

تأثیر بازتوزیع لنگر بر پایداری ساختمان‌های بتن آرمه قاب خمشی تحت اثر زمین‌لرزه

مهدی گلپایگانی^۱، علیرضا مرتضایی^{۲*}

۱- کارشناسی ارشد مهندسی سازه، گروه مهندسی عمران، واحد سمنان، دانشگاه آزاد اسلامی، سمنان، ایران

۲- دانشیار، مرکز تحقیقات ژئوتکنیک لرزه‌ای و بتن توانمند، گروه مهندسی عمران، واحد سمنان، دانشگاه آزاد اسلامی، سمنان، ایران

چکیده

تحت اثر زمین‌لرزه‌های قوی پاسخ دینامیکی سازه از محدوده خطی و الاستیک عبور نموده و وارد ناحیه غیرالاستیک می‌شود. به منظور اطمینان از ایمنی سازه‌ها در ناحیه غیرالاستیک، پایداری و رفتار غیرخطی سازه می‌بایست به دقت مورد بررسی قرار گیرد. در ساختمان‌های بتن آرمه هنگامی که فولاد کششی تسلیم می‌شود، سختی مقطع کاهش یافته و به تبع آن با افزایش بار، انتقال نیروهای داخلی به نواحی سخت‌تر صورت می‌گیرد. در حالیکه تغییر شکل در ناحیه بحرانی به طور قابل ملاحظه‌ای افزایش می‌یابد، بازتوزیع نیروها تا حصول ظرفیت تغییر شکل در مقطع ادامه می‌یابد. از اینرو ظرفیت دوران پارامتر کلیدی در بازتوزیع لنگر و پایداری سازه می‌باشد. لذا به منظور بررسی اثر بازتوزیع لنگر بر پایداری ساختمان‌های بتن آرمه با سیستم قاب خمشی در این مقاله ۴ مدل ساختمانی، با تعداد طبقات ۴، ۷، ۱۰ و ۱۳ طبقه در نظر گرفته شده است. در این سازه‌ها رفتار غیرخطی اجزای اسکلتی توسط مفصل اندرکنشی PMM در نظر گرفته شده است. با انجام تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی تحت اثر هفت رکورد زمین‌لرزه و همچنین تحلیل بارافزون و ذخیره نمودن ماتریس سختی برای ۵ نقطه، میانگین دوران پلاستیک و با انجام تحلیل کماتش ضرایب کماتش به دست آمده است. با استفاده از تحلیل مودال، فرکانس طبیعی محاسبه و سعی گردید ارتباط منطقی بین دوران پلاستیک با ضرایب کماتش و فرکانس طبیعی برقرار گردد. نتایج نشان دادند با افزایش مقدار دوران پلاستیک ضرایب کماتش تا حدود ۹۶ درصد کاهش می‌یابد. هنگامی که میانگین دوران پلاستیک برابر ۰/۰۰۶ رادیان شود سازه وارد حالت ناپایدار می‌گردد. در سازه‌های ۴ و ۷ طبقه، مود اول کماتش باعث ناپایداری سازه شده و در سازه‌های ۱۰ و ۱۳ طبقه مود دوم هم در ناپایداری سازه اثرگذار بوده است.

کلمات کلیدی: دوران پلاستیک، پایداری کماتشی، تحلیل کماتش، تحلیل مودال، تحلیل تاریخچه زمانی، شاخص پایداری.

*نویسنده مسئول: علیرضا مرتضایی

پست الکترونیکی: a.mortezaei@semnaniau.ac.ir

DOI: 10.22065/jsce.2017.74562.1054

شناسه دیجیتال

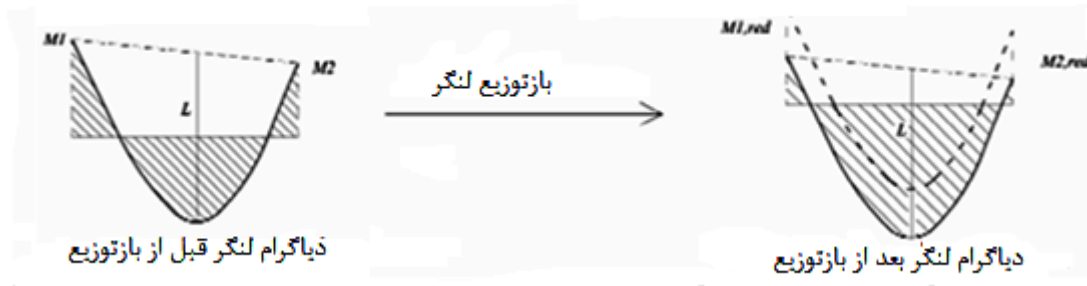
<http://dx.doi.org/10.22065/jsce.2017.74562.1054>

تاریخ دریافت مقاله: ۱۳۹۵/۰۹/۰۴، تاریخ پذیرش مقاله: ۱۳۹۶/۰۱/۲۱

۱- مقدمه

با توجه به قرارگیری ایران بر روی یکی از دو کمربند بزرگ لرزه‌خیزی جهان موسوم به آلپاید، هرازگاهی زمین‌لرزه‌های بزرگی در آن به وقوع می‌پیوندد. وقوع این زلزله‌های مخرب در همه نقاط کشور، شناخت رفتار لرزه‌ای سازه‌های ساختمانی را بیش از پیش با اهمیت ساخته است. بنابراین بدیهی است که تأمین ایمنی لرزه‌ای ساختمان‌ها و حصول سطح عملکرد موردانتظار جزء اولویت‌های عملکردی سازه محسوب می‌شود. امروزه تحلیل و طراحی سازه‌های ساختمانی بر مبنای آنالیز خطی معادل و بازتوزیع لنگر روش شناخته شده‌ای می‌باشد و آیین‌نامه‌های مختلف ضوابطی را برای میزان بازتوزیع مجاز معرفی می‌کنند. اکثر مطالعات در این زمینه مربوط به بار ثقیلی می‌باشند و مبحث نهم مقررات ملی ساختمان نیز ضابطه بازتوزیع را تنها به بارهای ثقیلی محدود نموده است [۱]. این در حالی است که تحت اثر بارهای لرزه‌ای رفتار غیرخطی، تشکیل مفاصل پلاستیک، و بازتوزیع لنگر اتفاق می‌افتد و آیین‌نامه‌هایی نظیر آیین‌نامه بتن آمریکا و کانادا بازتوزیع لنگر را تحت اثر بارهای جانبی و زلزله مجاز می‌دانند.

دو نوع بازتوزیع شامل بازتوزیع پلاستیک و بازتوزیع الاستیک دراعضا از هم تفکیک می‌شوند. عوامل موثر بر بازتوزیع شامل تغییر در سختی اعضا (به دلیل آرماتورگذاری)، ترک‌خوردگی، نوع بار، نوع سازه، مقاومت بتن، لاغری عضو، نسبت آرماتور طولی و عرضی، عمق نسبی تار خنثی، ظرفیت چرخش پلاستیک و شکل‌پذیری بوده که مورد مطالعه قرار می‌گیرند. منحنی لنگر حاصل از تحلیل الاستیک خطی در سازه‌ها، دارای نقاط حداکثری می‌باشد، که نشان دهنده مقطع با بیشترین مقدار لنگر منفی یا مثبت است. در این مناطق، مفاصل پلاستیک (ناشی از ترک خوردن بتن و تسلیم آرماتور) می‌تواند تشکیل شود، به طوری که اگر ظرفیت مقطع در این مناطق از لنگر حاصل از تحلیل کمتر باشد، مقطع در آن ناحیه تسلیم شده و دچار چرخش پلاستیک می‌شود، و امکان انتقال لنگر را از این مقطع به مقاطع دیگر فراهم می‌سازد، که این پدیده بازتوزیع پلاستیک لنگر نامیده می‌شود (شکل ۱).



شکل ۱: منحنی لنگر قبل و بعد از بازتوزیع لنگر.

۲- تاریخچه تحقیقات

لوپز و همکاران [۲] روشهای مختلفی را جهت اندازه‌گیری میزان بازتوزیع لنگر مورد بررسی قرار دادند که معروف ترین آنها استفاده از درجه بازتوزیع لنگر بود که به صورت زیر تعریف می‌گردد:

$$\beta = 1 - \frac{M}{M_e} \quad (1)$$

در این رابطه M لنگر واقعی و M_e لنگر محاسبه‌شده بر اساس تئوری الاستیک خطی است.

در بارگذاری اولیه به دلیل آنکه هیچ بازتوزیع لنگری در مرحله الاستیک رخ نمی‌دهد، ضریب فوق برابر صفر است. هنگامی که اولین ترک در تکیه‌گاه شکل می‌گیرد بازتوزیع لنگر اتفاق می‌افتد. در پی آن بازتوزیع لنگر ادامه یافته و مفاصل پلاستیک در سازه شکل گرفته تا آنکه یک مکانیزم شکست در سازه رخ داده و سازه منهدم می‌گردد. در صورت وجود شکل‌پذیری کافی، دیاگرام لنگر خمشی الاستیک اولیه

به طور قابل ملاحظه‌ای متفاوت از دیاگرام لنگر خمشی بازتوزیع شده نهایی در مرحله شکست نهایی می‌باشد. بنابراین نسبت لنگر خمشی منفی به لنگر خمشی مثبت ثابت باقی نمی‌ماند.

الرفایی و همکاران [۳] مقدار بازتوزیع لنگر (MR) در هر گام بارگذاری را مشابه رابطه (۱) به صورت زیر تعیین نمودند:

$$MR(\%) = 100(1 - \frac{M_{redistributed}}{M_{elastic}}) \quad (2)$$

که $M_{redistributed}$ لنگر خمشی بازتوزیع شده در یک ناحیه بحرانی در بار اعمالی و $M_{elastic}$ لنگر خمشی الاستیک حاصل از تحلیل الاستیک در همان نقطه است.

کارمو و لوپز [۴] با انجام کارهای آزمایشگاهی به بررسی بازتوزیع لنگر و ظرفیت دوران پلاستیک در تیرهای بتن آرمه با مقاومت بالا پرداختند. آنها ۱۰ تیر دو دهانه بتنی با مقاومت بالا با مقدار آرماتور طولی و عرضی متفاوت را تا مرحله شکست آزمایش نمودند. نتایج نشان دادند فولاد کششی تاثیر قابل ملاحظه بر روی شکل پذیری و بازتوزیع لنگر در تیرهای بتنی مقاومت بالا دارد.

در سال ۲۰۰۸ آزمایش‌هایی بر روی تیرهای کامپوزیت بتنی - فولادی پیوسته توسط چن و جیا [۵] انجام و بازتوزیع لنگر مورد نیاز در این تیرهای پیوسته دو دهانه محاسبه گردید. تیرهای کامپوزیت مورد مطالعه بر روی تکیه‌گاه‌های میانی پیوسته و تحت توزیع بارگذاری یکنواختی قرار داشتند. برای تحقق طراحی کامل پلاستیک، ظرفیت دوران مناسبی در مفصل‌های نزدیک تکیه‌گاه میانی تیرهای کامپوزیت پیوسته مورد نیاز بود. نتایج نشان دادند با کاهش نسبت لنگر مقاوم منفی نسبت به مثبت، بازتوزیع لنگر مورد نیاز افزایش می‌یابد. اما هنگامی که دهانه‌ها متفاوت بوده و یا تفاوت بارگذاری در دو دهانه افزایش می‌یابد، بازتوزیع کاهش می‌یابد. یک روش جدید نیز توسط این محققین برای ارزیابی بازتوزیع لنگر موجود بر اساس ظرفیت دوران در مفاصل پلاستیک فرضی یک تیر کامپوزیت توسعه داده شد.

مرتضایی و خیرالدین [۶] به بررسی شرایط بازتوزیع لنگر در قابهای بتن آرمه به کمک روش اجزاء محدود پرداختند. در این مطالعه علاوه بر بارگذاری ثقلی، بار جانبی نیز به قابها وارد گردید و روابط ساده‌ای برای محاسبه دوران پلاستیک مورد نیاز ارائه گردید. نتایج نشان دادند با افزایش طول دهانه قابها مقدار نیاز بازتوزیع افزایش می‌یابد.

کاساپوقلو و کامینسکی [۷] جهت مدل‌سازی خسارت و بازتوزیع نیرو در کامپوزیت‌ها تحت بارگذاری خستگی کششی، یک مدل خستگی بر اساس احتمال شکست مرحله به مرحله توسعه دادند. امتیاز این روش نسبت به روشهای قبلی این بود که در این روش احتمال شکست دیگر ثابت نبود و انواع خسارت ایجاد شده در سازه و بازتوزیع بار مرتبط با آن قابل محاسبه بود.

در سال ۲۰۱۰ فرهد و مستوفی‌نژاد [۸] به بررسی آزمایشگاهی بازتوزیع لنگر در تیرهای پیوسته ۶ قاب دو دهانه مسلح شده با ورق‌های CFRP پرداختند. نتایج نشان داد بیشترین مقدار ظرفیت باربری برابر با ۳۸ درصد در قاب‌هایی که همزمان در پایین دهانه میانی و بالای اتصال تیر ستون تقویت شده‌اند، در مقایسه با دیگر پیکربندی‌های CFRP، اتفاق می‌افتد و بازتوزیع لنگر می‌تواند در قاب‌های پیوسته‌ی تقویت شده با صفحات CFRP اتفاق بیفتد. بازتوزیع لنگر در این قاب‌ها به دلایل مختلفی چون ترک خوردگی بتن، تنش تسلیم فولاد و لغزش تدریجی صفحه تقویت کننده در نقطه تماس با بتن رخ داد.

در سال ۲۰۱۱ راه حل تحلیلی جدیدی برای تخمین بازتوزیع تنش‌های بین لایه‌ای در تیرهای بتن مسلح مقاوم سازی شده با FRP توسط ژانگ و همکارش [۹] ارائه شد. نتایج عددی نشان داد که تمرکز تنش در لایه‌ی مشترک FRP و بتن با گذشت زمان از بین می‌رود. بار محوری در صفحه‌ی FRP نیز با گذشت زمان، به علت خزش در لایه‌ی چسب، کاهش می‌یابد. در هر حال، این کاهش محدود به ناحیه‌ی کوچکی در نزدیکی انتهای صفحه FRP می‌شود.

با هدف ارزیابی بازتوزیع لنگر در تیرهای پیوسته بتنی مسلح شده با میلگردهای FRP آزمایشاتی توسط کارا و آشور [۱۰] انجام شد. نتایج نشان دادند انحنای مقاطع مسلح به FRP در لحظه گسیختگی FRP زیاد بوده اما تسلیم بطور ناگهانی رخ می‌دهد که اجازه هیچگونه

بازتوزیع لنگری را نمی‌دهد. مقاطع پرفولاد، چه با فولاد معمولی و چه با فولاد FRP، تسلیم تردی را نشان دادند، اما به دلیل ضریب ارتجاعی کمتر میلگرد FRP نسبت به آرماتور فولادی مقاطع مسلح به میلگرد FRP، انحنای بیشتری را در لحظه تسلیم تجربه کردند.

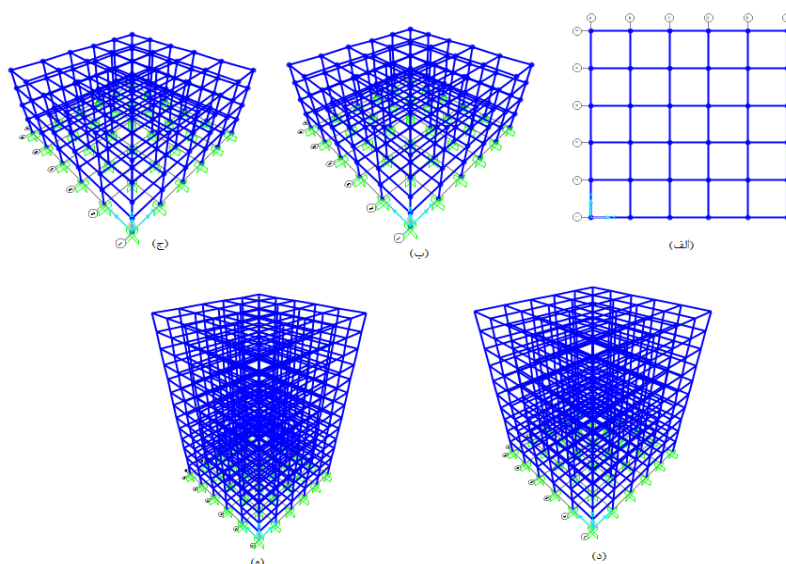
باگ و همکاران [۱۱] نتایج حاصل از یک برنامه آزمایشگاهی را با هدف بررسی پدیده بازتوزیع لنگر در سازه‌های بتن آرمه تحت اثر بارهای استاتیکی ارائه دادند. نتایج نشان‌دادند تکامل تدریجی بازتوزیع لنگر و همچنین پدیده بازتوزیع در حالت حدی نهایی به چیدمان آرماتورهای طولی بستگی داشته در حالیکه تاثیر نسبت فولاد عرضی تا مرحله تسلیم آرماتورهای طولی ناچیز است.

تاج‌الدینی و همکاران [۱۲] به ارزیابی بازتوزیع لنگر و تخمین ظرفیت بازتوزیع در تیرهای بتنی پیوسته مسلح‌شده با FRP پرداختند. آنها با آزمایش ۱۲ نمونه تیر پیوسته T شکل، یک سازوکار تحلیلی جدیدی را برای تعیین بازتوزیع لنگر پیشنهاد دادند. نتایج نشان‌دادند در صورتیکه مقاومت‌سازی به کمک FRP به درستی انجام پذیرد، بازتوزیع لنگر خارج از ناحیه مقاومت‌سازی نیز رخ خواهد داد و دلیلی برای محدود کردن این توزیع لنگر به نواحی مقاومت‌سازی شده وجود ندارد.

بررسی تاریخچه تحقیقات نشان می‌دهد که در روشهای مرسوم طراحی لرزه‌ای مفهوم بازتوزیع لنگر در تحلیل خطی به خوبی شناخته شده و به طور گسترده‌ای مورد استفاده قرار می‌گیرد. مطالعات زیادی مرتبط با این موضوع وجود داشته و آیین‌نامه‌های مختلف [۱۳-۱۷] مقادیر متفاوتی را جهت بازتوزیع مجاز پیشنهاد داده‌اند. برخلاف اهمیت موضوع، بیشتر مطالعات انجام‌شده محدود به تیرهای پیوسته متقارن تحت بار ثقلی بوده‌اند. این واقعیت که ممکن است در بیشتر حالات تیرها متقارن نبوده و علاوه بر بارهای ثقلی تحت اثر بارهای لرزه‌ای قرار گیرند مغفول مانده است. لذا در این مقاله، مدل‌های سه‌بعدی ساختمانی، با تعداد طبقات ۴، ۷، ۱۰ و ۱۳ طبقه، تحت اثر بارهای ثقلی و هفت رکورد زمین‌لرزه تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی و همچنین تحلیل بارافزون می‌شوند تا تأثیر پدیده بازتوزیع لنگر بر پایداری و عملکرد ساختمان‌های بتن آرمه با سیستم قاب خمشی مورد بررسی قرار گیرد.

۳- روش تحقیق

در این مطالعه از برنامه‌ی SAP18.1.1 برای تحلیل و طراحی ساختمانها استفاده شده است. این برنامه به عنوان ابزاری جهت تحلیل استاتیکی و دینامیکی خطی و غیرخطی سازه‌های بتن‌آرمه تحت بارهای لرزه‌ای به کار می‌رود. برنامه‌ی SAP مدل ساختمان‌ها را به صورت دوبعدی و سه بعدی پذیرفته و تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی را در یک امتداد انجام می‌دهد. در تحلیل استاتیکی زمان تناوب طبیعی سازه را محاسبه می‌نماید و در بخش تحلیلی دینامیکی، مقادیر حداکثر پاسخ را ارائه می‌دهد [۱۸].



شکل ۲: (الف) پلان ساختمان‌های مورد بررسی، (ب) نمای ساختمان ۴ طبقه، (ج) نمای ساختمان ۷ طبقه، (د) نمای ساختمان ۱۰ طبقه و (ه) نمای ساختمان ۱۳ طبقه.

مدلهای انتخابی با استفاده از این برنامه به صورت استاتیکی خطی تحلیل و طراحی شده و سپس تحلیل‌های غیرخطی استاتیکی بارافزون و دینامیکی تاریخچه‌زمانی بر روی این سازه‌ها انجام می‌گردد. در این مقاله از چهار نوع تحلیل شامل بارافزون، کماتش، مودال و تاریخچه‌زمانی استفاده شده و نتایج مورد بررسی و مقایسه قرار گرفته‌اند. ساختمانهای مورد بررسی با ۵ دهانه ۵ متری در هر دو جهت دارای تعداد طبقات ۴، ۷، ۱۰ و ۱۳ می‌باشند (شکل ۲). ارتفاع طبقات سازه‌های ۳/۲ متر و سیستم مقاوم در برابر بار جانبی، قاب خمشی با شکل‌پذیری متوسط در نظر گرفته شده است. مدول الاستیسیته بتن طبق مبحث نهم مقررات ملی ساختمان و ضرایب ترک‌خوردگی بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ ایران ویرایش چهارم [۱۹] در نظر گرفته شده و مقاطع مورد استفاده جهت اعضای سازه‌ای در جدول ۱ آمده است.

جدول ۱: مقاطع مورد استفاده

نام طبقه	مقطع ستون	مقطع تیر (عرض × ارتفاع)
طبقه ۴	طبقات اول و دوم ۴۰×۴۰	۴۰×۴۵
	طبقات سوم و چهارم ۳۵×۳۵	۳۵×۴۰
	طبقه اول و دوم ۵۰×۵۰	۵۰×۵۵
طبقه ۷	طبقات سوم و چهارم ۴۵×۴۵	۴۵×۵۰
	طبقات پنجم تا هفتم ۴۰×۴۰	۴۰×۴۵
	طبقات اول تا سوم ۵۵×۵۵	۵۵×۶۰
طبقه ۱۰	طبقات چهارم تا ششم ۵۰×۵۰	۵۰×۵۵
	طبقات هفتم و هشتم ۴۵×۴۵	۴۵×۵۰
	طبقات نهم و دهم ۴۰×۴۰	۴۰×۴۵
طبقه ۱۳	طبقات اول تا سوم ۶۰×۶۰	۶۰×۶۵
	طبقات چهارم تا ششم ۵۵×۵۵	۵۵×۶۰
	طبقات هفتم و هشتم ۵۰×۵۰	۵۰×۵۵
	طبقات نهم و دهم ۴۵×۴۵	۴۵×۵۰
	طبقات یازدهم تا سیزدهم ۴۰×۴۰	۴۰×۴۵

۴- تحلیل سازه‌های مورد بررسی

۴-۱- تحلیل بارافزون

امروزه نگرش‌های جدیدی در طراحی لرزه‌ای سازه‌ها مورد توجه محققین بوده که در این بین، طراحی بر اساس عملکرد از آنجا که با فلسفه کنترل خسارت انجام می‌پذیرد، جایگاه ویژه‌ای را کسب نموده است. تحقیقات نشان داده که جابجایی‌ها و تغییر شکل‌ها، بهتر و مؤثرتر از نیروها بیانگر حالات حدی در کنترل خسارت می‌باشند. بر این اساس، روش "طراحی بر اساس تغییر مکان" پیشنهاد و توسعه داده شد که در آیین‌نامه‌ها و دستورالعمل‌هایی از جمله ATC-40 [۲۰] و FEMA-۳۵۶ [۲۱] مورد توجه قرار گرفت. در طراحی بر اساس عملکرد، روش آنالیز استاتیکی غیرخطی نقش مهمی را ایفا می‌کند. این روش یک ابزار متداول برای ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه‌های موجود و طراحی سازه‌های جدید می‌باشد. روش تحلیل پوش‌آور متعارف برای ساختمان‌های کوتاه و میان‌مرتبه مناسب بوده و در ساختمان‌های بلندمرتبه و نامتقارن در پلان می‌بایست با دقت بالاتری مورد استفاده قرار گیرد که علت آن تأثیر مودهای ارتعاشی بالاتر و اثر مودهای پیچشی بر رفتار سازه در ساختمان‌های بلند و نامتقارن در پلان می‌باشد.

تغییر مکان هدف در این تحقیق از رابطه (۳) محاسبه می‌گردد که در این رابطه H ارتفاع سازه‌ای از تراز پایه می‌باشد:

$$U = 0.04H \quad (3)$$

از آنجایی که در منحنی ظرفیت سازه خروجی نرم‌افزار محدود به نقطه تغییر مکان هدف می‌گردد، به منظور استفاده از داده‌های میانی این منحنی، ۴ نقطه دیگر حداقل تشکیل اولین مفصل پلاستیک (A) و نقطه شکست سازه (E) تعریف گردید که اطلاعات مربوط به مقادیر تغییر مکان متناظر با تغییر مکان هدف در جدول ۲ آورده شده است.

جدول ۲: مقدار تغییر مکان هدف (متر)

تعداد طبقات ارتفاع سازه بام	A	B	C	D	E
۴ طبقه ۱۲/۸ متر	۰/۰۸	۰/۲۱	۰/۳۴	۰/۴۷	۰/۶
۷ طبقه ۲۲/۴ متر	۰/۱۴۵	۰/۲۳۵۵	۰/۴۵۶۵	۰/۶۷۷۵	۰/۹
۱۰ طبقه ۳۲ متر	۰/۰۱	۰/۳۳۲	۰/۶۵۴	۰/۹۷۶	۱/۳
۱۳ طبقه ۴۱/۶ متر	۰/۰۰۷	۰/۴۳	۰/۸۵۳	۱/۲۷۶	۱/۷

۴-۲- تحلیل کمانش

تحلیل کمانش خطی به جستجوی مودهای ناپایداری سازه به دلیل اثر پی-دلتا تحت مجموعه‌ی مشخصی از بارها می‌پردازد. تحلیل کمانش، روش حل مسئله‌ی مقدار مشخصه‌ی تعمیم‌یافته (کلی) را بر اساس رابطه (۴) وارد می‌کند.

$$[K - \lambda G(r)]\psi = 0 \quad (4)$$

که K ماتریس سختی، $G(r)$ سختی هندسی (پی-دلتا) به علت بردار بار r ، λ ماتریس قطری مقادیر مشخصه، و ψ ماتریس مقادیر مشخصه مربوطه (شکل مودها) می‌باشد. هر جفت مقدار مشخصه-بردار مشخصه یک مود کمانشی سازه نامیده می‌شود. این مودها به وسیله اعداد از ۱ تا n بدین ترتیب که مودها به وسیله برنامه پیدا شوند، شناسایی می‌شوند. مقدار مشخصه λ ضریب کمانش نامیده می‌شود. این مقدار مشخصه ضریب مقیاسی است که باید در بارهای r ضرب شود تا در مود مورد نظر باعث کمانش شود. همچنین می‌توان به آن همانند یک ضریب اطمینان نگاه کرد که اگر ضریب کمانش بزرگتر از یک باشد، بارهای داده شده باید افزایش داده شوند تا موجب کمانش شوند، اگر کمتر از یک باشد، بارها باید کاهش داده شوند تا از کمانش جلوگیری شود. ضریب کمانش همچنین می‌تواند منفی باشد، این بیان می‌کند که اگر بارها عکس شوند، کمانش اتفاق خواهد افتاد. برخلاف مودهای ارتعاش طبیعی، یک مجموعه مود کمانشی برای سازه وجود ندارد. باید به طور واضح کمانش را برای هر مجموعه (ترکیب) بار مورد نظر ارزیابی نمود.

۴-۳- تحلیل مودال

تحلیل مودال برای تعیین مودهای ارتعاش یک سازه مورد استفاده قرار می‌گیرد. همچنین می‌تواند به عنوان اصل رویهم نهی در طیف پاسخ و تحلیل تاریخچه‌زمانی مودال مورد استفاده قرار گیرد. تحلیل بردار مشخصه، شکل مودهای ارتعاش آزاد نامیرا و فرکانس‌های سیستم را تعیین می‌کند. این مودهای طبیعی دید خوبی را در رفتار سازه فراهم نموده و می‌توانند به عنوان اساس آنالیز طیف پاسخ یا تاریخچه‌زمانی مورد استفاده قرار گیرند. تحلیل بردار مشخصه روش حل مسائل مقدار مشخصه تعمیم‌یافته را بر اساس رابطه (۵) وارد می‌کند:

$$[K - \Omega^2 M]\Phi = 0 \quad (5)$$

که K ماتریس سختی، M ماتریس قطری جرم، Ω^2 ماتریس قطری مقادیر مشخصه، و Φ ماتریس بردارهای مشخصه‌ی مربوطه است.

۴-۴- تحلیل تاریخچه‌زمانی

حرکت زمین در تعیین اثر زلزله بر ساختمان‌ها را می‌توان مستقیماً با منظور نمودن تغییرات شتاب با زمان در تحلیل دینامیکی سازه به دست آورد. استفاده از این روش در کلیه ساختمان‌ها مجاز است. در این روش شتاب‌نگاشت یک یا چند زلزله را با کمک مدل‌سازی نرم‌افزاری به سازه وارد نموده به طوری که خروجی حاصل شده از نرم افزار، نحوه‌ی تغییر پارامترهای مختلفی از جمله جابجایی، شتاب، نیرو و برش پایه‌ی ساختمان را در طول زمان زلزله نشان می‌دهد. انجام تحلیل‌های تاریخچه‌زمانی معمولاً روندی طولانی و وقت‌گیر دارند و به همین علت غالباً از آنها برای طراحی سازه‌های خاص و بسیار پراهمیت استفاده می‌شود. یکی از قدم‌های بسیار مهم و تأثیرگذار در تحلیل

تاریخچه‌زمانی غیرخطی انتخاب شتاب‌نگاشت است، زیرا نتایج حاصل از این نوع تحلیل به طور محسوسی به نوع شتاب‌نگاشت‌های انتخاب شده بستگی دارد. لذا در این مقاله پس از بررسی رکوردهای مختلف، ۷ رکورد بر اساس شرایط ساختگاه و موقعیت مدل‌های مورد بررسی انتخاب شدند که اطلاعات مربوط به آنها و همچنین طیف شبه شتاب مربوطه به ترتیب در جدول ۳ و شکل ۳ آورده شده است. این رکوردها در محدوده بزرگای ۵/۵ الی ۷/۵ ریشتر انتخاب شدند و فاصله‌ای بین ۵ الی ۲۰ کیلومتر نسبت به گسل مسبب داشتند.

در این مقاله برای تحلیل تاریخچه‌زمانی دو شاخص پایداری پیشنهاد شده است. شاخص پیشنهادی (۱) به صورت

$$ST_1 = (VH + P\Delta)/(VH)_{\max} \quad (6)$$

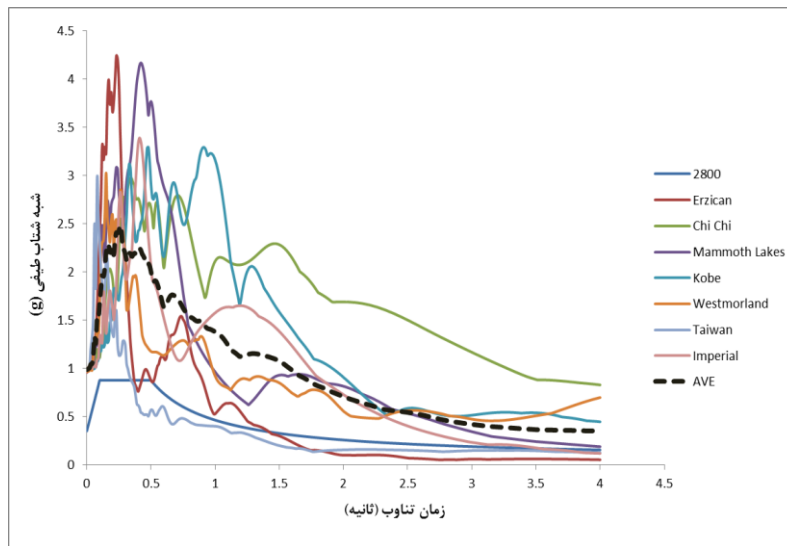
تعریف شده که این رابطه بیانگر میزان لنگر ناشی از برش طبقه بعلاوه لنگر ناشی از بار ثقلی در تغییرمکان جانبی نسبت به لنگر حداکثر ناشی از برش طبقه می‌باشد. شاخص پیشنهادی (۲) نیز به صورت

$$ST_2 = (P\Delta)/(VH)_{\max} \quad (7)$$

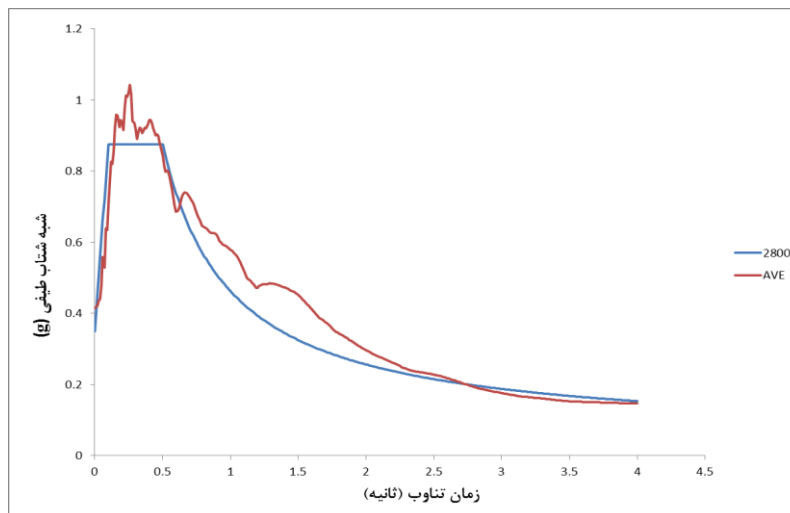
بیان شده که این شاخص بیانگر لنگر ناشی از حاصلضرب بارثقلی در تغییرمکان جانبی نسبت به لنگر حداکثر ناشی از برش طبقه می‌باشد.

جدول ۳: اطلاعات مربوط به رکوردهای انتخابی

رکورد زلزله	مکان و تاریخ وقوع زلزله	مؤلفه	حداکثر شتاب زمین (g)	حداکثر شتاب زمین (cm/s)	حداکثر تغییرمکان زمین (m)
Kocaeli Turkey	Izmit- 1999	D2	0.134g	299.156	2.767
Loma Prieta	Gilroy-Historic Bldg-1989	D1	0.285g	151.417	0.348
Landers	Lucerne-1992	D1	0.789g	31.657	2.065
Morgan Hill	Gilroy Array-1984	D2	0.223g	50.561	0.12
Chi Chi Taiwan	Taiwan-1999	D2	0.341g	118.829	2.243
Cape Mendocino	Bunker Hill FAA-1992	D1	0.177g	383.571	2.202
Christchurch Newzealand	Restharen-2011	D1	0.371g	130.139	0.476



(الف)

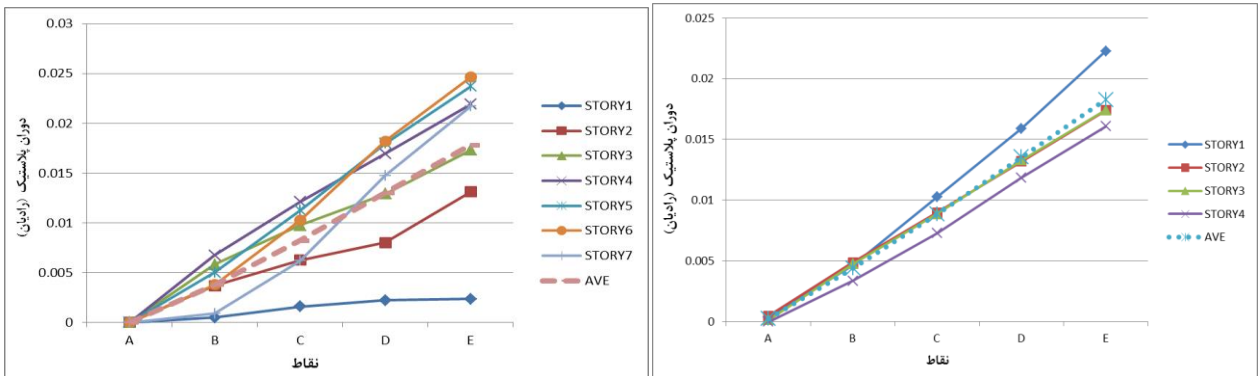


(ب)

شکل ۳: (الف) طیف شبه شتاب رکوردهای انتخابی، (ب) طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰ به همراه متوسط طیف شبه شتاب رکوردهای مقیاس شده.

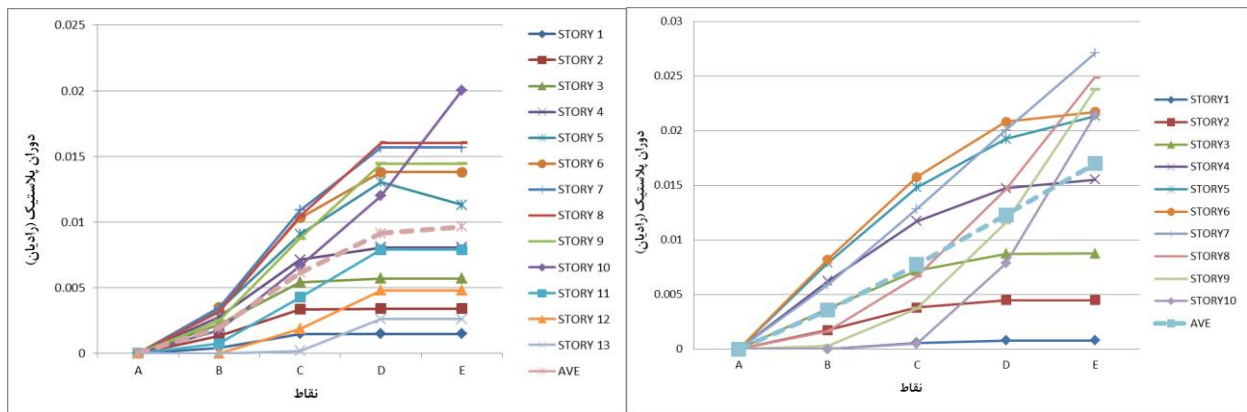
۵- ارائه و تفسیر نتایج تحلیل

مقادیر مربوط به دوران پلاستیک و ضریب کمانش در مدل‌های مختلف تحت اثر رکوردهای انتخابی به ترتیب در اشکال ۴ و ۵ و جدول ۴ آورده شده است. با توجه به شکل ۵ با افزایش شماره مودها ضریب کمانش افزایش می‌یابد. با افزایش بار جانبی در تحلیل بارافزون و افزایش تغییرمکان سازه میانگین دوران پلاستیک نیز در سازه افزایش می‌یابد. با تشکیل اولین مفصل پلاستیک انتظار می‌رود سختی سازه کم شود و ضریب کمانش کاهش یابد. با افزایش بار جانبی و افزایش تغییرمکان سازه میانگین دوران پلاستیک به $0/005$ رادیان رسیده که حاکی از کاهش $96/2$ درصدی ضریب کمانش نسبت به نقطه اولیه (O) است و از $0/006$ رادیان در مود کمانشی اول سازه وارد حالت ناپایدار می‌گردد (شکل ۶).



(ب)

(الف)



(د)

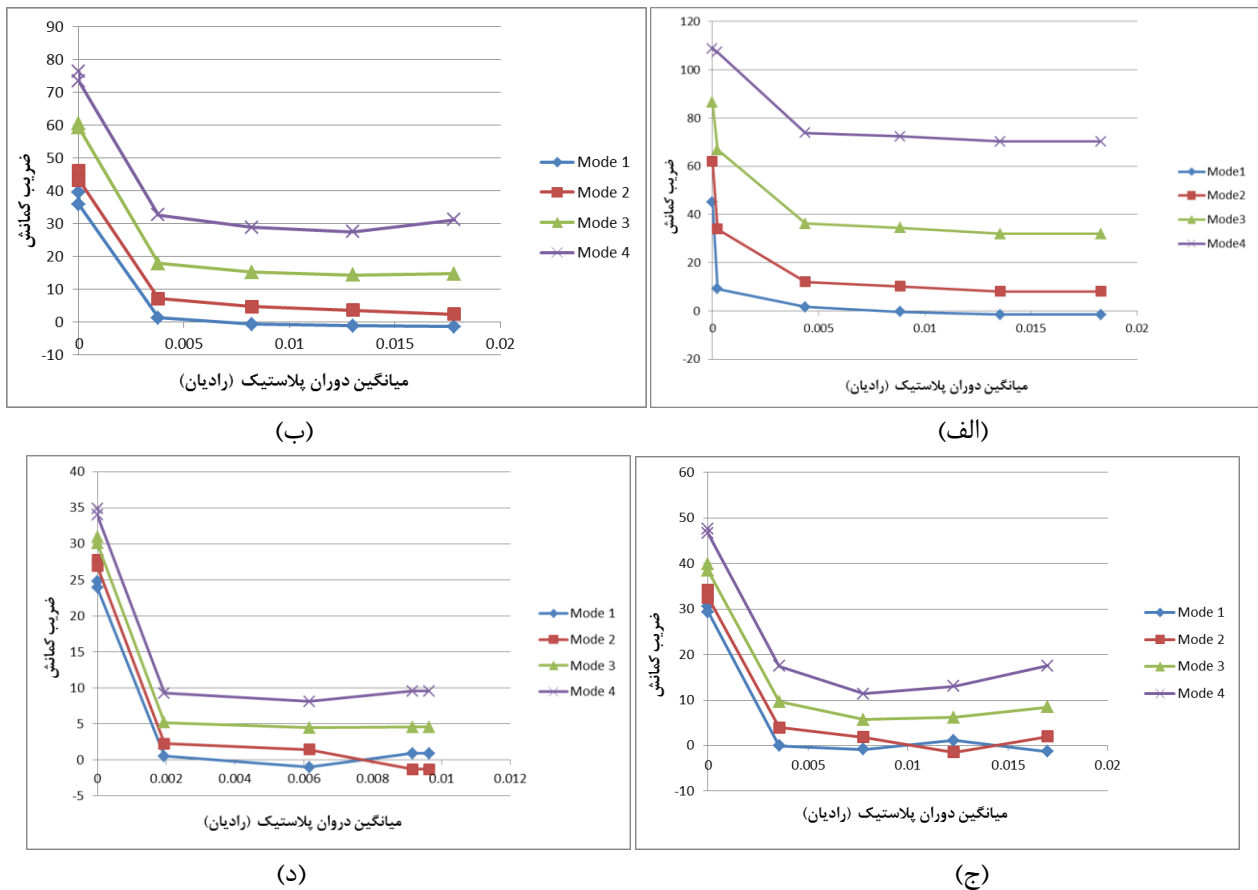
(ج)

شکل ۴: نمودار دوران پلاستیک بر حسب رادین ساختمان (الف) ۴ طبقه، (ب) ۷ طبقه، (ج) ۱۰ طبقه، (د) ۱۳ طبقه.

جدول ۴: بیشترین مقدار دوران پلاستیک در سازه‌ها

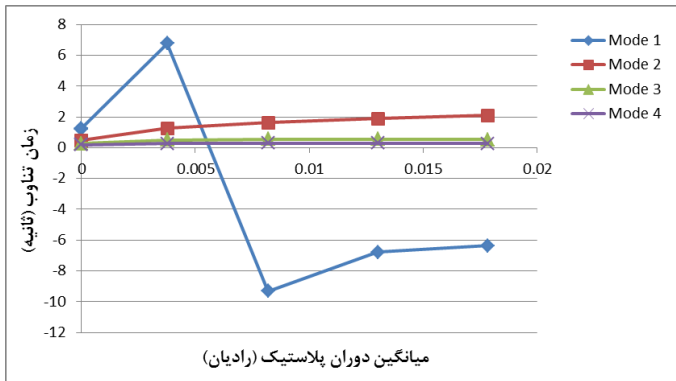
تعداد طبقات	طبقه ای که بیشترین دوران را داشته است	مقدار دوران بر حسب رادین در طبقه مورد نظر
۴ طبقه	طبقه اول	۰/۰۲۲
۷ طبقه	طبقه ششم	۰/۰۲۴۶
۱۰ طبقه	طبقه هفتم	۰/۰۲۷
۱۳ طبقه	طبقه دهم	۰/۰۲۰

در شکل ۵-ج میانگین دوران پلاستیک تا ۰/۰۰۵ رادین، میزان ضریب کمناش نسبت به نقطه اولیه (O) تا ۱۰۶/۴ درصد در مود اول کمناش کاهش پیدا کرده که این به معنای ناپایداری سازه در این مقدار دوران است. در ۰/۰۱۲ رادین سازه در مود دوم کمناش وارد ناپایداری شده است. با توجه به شکل ۵-د میانگین دوران پلاستیک تا ۰/۰۰۲ رادین، میزان ضریب کمناش نسبت به نقطه اولیه (O) تا ۹۸ درصد کاهش پیدا کرده و از ۰/۰۰۶ رادین سازه در مود اول کمناشی وارد ناپایداری شده و از ۰/۰۰۹۱ رادین در مود دوم کمناشی وارد ناپایداری شده است.

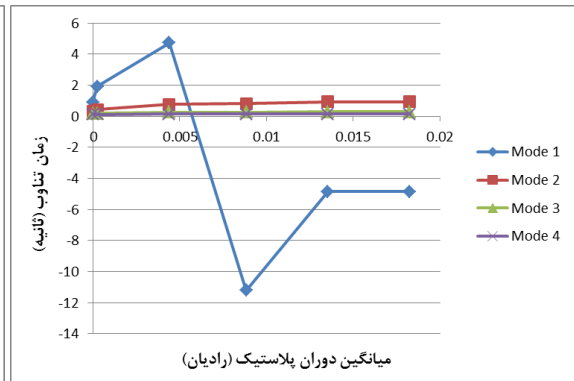


شکل ۵: نمودار ضریب کمانش - میانگین دوران پلاستیک ساختمان (الف) طبقه ۴، (ب) طبقه ۷، (ج) طبقه ۱۰، (د) طبقه ۱۳

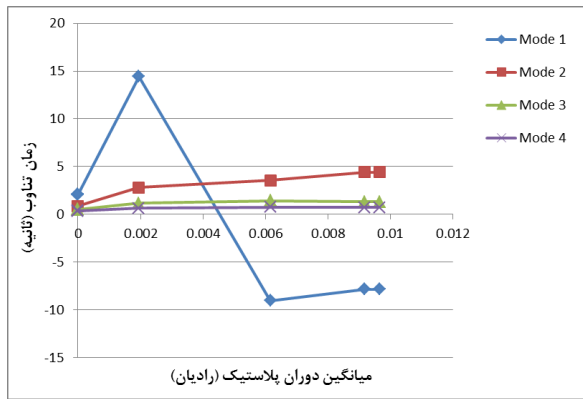
با توجه به نتایج ارائه شده در شکل ۶ انتظار می‌رود با به وجود آمدن مفاصل پلاستیک در سازه و کاهش سختی سازه میانگین دوران پلاستیک افزایش یافته و زمان تناوب سازه افزایش یابد. اما ملاحظه می‌شود با افزایش میانگین دوران پلاستیک از ۰/۰۰۵ رادیان در مود اول زمان تناوب طبیعی سازه منفی شده که این به معنای ناپایداری سازه می‌باشد. با ملاحظه سایر مودها مشخص می‌شود از ۰/۰۰۵ رادیان به بعد زمان تناوب طبیعی سازه تقریباً روند ثابتی را طی می‌نماید. در اشکال ۶-ج و ۶-د با افزایش میانگین دوران پلاستیک از ۰/۰۰۳۶ و ۰/۰۰۶ رادیان در مود اول زمان تناوب طبیعی سازه منفی شده که این به معنی ناپایداری سازه می‌باشد. با ملاحظه سایر مودها از ۰/۰۰۳۶ و ۰/۰۰۶ رادیان به بعد زمان تناوب طبیعی سازه تقریباً روند ثابتی را طی کرده است.



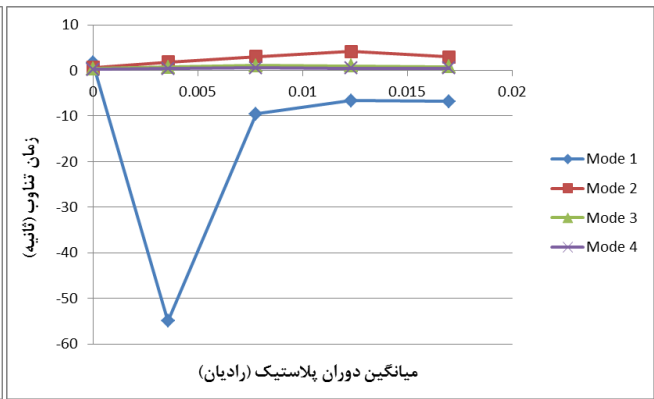
(ب)



(الف)

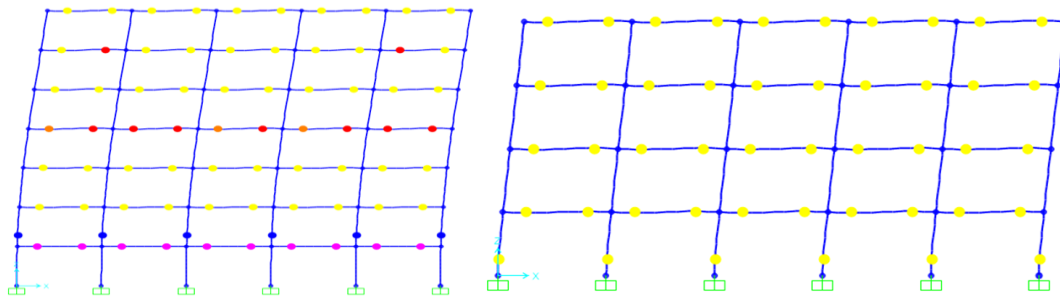


(د)



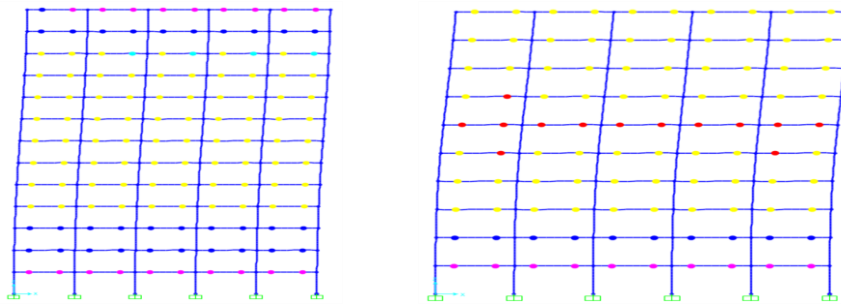
(ج)

شکل ۶: نمودار زمان تناوب - میانگین دوران پلاستیک ساختمان (الف) طبقه ۴، (ب) طبقه ۷، (ج) طبقه ۱۰، (د) طبقه ۱۳.



(ب)

(الف)



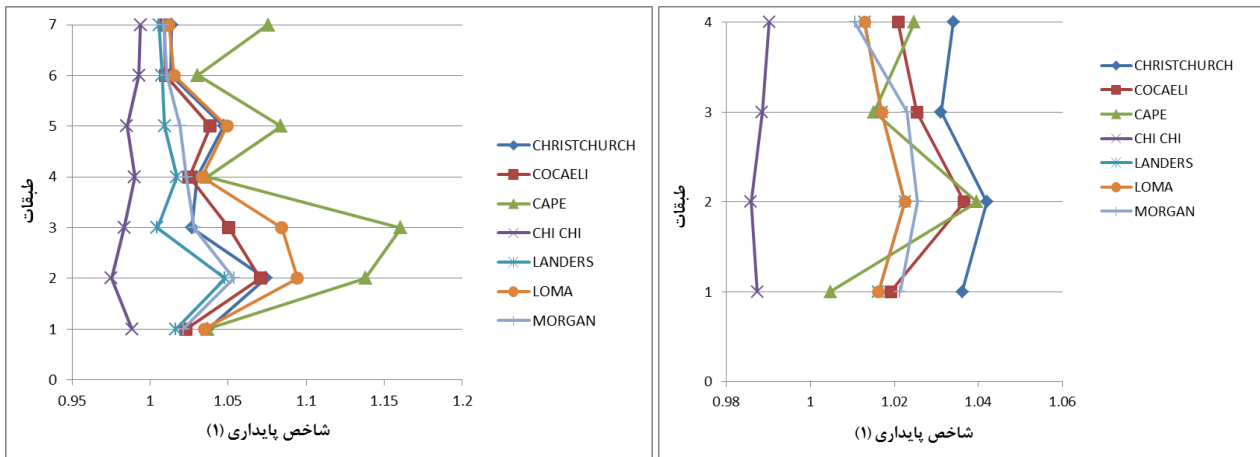
(د)

(ج)



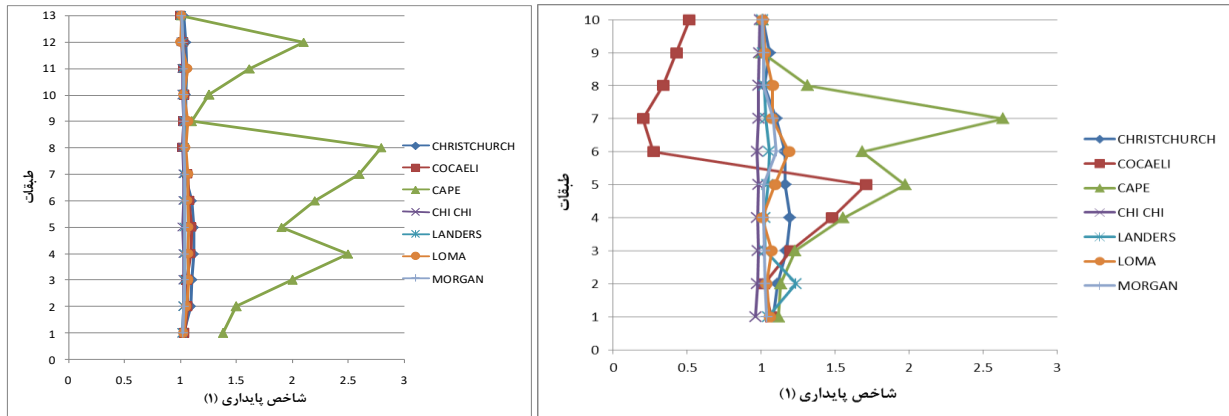
شکل ۷: الگوی تشکیل مفاصل پلاستیک در ساختمان (الف) طبقه ۴، (ب) طبقه ۷، (ج) طبقه ۱۰، (د) طبقه ۱۳.

الگوهای شکل‌گیری مفاصل پلاستیک در شکل ۷ و مقادیر تاریخچه زمانی شاخص‌های پایداری (۱) و (۲) در اشکال ۸ الی ۱۱ نشان می‌دهند که بازتوزیع لنگر در قابهای خمشی بتن آرمه نه فقط به شکل‌پذیری و ظرفیت دوران پلاستیک اعضا بستگی دارد بلکه به نوع بارگذاری و تفاوت سختی بین نواحی بحرانی لنگر مثبت و منفی بستگی دارد. در قابهای بتن آرمه که سختی خمشی نواحی تکیه‌گاهی متصل به ستون کمتر از نواحی وسط دهانه است، بازتوزیع مثبت لنگرها در تکیه‌گاه بعد از دوران و شکل‌گیری مفصل پلاستیک انجام می‌شود. به عبارت دیگر، هنگامی که سختی خمشی نواحی تکیه‌گاهی و نواحی شکل‌گیری مفصل پلاستیک بیشتر از وسط دهانه باشد، بازتوزیع مثبت در این نواحی به تدریج کاهش یافته و بازتوزیع منفی ظاهر شده و توسعه می‌یابد.



(ب)

(الف)



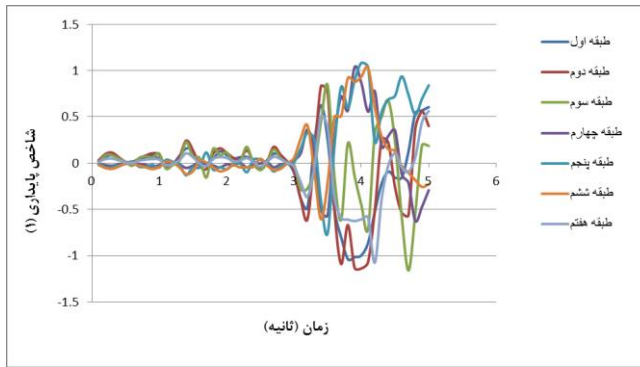
(د)

(ج)

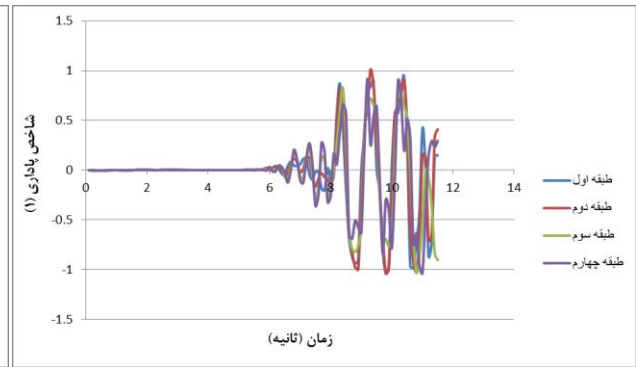
شکل ۸: نمودار شاخص پایداری (۱) برای ساختمان (الف) ۴ طبقه، (ب) ۷ طبقه، (ج) ۱۰ طبقه، (د) ۱۳ طبقه.

جدول ۵: اطلاعات مربوط به شاخص (۱)

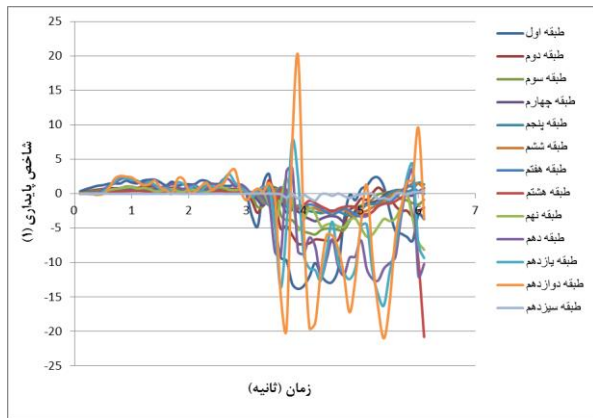
تعداد طبقات	مقدار حداکثر شاخص (۱)	محل وقوع حداکثر شاخص (۱)	رکورد زلزله‌ای که بیشترین تأثیر را داشته است	رکورد زلزله‌ای که کمترین تأثیر را داشته است
۴	۱/۰۴	۰/۵	Christchurch	Chi Chi
۷	۱/۱۷	۰/۴۳	Cape	Chi Chi
۱۰	۲	۰/۷	Cape	Kocaeli
۱۳	۲۱	۱	Cape	Chi Chi



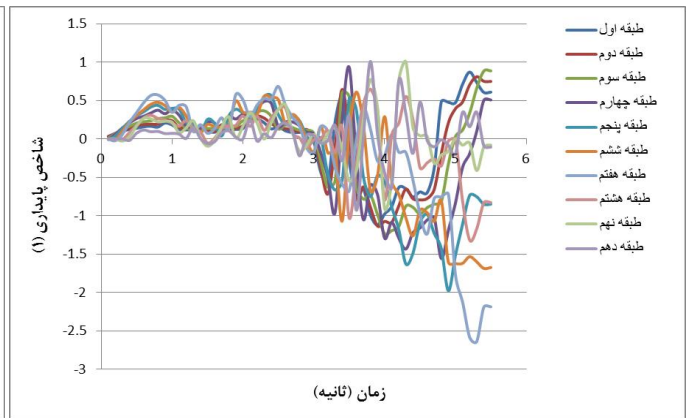
(ب)



(الف)



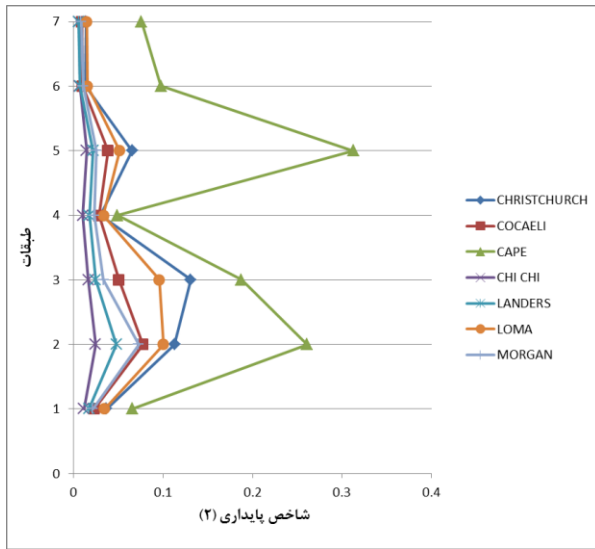
(د)



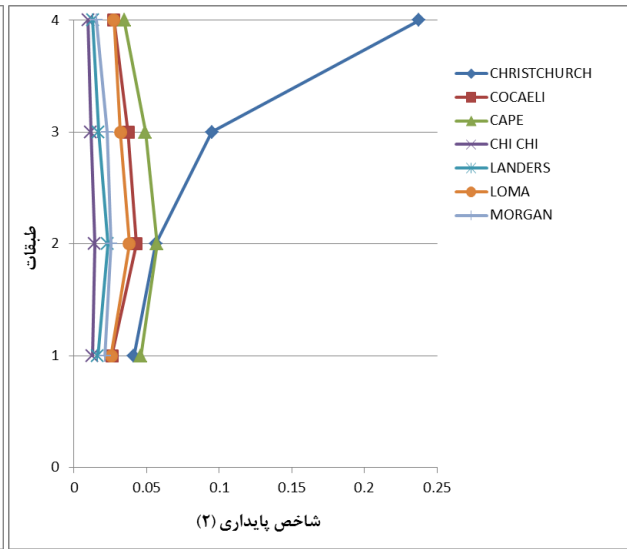
(ج)

شکل ۹: نمودار تاریخچه زمانی شاخص پایداری (۱) (الف) ساختمان ۴ طبقه تحت رکورد Christchurch، (ب) ساختمان ۷ طبقه تحت رکورد Cape، (ج) ساختمان ۱۰ طبقه تحت رکورد Cape، (د) ساختمان ۱۳ طبقه تحت رکورد Cape.

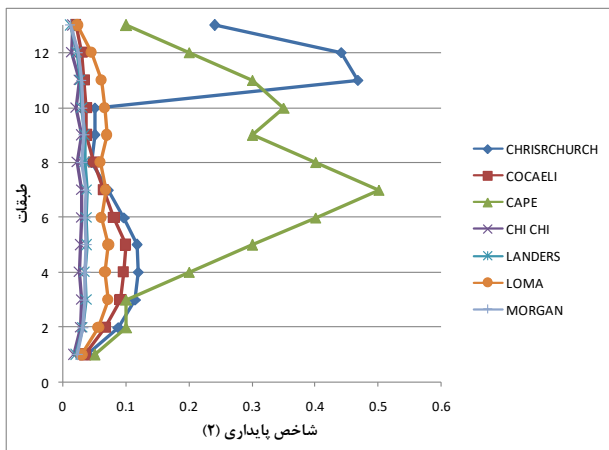
اشکال ۹ و ۱۱ همچنین نمودار تاریخچه زمانی شاخص‌های پایداری (۱) و (۲) را در ساختمانهای مورد بررسی تحت رکوردهای تعیین کننده با مقادیر حداکثر پاسخ نشان می دهند. ساختمان ۴ طبقه تحت رکورد Christchurch و ساختمان های ۷، ۱۰ و ۱۳ طبقه تحت رکورد Cape دارای بیشترین مقادیر هستند.



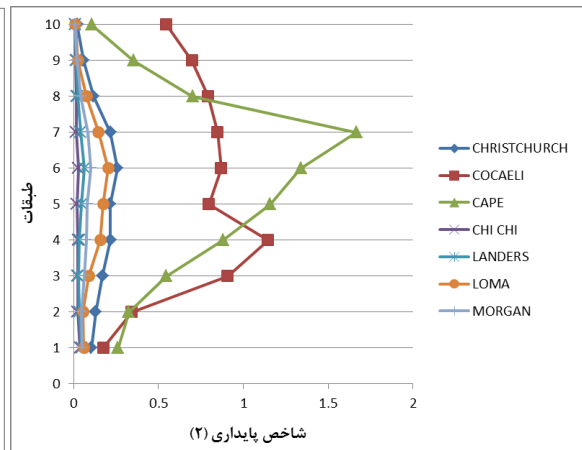
(ب)



(الف)

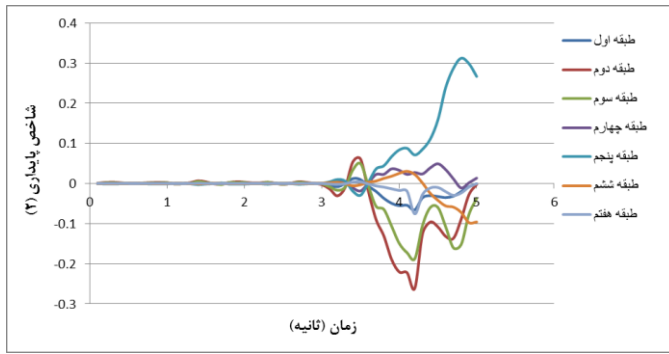


(د)

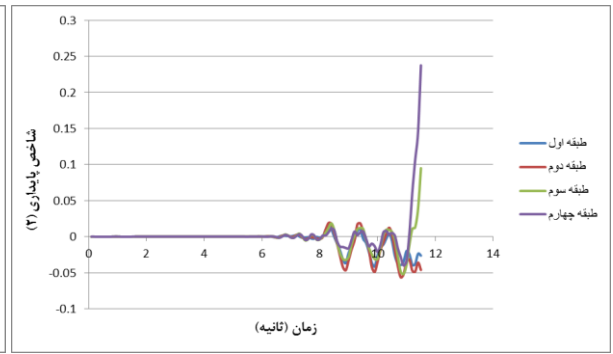


(ج)

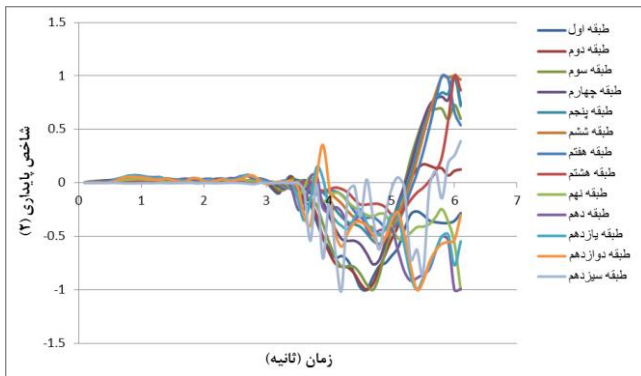
شکل ۱۰: نمودار شاخص پایداری (۲) برای ساختمان (الف) طبقه ۴، (ب) طبقه ۷، (ج) طبقه ۱۰، (د) طبقه ۱۳.



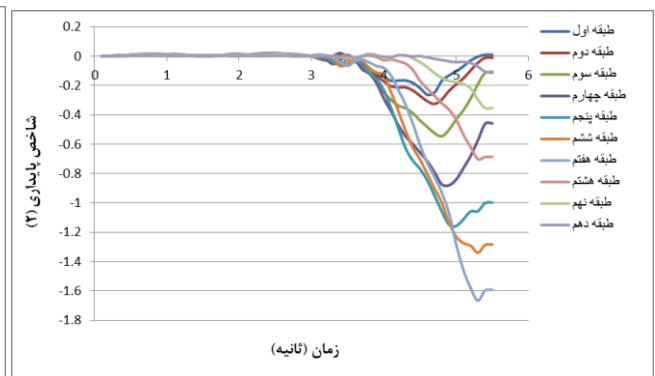
(ب)



(الف)



(د)



(ج)

شکل ۱۱: نمودار تاریخچه زمانی شاخص پایداری (۲) (الف) ساختمان ۴ طبقه تحت رکورد Christchurch، (ب) ساختمان ۷ طبقه تحت رکورد Cape، (ج) ساختمان ۱۰ طبقه تحت رکورد Cape، (د) ساختمان ۱۳ طبقه تحت رکورد Cape.

با توجه به شاخص‌های (۱) و (۲) می‌توان دریافت که لنگر ناشی از برش طبقه تأثیر زیادی بر این شاخص‌ها داشته به طوری که لنگر ناشی از برش طبقه در سازه ۱۳ طبقه بیشترین اثر را به میزان ۹۵ درصد دارد. با توجه به محل وقوع حداکثر شاخص‌ها (شکل ۱۲) می‌توان به این نتیجه رسید که با افزایش تعداد طبقات این شاخص‌ها به هم نزدیک می‌شوند به طوری که محل وقوع حداکثر شاخص‌ها در سازه ۱۰ طبقه و سازه ۱۳ طبقه بر هم منطبق می‌شوند.



شکل ۱۲: نمودار محل وقوع حداکثر شاخص‌ها برای سازه‌های مورد بررسی.

۶- جمع‌بندی و نتیجه‌گیری

از آنجایی که مفصل پلاستیک و رفتار غیرخطی تحت اثر زلزله‌های قوی بوجود می‌آید، دلیلی برای محدود کردن پدیده بازتوزیع به بارگذاری ثقلی وجود ندارد و تعیین و بررسی این پدیده تحت اثر بارگذاری لرزه‌ای ضروری است. در این مقاله تأثیر بازتوزیع لنگر بر پایداری سازه‌های بتن آرمه قاب خمشی تحت اثر زمین لرزه مورد بررسی قرار گرفت. بدین منظور با انجام تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی نتایجی به شرح زیر حاصل گردید:

- با افزایش تعداد طبقات دوران پلاستیک افزایش یافته به گونه‌ای که دوران پلاستیک در وضعیت کنترلی E (شکست سازه) نسبت به نقطه A (زمان تشکیل اولین مفصل پلاستیک) در ساختمان ۴ طبقه در طبقات تحتانی ۹۷/۸ درصد و در طبقات فوقانی ۱۰۰ درصد افزایش یافته است. در سایر ساختمان‌ها مقدار افزایش در کلیه طبقات ۱۰۰ درصد می‌باشد.
- در ساختمان ۴ طبقه بیشترین دوران پلاستیک در طبقه اول بوده است و در سایر ساختمانها در یک سوم میانی سازه است. در ساختمان ۱۳ طبقه، دوران پلاستیک در یک سوم طبقات فوقانی و تحتانی نسبت به طبقات میانی کمتر بوده و مفاصل پلاستیک در طبقات میانی با سرعت بیشتری رخ داده است. با افزایش تغییرمکان از نقطه کنترلی D به بعد سازه دارای دوران پلاستیک ثابتی در کلیه طبقات است.
- در سازه‌های ۴ و ۷ طبقه، مود اول کمانش باعث ناپایداری سازه شده و در سازه‌های ۱۰ و ۱۳ طبقه مود دوم هم در ناپایداری سازه اثرگذار بوده است. مقایسه این نتایج نشان می‌دهد که تشکیل مفاصل پلاستیک و افزایش دوران پلاستیک مدهایی که دارای سختی بالاتری هستند را بیشتر تحت تأثیر قرار می‌دهد.
- با افزایش بار جانبی در تحلیل بارافزون و افزایش تغییرمکان سازه دوران پلاستیک افزایش یافته و هنگامی که میانگین دوران پلاستیک به ۰/۰۰۶ رادیان می‌رسد سازه وارد حالت ناپایدار می‌گردد.
- در تحلیل مودال سازه در مود اول از نقطه کنترلی C به بعد دارای زمان تناوب منفی شده که به معنای ناپایداری سازه می‌باشد.
- با توجه به نتایج شاخص‌های (۱) و (۲) مشخص می‌شود که با افزایش تعداد طبقات این شاخص افزایش یافته به گونه‌ای که در سازه ۱۳ طبقه به بیشترین مقدار خود رسیده که این افزایش به ترتیب ۹۵ و ۷۵ درصد می‌باشد.
- با توجه به نتایج شاخص‌های (۱) و (۲) حاصل از تحلیل‌های تاریخیچه زمانی می‌توان دریافت که لنگر ناشی از برش طبقه تأثیر زیادی بر این شاخص‌ها داشته به طوری که لنگر ناشی از برش طبقه در سازه ۱۳ طبقه بیشترین اثر را به مقدار ۹۵ درصد دارد.
- با توجه به محل وقوع حداکثر شاخص‌ها می‌توان به این نتیجه رسید که با افزایش تعداد طبقات این شاخص‌ها به هم نزدیک می‌شوند به طوری که محل وقوع حداکثر شاخص‌ها در سازه ۱۰ طبقه و سازه ۱۳ طبقه بر هم منطبق می‌شوند.

مراجع

- [۱] دفتر مقررات ملی ساختمان، مبحث نهم مقررات ملی ساختمان: طرح و اجرای ساختمان‌های بتن آرمه، تهران، نشر توسعه ایران، ۱۳۹۲.
- [2] Lopes, S. M. R., Harrop, J., Gamble, A. E. (1997). Study of moment redistribution in prestressed concrete beams. *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 123(5): 561-566.
- [3] El-Refaie, S. A., Ashour, A. F., and Garrity, S. W. (2003). Sagging and hogging strengthening of continuous reinforced concrete beams using carbon fiber-reinforced polymer sheets. *ACI Structural Journal*, 100(4): 446-453.
- [4] Carmo, R. N. F., Lopes, S. M. R. (2005). Ductility and linear analysis with moment redistribution in reinforced high-strength concrete beams. *Canadian Journal of Civil Engineering*. 32(1): 194-203.
- [5] Chen, S., Jia, Y. (2008). Required and available moment redistribution of continuous concrete composite beams. *Journal of Constructional Steel Research* 64: 167-175.
- [6] Kheyroddin, A., Mortezaei, A. (2008). The Effect of Element Size and Plastic Hinge Characteristics on Nonlinear Analysis of RC Frames. *Iranian Journal of Science & Technology, Transaction B, Engineering*, 32(B5): 451-470.

- [7] Kassapoglou, C., Kaminski, M. (2010). Modeling damage and load redistribution in composites under tension – tension fatigue loading. *Journal of Composites: Part A*, 42: 1783–1792.
- [8] Farahbod, F., Mostofinejad, D. (2011). Experimental study of moment redistribution in RC frames strengthened with CFRP sheets. *Journal of Composite Structures*, 93(3): 1168–1177.
- [9] Zhang, C., Wang, J. (2012). Interface stress redistribution in FRP-strengthened reinforced concrete beams using a three – parameter viscoelastic foundation model. *Journal of Composites: Part B*, 43(8): 3009–3019.
- [10] Kara, I.F., Ashour, A.F. (2013). Moment redistribution in continuous FRP reinforced concrete beams. *Journal of Construction and Building Materials*, 49: 939–948.
- [11] Bagge, N., O'Connor, A., Elfgren, L., Pedersen, C. (2014). Moment redistribution in RC beams – A study of the influence of longitudinal and transverse reinforcement ratios and concrete strength, *Engineering Structures*, 80: 11-23,
- [12] Tajaddini, A., Ibell, T., Darby, A., Evernden, M. and Silva, P., (2017). Prediction of capacity for moment redistribution in FRP-strengthened continuous RC T-beams. *ASCE Journal of Composites for Construction*, 21(1): 04016066.
- [13] Eurocode 2. Design of concrete structures – part 1: general rules and rules for buildings. European Committee for Standardization (CEN), Brussels, Belgium; (2004). 225p.
- [14] Building Code Requirements for Structural Concrete, ACI 318-14. American Concrete Institute, ACI Committee 318, USA; (2014). 503p.
- [15] CSA (Canadian Standards Association). (2014). “Design of concrete structures.” CSA-A23.3, National Standard of Canada, Toronto.
- [16] AS (Australia Standards). (2009). “Australian Standard for the design of reinforced concrete.” AS 3600, Home bush, NSW, Australia.
- [17] BSI (British Standard Institute). (2005). “Structural use of concrete. Code of practice for design and construction.” BS 8110BSI, London.
- [18] SAP2000, Integrated software for Structural analysis & design, Computers & structures, Inc., Berkeley, California, USA, V. 18.1.1.
- [۱۹] آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله، استاندارد ۲۸۰۰، مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی، ویرایش چهارم، ۱۳۹۳.
- [20] ATC-40, Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. Applied Technology Council Report. ATC-40. Redwood City (1966).
- [21] Federal Emergency Management Agency, Pre-standard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Building: FEMA-356 (2000).