ مدل منحنی تنش - کرنش بتن محصور شده به وسیله ژاکت فولادی

دانستن رفتار تنش-کرنش بتن محصور شده با ژاکت فولادی در ارزیابی پاسخ خمشی ستون های مقاوم سازی شده بسیار مهم است. در ساخت مدل منحنی تنش-کرنش بتن محصور شده در این تحقیق از کارهای آزمایشگاهی انجام شده توسط ساکینو و یوپیینگ سان بهره گرفته شده است. فرمول ها و روش های پیشنهاد شده بر اساس نتایج آزمایشگاهی از نمونه ستون های بتن آرمه مقاوم سازی شده به وسیله محققین ژاپنی بدست آمده اند. باید تاکید کرد که از ویژگی های فرمول ها و روش های پیشنهادی کاربرد آنها در محدوده گسترده ای از پارامترها از قبیل مقاومت مواد، ضخامت دیواره ژاکت فولادی، نسبت ابعاد ستون و بزرگای بار محوری می باشد [۲۵]. شکل ۱۹ مدل منحنی تنش کرنش بتن محصور شده توسط ژاکت فولادی را نمایش می دهد.



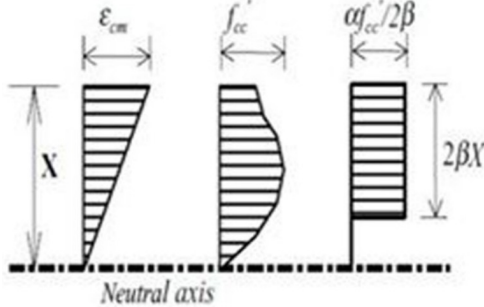
شکل ۱۹. مدل منحنی تنش کرنش بتن محصور نشده و محصور شده توسط ژاکت فولادی [۲۵]
Fig. 19. Stress-strain curve model of the unconfined concrete and concrete confined with steel jackets



شکل ۱۷. منحنی های شکنندگی سازه ۵ طبقه قبل از مقاوم سازی در چهار حالت خرابی
Fig 17. Fragility curves of the 5-story structure before retrofitting in four damage states

۹-۳- تعریف پارامترهای بلوک تنش برای بتن محصور شده با ژاکت فولادی

شکل ۲۰ مدل بلوک تنش برای بتن محصور شده توسط ژاکت فولادی را نمایش می‌دهد.



الف) بلوک تنش (ب) توزیع تنش واقعی (ج) نمودار کرنش

شکل ۲۰. مدل بلوک تنش برای بتن محصور شده با ژاکت فولادی [۲۵]

Fig 20. Stress block model for concrete confined with steel jackets

$$\frac{\epsilon_{cm}}{\epsilon_{c0}} = 1,375 + 0,108K - \frac{0,1 f'_c}{K^4 42} \quad (10)$$

$$\alpha = 0,724 + 0,107K - \frac{0,037 f'_c}{K - 0,007 42} \quad (11)$$

$$\beta = 0,383 + 0,046K - \frac{0,019 f'_c}{K + 0,687 42} \quad (12)$$

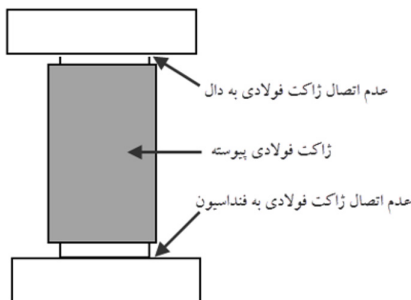
که در روابط بالا

ϵ_{cm} : کرنش نهایی نظیر تنش نهایی بتن محصور شده

α و β و ضرایب تشکیل بلوک تنش

۹-۴- نحوه مدل سازی ژاکت فولادی در نرم افزار اوپنسیس

نحوه مدل سازی ژاکت فولادی با توجه به اجرای آن، در صورتی که در اجرا ابتدا و انتهای ژاکت فولادی به فونداسیون و دال فوقانی متصل نباشد، در این صورت از تحمل بار سایر اعضا توسط ژاکت فولادی جلوگیری می‌گردد. لحاظ این فاصله از افزایش مقاومت خمشی ناخواسته که منجر به افزایش میزان لنگر و برش در ستون و انتقال آن به فونداسیون و سرستون می‌شود، جلوگیری می‌نماید [۲۵].



شکل ۲۱. مدل سازی ژاکت فولادی
Fig. 21. Modeling the steel jacket

۹-۲- رابطه تنش-کرنش بتن محصور شده به وسیله ژاکت فولادی

بر اساس نتایج آزمایش‌های انجام شده روابط تنش-کرنش بتن محصور شده با ژاکت فولادی در روابط ۳ تا ۹ ارائه شده است. به منظور پیش بینی روابط تنش-کرنش بتن محصور شده با استفاده از مدل ارائه شده، چهار پارامتر مورد نیاز است: (۱) تنش حداکثر بتن محصور شده f'_{cc} (۲) کرنش نظیر تنش حداکثر ϵ_{c0} (۳) پارامتر a که کنترل کننده شاخه صعودی است، و (۴) پارامتر b که به طور عمده حاکم بر بخش نزولی منحنی است. این چهار پارامتر را می‌توان بر اساس f'_c ، ضخامت دیواره ژاکت فولادی t و مقاومت تسلیم فولاد f_{yt} مطابق آنچه در روابط زیر نشان داده شده است مشخص نمود. فرمول بدست آوردن $K = f'_{cc}/f'_c$ (ضریب افزایش مقاومت بتن) که مهمترین پارامتر است، به وسیله نتایج آزمایشگاهی از ۳۹ نمونه آزمایش بدست آمده است [۲۵].

$$f_c = K f'_c \frac{aX + (b-1)X^2}{1 + (a-2)X + bX^2} \quad (X = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c0}}) \quad (3)$$

که در رابطه بالا

$$K = \frac{f_{cc}'}{f'_c} = 1 + 11,5 \frac{\rho t f_{yt}}{f'_c} \left(\frac{t}{B-2t} \right) \quad (4)$$

$$K = \frac{f_{cc}'}{f'_c} = 1 + 11,5 \frac{\rho t f_{yt}}{f'_c} \left(\frac{t}{B-2t} \right) \quad (5)$$

$$\frac{\epsilon_{c0}}{\epsilon_0} = \begin{cases} 1 + 4,7(K-1) & K \leq 1,5 \\ 3,35 + 20(K-1,5) & K > 1,5 \end{cases} \quad (6)$$

$$b = 1,5 - 0,017 f'_c + 2,4 \sqrt{\frac{(K-1)f'_c}{23}} \quad (7)$$

$$\epsilon_0 = 0,94 (f'_c)^{1/4} 10^{-3} \quad (8)$$

$$E_c = (0,69 + 0,332 \sqrt{f'_c}) * 10^4 \quad (\text{in MPa}) \quad (9)$$

که در روابط بالا

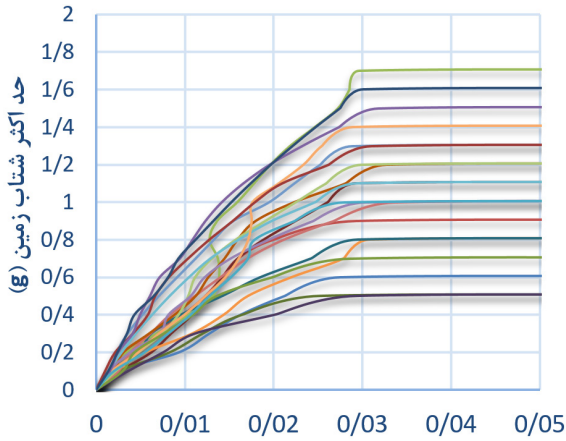
f'_c : مقاومت سیلندر بتنی (مگا پاسکال)

ρt : نسبت حجمی

f_{yt} : تنش تسلیم فولاد

t : ضخامت ژاکت فولادی

B : عرض ژاکت فولادی



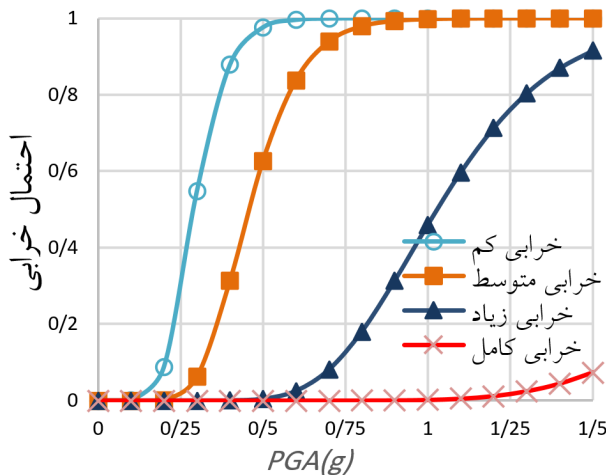
حد اکثر تغییر مکان بین طبقه ای
 شکل ۲۴. منحنی رفتار سازه ۸ طبقه مقاوم سازی شده تحت ۲۰ شتابنگاشت زلزله

Fig 24. Behavior curve of the 8-story retrofitted structure under 20 earthquake records

با دقت در این منحنی‌ها و مقایسه آن‌ها با حالت دارای ضعف می‌توان گفت تحت یک رکورد مشخص برای یک سازه مشخص، در حالت بعد از مقاوم سازی (با ژاکت فولادی) دیرتر وارد ناحیه غیر خطی شده و دارای ظرفیت بیشتری می‌باشد.

۱۱- منحنی شکنندگی سازه‌های ۳، ۵ و ۸ طبقه بعد از مقاوم سازی

شکل‌های ۲۵ تا ۲۷ منحنی‌های شکنندگی و نمودارهای احتمال تجاوز خرابی سازه‌های ۳، ۵ و ۸ طبقه مقاوم سازی شده را در ۴ حالت خرابی (کم، متوسط، زیاد و خرابی کلی) نشان می‌دهد.



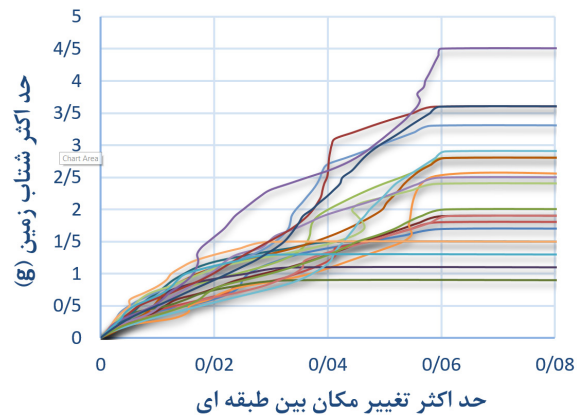
شکل ۲۵. منحنی‌های شکنندگی سازه ۳ طبقه بعد از مقاوم سازی در چهار حالت خرابی

Fig 25. Fragility curves of the 3-story structure after retrofitting in four damage states

برای مدلسازی در نرم افزار اوپنسیس برای حالتی که ژاکت فولادی به فونداسیون متصل نیست باید مطابق با روابط بخش‌های قبل ابتدا ضریب محصور شدگی ژاکت فولادی را محاسبه نمود و سپس با اعمال ضریب محصور شدگی (K) تنش و کرنش بتن را افزایش داد. در این حالت نیازی به مدلسازی ژاکت فولادی در مقطع نمی‌باشد زیرا که اثر ژاکت فولادی به مشخصات مصالح بتن اعمال گردید [۲۶].

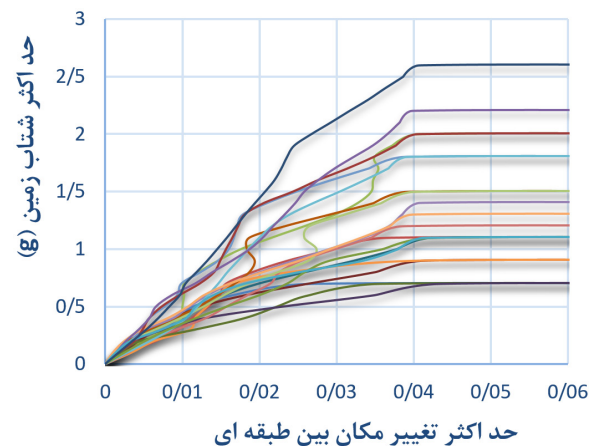
۱۰- منحنی‌های تحلیل IDA برای سازه‌های مقاوم سازی شده با ژاکت فولادی

برای سه سازه مورد مطالعه (ساختمان بتنی ۳، ۵ و ۸ طبقه) در حالت مقاوم سازی شده (با ژاکت فولادی) تحت ۲۰ شتاب نگاشت معرفی شده منحنی رفتاری سازه با استفاده از تحلیل IDA به صورت شکل‌های ۲۲ تا ۲۴ می‌باشد.



شکل ۲۲. منحنی رفتار سازه ۳ طبقه مقاوم سازی شده تحت ۲۰ شتابنگاشت زلزله

Fig 22. Behavior curve of the 3-story retrofitted structure under 20 earthquake records



شکل ۲۳. منحنی رفتار سازه ۵ طبقه مقاوم سازی شده تحت ۲۰ شتابنگاشت زلزله

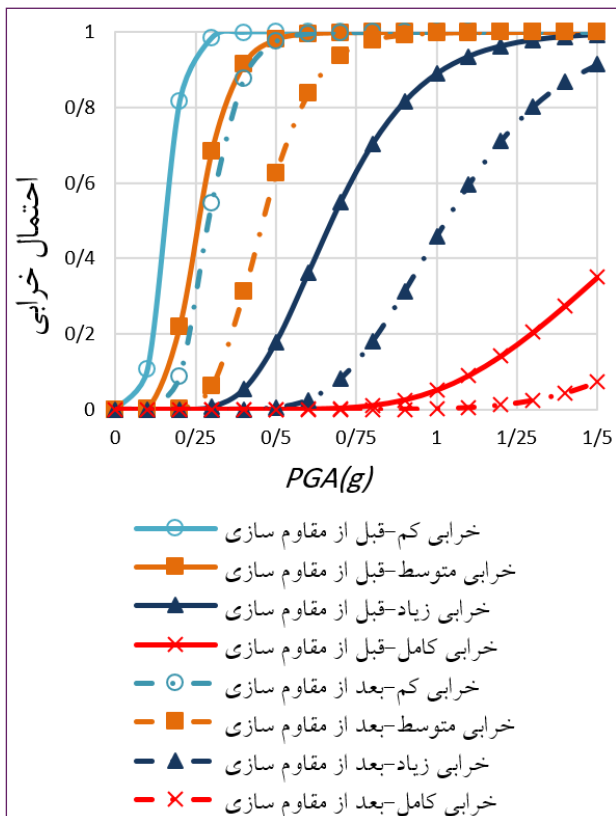
Fig 23. Behavior curve of the 5-story retrofitted structure under 20 earthquake records

کم و متوسط در مقادیر کمتر PGA، بیشتر و در مقادیر بالاتر PGA، کمتر است یعنی سرعت افزایش احتمال خرابی برای مقادیر پایین تر PGA بیشتر می باشد.

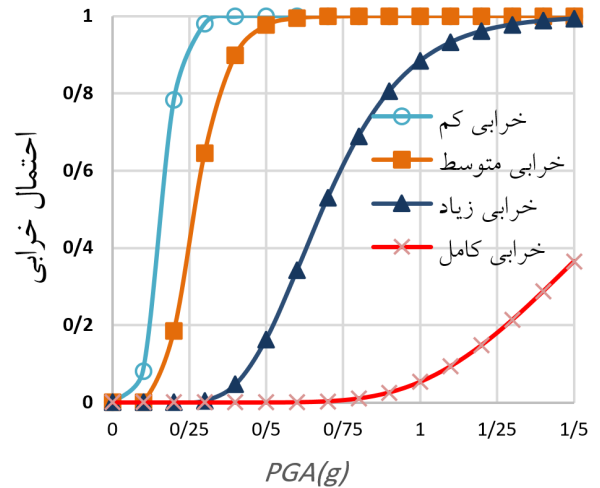
۱۲- مقایسه احتمال خرابی در سازه‌ها

برای درک بهتر عملکرد سازه‌های مورد مطالعه، احتمال آسیب پذیری هر تپ ساختمان (۳، ۵ و ۸ طبقه) را در حالت قبل و بعد از مقاوم سازی در هر چهار حالت خرابی باهم مقایسه گردید (شکل‌های ۲۸ تا ۳۰).

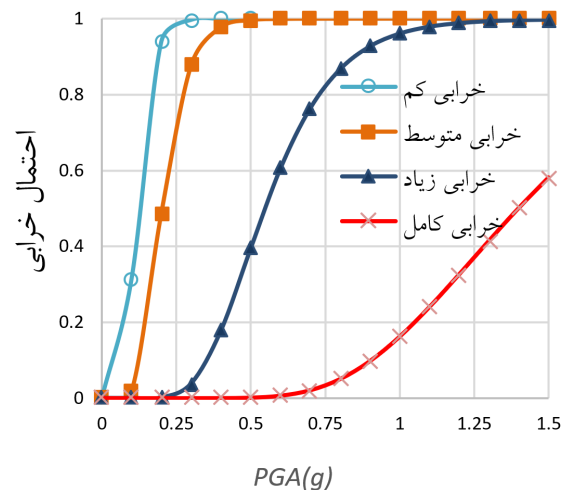
با توجه به شکل‌های ۲۸ تا ۳۰ می توان دریافت که پس از مقاوم سازی سازه‌های ۳، ۵ و ۸ طبقه احتمال خرابی در هر یک از حالت‌های خرابی کم، متوسط، زیاد و کامل کاهش چشم گیری خواهد داشت. همچنین با بررسی مقادیر میانه شکنندگی حاصل از جدول ۴ و شکل ۳۱، مشاهده می شود که در حالت خرابی کم در ساختمان‌هایی (۳، ۵ و ۸ طبقه) که مقاوم سازی شده‌اند بطور میانگین تقریباً حدود ۱/۹۵ نسبت به حالت قبل از مقاوم سازی به مقدار PGA بیشتری نیاز دارند تا به مرز شکنندگی در این حالت برسند و این نسبت برای حالت خرابی متوسط، زیاد و کامل به ترتیب ۱/۷۴، ۱/۵ و ۱/۲۵ می باشد.



شکل ۲۸. مقایسه منحنی‌های شکنندگی برای سازه ۳ طبقه در حالت‌های قبل و بعد از مقاوم سازی در چهار حالت خرابی
Fig. 28. Comparing of the fragility curves for the 3-story structure before and after retrofitting in four damage states

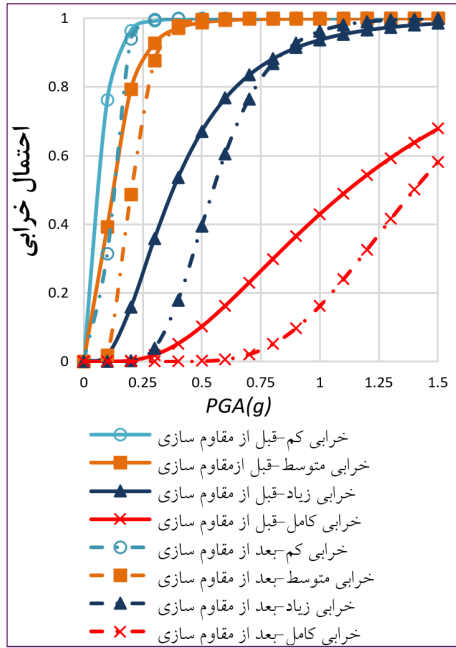


شکل ۲۶. منحنی‌های شکنندگی برای سازه ۵ طبقه بعد از مقاوم سازی در چهار حالت خرابی
Fig 26. Fragility curves of the 5-story structure after retrofitting in four damage states

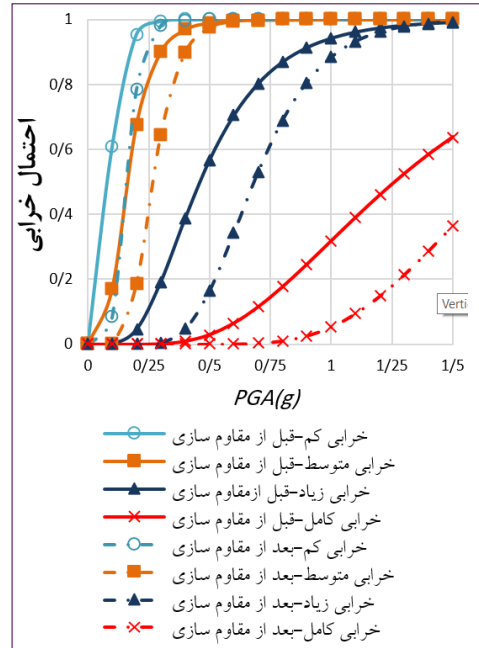


شکل ۲۷. منحنی‌های شکنندگی برای سازه ۸ طبقه بعد از مقاوم سازی در چهار حالت خرابی
Fig 27. Fragility curves of the 8-story structure after retrofitting in four damage states

با مشاهده شکل‌های ۱۶ تا ۱۸ و شکل‌های ۲۵ تا ۲۷ مشاهده میشود که با افزایش ارتفاع ساختمان‌ها در هر دو حالت قبل و بعد از مقاوم سازی، احتمال آسیب پذیری سازه‌ها در چهار سطح مختلف خرابی افزایش پیدا میکند، یعنی احتمال آسیب پذیری سازه ۸ طبقه بیشتر از ساختمان ۵ طبقه و احتمال آسیب پذیری ساختمان ۵ طبقه بیشتر از ساختمان ۳ طبقه می باشد. ولی اگر بخواهیم به صورت دقیق تر بررسی کنیم می بینیم که این افزایش احتمال شکست از سازه ۳ طبقه به سازه ۵ طبقه بسیار بیشتر از سازه ۵ طبقه به ۸ طبقه می باشد به این معنی که با افزایش ارتفاع ساختمان، روند افزایش احتمال خرابی کم و کم تر می گردد. همچنین شیب منحنی شکست در حالت خرابی



شکل ۳۰. مقایسه منحنی های شکنندگی برای سازه ۸ طبقه در حالت های قبل و بعد از مقاوم سازی در چهار حالت خرابی
Fig 30. Comparing of the fragility curves for the 8-story structure before and after retrofitting in four damage states



شکل ۲۹. مقایسه منحنی های شکنندگی برای سازه ۵ طبقه در حالت های قبل و بعد از مقاوم سازی در چهار حالت خرابی
Fig 29. Comparing of the fragility curves for the 5-story structure before and after retrofitting in four damage states

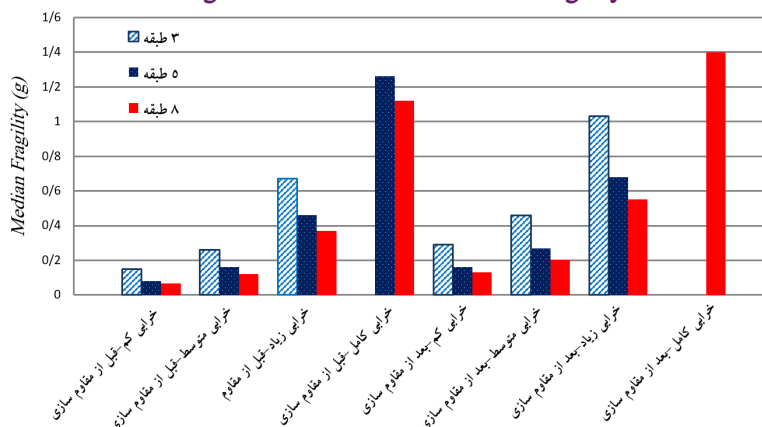
۳۱ نشان داده شده است.

مقادیر میانه شکنندگی سازه های مورد مطالعه در جدول ۴ و شکل

جدول ۴. اعداد میانه شکنندگی بر حسب PGA (g)
Table 4. Median fragility values (g)

خرابی کامل		خرابی زیاد		خرابی متوسط		خرابی کم		نوع سازه
میانگی شکنندگی	انحراف معیار	میانگی شکنندگی	انحراف معیار	میانگی شکنندگی	انحراف معیار	میانگی شکنندگی	انحراف معیار	
0.33	-	0.33	0.67	0.33	0.26	0.33	0.15	۳ طبقه قبل از مقاوم سازی
0.459	1.26	0.459	0.46	0.459	0.16	0.459	0.082	۵ طبقه قبل از مقاوم سازی
0.549	1.12	0.549	0.37	0.549	0.12	0.549	0.066	۸ طبقه قبل از مقاوم سازی
0.334	-	0.334	1.03	0.334	0.46	0.334	0.29	۳ طبقه بعد از مقاوم سازی
0.335	-	0.335	0.68	0.335	0.27	0.335	0.16	۵ طبقه بعد از مقاوم سازی
0.341	1.4	0.341	0.55	0.341	0.2	0.341	0.13	۸ طبقه بعد از مقاوم سازی

شکل ۳۱. نمودار میله ای مقادیر میانه شکنندگی
Fig. 31. Bar chart of the median fragility values



۱۳- نتیجه گیری

با توجه به مطالعه صورت گرفته بر روی آسیب پذیری لرزه‌ای ۳ تیپ ساختمان بتن آرمه با سیستم قاب خمشی در دو حالت دارای ضعف لرزه‌ای و مقاوم سازی شده با ژاکت فولادی ستون‌ها، نتایج زیر حاصل گردید.

۱- میانه شکنندگی ساختمان سه طبقه ضعیف در حالت خرابی کم، متوسط و زیاد به ترتیب برابر است با $0/15g$ ، $0/26g$ و $0/67g$ و تا مقدار $1/5g$ به خرابی کامل نمی‌رسد. همین مقادیر در سازه سه طبقه بعد از مقاوم سازی به ترتیب برابر با $0/29g$ ، $0/46g$ ، $1/3g$ می‌باشد. که مشاهده میشود ژاکت فولادی به ترتیب در حالت خرابی کم، متوسط و زیاد سبب کاهش ۹۳، ۷۷ و ۵۴ درصدی در آسیب پذیری سازه ضعیف گردیده است.

۲- در ساختمان ۵ طبقه ضعیف اعداد میانه شکنندگی در حالت خرابی کم، متوسط، زیاد به ترتیب برابر با $0/82g$ ، $0/16g$ ، $0/46g$ می‌باشد که این اعداد پس از مقاوم سازی ستون‌ها با ژاکت فولادی به ترتیب برابر با $0/16g$ ، $0/27g$ ، $0/68g$ می‌شود، که نشان دهنده کاهش آسیب پذیری سازه مقاوم شده، به ترتیب برابر با ۹۵، ۶۹ و ۴۸ درصد در حالت خرابی کم، متوسط و زیاد می‌باشد.

۳- به همین ترتیب در ساختمان هشت طبقه بدون مقاوم سازی، اعداد میانه شکنندگی در حالت خرابی کم، متوسط، زیاد و کامل به ترتیب برابر با $0/66g$ ، $0/12g$ ، $0/37g$ و $1/12g$ می‌باشد که پس از مقاوم سازی به ترتیب برابر با $0/13g$ ، $0/2g$ ، $0/55g$ و $1/4g$ می‌گردد، که نشان دهنده کاهش ۹۷، ۶۷، ۴۸ و ۲۵ درصدی آسیب پذیری سازه مقاوم سازی شده در چهار حالت خرابی کم، متوسط، زیاد و کامل میباشد.

۴- با بررسی نتایج حاصل از مقادیر میانه شکنندگی ساختمان‌ها، مشاهده میشود که در سازه‌های ۳، ۵ و ۸ طبقه مقاوم سازی شده بطور میانگین در حالت خرابی کم، متوسط، زیاد و کامل به ترتیب ۹۵، ۷۴، ۵۰ و ۲۵ درصد آسیب پذیری سازه کاهش می‌یابد.

۵- با نگاهی کلی به تمامی منحنی‌های شکنندگی ترسیم شده برای تمامی ساختمان‌ها و حالات مختلف خرابی، مشاهده می‌شود که همگام با افزایش ارتفاع سازه احتمال آسیب پذیری سازه‌ها در چهار سطح مختلف خرابی افزایش پیدا میکند، یعنی احتمال آسیب پذیری سازه ۸ طبقه بیشتر از ساختمان ۵ طبقه و احتمال آسیب پذیری ساختمان ۵ طبقه بیشتر از ساختمان ۳ طبقه می‌باشد.

مراجع

- [2] Fardis, M.N., 2009. Seismic design, assessment and retrofitting of concrete buildings: based on EN-Eurocode 8 (Vol. 8). Springer Science & Business Media.
- [3] Code No. 360, 2007. Islamic Republic of Iran, Management and Planning Organization, Instruction for Seismic Rehabilitation of Existing Buildings.
- [4] Chai, Y.H., Priestley, M.N. and Seible, F., 1994. "Analytical model for steel-jacketed RC circular bridge columns". Journal of Structural Engineering, 120(8), pp.2358-2376.
- [5] Aboutaha, R.S., Engelhardt, M.D., Jirsa, J.O. and Kreger, M.E., 1999. "Rehabilitation of shear critical concrete columns by use of rectangular steel jackets". Structural Journal, 96(1), pp.68-78.
- [6] Shinozuka, M., Kim, S.H., Kushiya, S. and Yi, J.H., 2002. "Fragility curves of concrete bridges retrofitted by column jacketing". Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 1(2), pp.195-205.
- [7] Xiao, Y. and Wu, H., 2003. "Retrofit of reinforced concrete columns using partially stiffened steel jackets". Journal of Structural Engineering, 129(6), pp.725-732.
- [8] Smyth, A.W., Altay, G., Deodatis, G., Erdik, M., Franco, G., Güllkan, P., Kunreuther, H., Luş, H., Mete, E., Seeber, N. and Yüzüğüllü, O., 2004. "Probabilistic benefit-cost analysis for earthquake damage mitigation: Evaluating measures for apartment houses in Turkey". Earthquake Spectra, 20(1), pp.171-203.
- [9] Aziminejad, A.S. and Moghadam, A., 2007. "Effects of strength distribution on fragility curves of asymmetric single story building", Proceedings of the Ninth Canadian Conference on Earthquake Engineering Ottawa, Ontario, Canada.
- [10] Barkhordary, M. and Tariverdilo, S., 2011. "Vulnerability of ordinary moment resistant concrete frames". Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 10(4), pp.519-533.
- [11] Abdel-Hay, A.S. and Fawzy, Y.A.G., 2015. "Behavior of partially defected RC columns strengthened using steel jackets". HBRC Journal, 11(2), pp.194-200.
- [12] Belal, M.F., Mohamed, H.M. and Morad, S.A., 2015. "Behavior of reinforced concrete columns strengthened by steel jacket". HBRC Journal, 11(2), pp.201-212.
- [13] Vecchio, F.J. and Emara, M.B., 1992. "Shear deformations in reinforced concrete frames". ACI Structural Journal, 89(1), pp.46-56.
- [14] Standard No. 2800., 2005. Iranian code of practice for seismic resistant design of building. Third ed., Building and Housing Research Center, BHRC publication, Tehran.
- [15] Mazzoni, S., McKenna, F. and Fenves, G.L., 2005.

- [1] Handbook on seismic retrofit of building, 2007. Central public works department and INDIAN building congress in association with INDIAN institute of technology-MADRAS, chapter 9.

- [21] Anagnos, T., Rojahn, C. and Kiremidjian, A., 1995. "NCEER-ATC joint study on fragility of buildings".
- [22] Murao, O. and Yamazaki, F., 2000. "Development of fragility curves for buildings in Japan". *Confronting Urban Earthquakes: Report of Fundamental Research on the Mitigation of Urban Disasters Caused by Near-Field Earthquakes*, pp.226-230.
- [23] Nielson, B.G., 2005. "Analytical Fragility curves for highway bridges in moderate seismic zones". A Thesis presented for PHD degree. School of civil and environmental engineering Georgia institute of Technology, 400 pp.
- [24] HAZUS-MH MR5, 2003. "Multi-Hazard loss Estimation Methodology, Earthquake Model." Washington, DC, USA: Federal Emergency Management Agency.
- [25] Sakino, K. and Sun, Y., 2000, January. "Steel jacketing for improvement of column strength and [26] ductility". In 12th world conference earthquake engineering (Vol. 1985).
- [26] Priestley, M. J. N., Seible, F., and Calvi, G. M., 1996. "Seismic Design and Retrofit of Bridges", John Wiley & Sons.
- "OpenSees command language manual". Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center, 264.
- [16] Ramanathan, N.K. (2012), "Next generation seismic fragility curves for California bridges incorporating the evolution in seismic design philosophy," Ph.D. thesis, Georgia Institute of Technology, Atlanta
- [17] Elnashai, A.S., Pinho, R. and Antoniou, S., 2000. "INDYAS-A Program for Inelastic Dynamic Analysis of Structures". Engineering Seismology and Earthquake Engineering Report No. ESEE 00-2, Imperial College, London.
- [18] Mander, J.B., Priestley, M.J. and Park, R., 1988. "Theoretical stress-strain model for confined concrete". *Journal of structural engineering*, 114(8), pp.1804-1826.
- [19] Pacific Earthquake Engineering Research Center, Regents of the University of California, web site: <http://peer.berkeley.edu/smcat/sites.html>
- [20] FEMA. Quantification of building seismic performance factors. FEMA P695. 2009. Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.

Please cite this article using:

H. Pahlavan , A. Naseri, A. Einollahi, Probabilistic Seismic Vulnerability assessment of RC Frame Structures Retrofitted with Steel Jacketing, *Amirkabir J. Civil Eng.*, 51(3)(2019)585-598.
DOI: 10.22060/ceej.2018.13692.5459

برای ارجاع به این مقاله از عبارت زیر استفاده کنید:

