تعیین ضریب رفتار قاب‌های خمشی بتن مسلح با استفاده از روش پوش‌آور دینامیکی

علیرضا حبیبی[۲]، رضا غلامی[۱]

[۱] استادیار، دانشگاه کردستان، ar.habibi@uok.ac.ir

[۲] دانشجوی کارشناسی‌ارشد، دانشگاه کردستان، reza.gholami @stu.uok.ac.ir

چکیده

روش‌های متداول تحلیل و طراحی سازه‌ها براساس تحلیل ارتجاعی و کاهش نیروی زلزله پایه‌گذاری شده‌اند. این کاهش بار طراحی در آیین نامه‌ها به وسیله اعمال ضریب رفتار انجام می‌شود. به کار گیری تحلیل استاتیکی غیر خطی و ایده‌آل نمودن منحنی بارافزون بدست آمده از آن، از جمله روش‌های رایج در تعیین ضریب‌رفتار است. هدف این پژوهش محاسبه ضریب‌رفتار قاب های خمشی بتن مسلح با استفاده از روش پوش‌آور دینامیکی که یک تحلیل دقیق‌تر به دلیل لحاظ نمودن اثر مدهای بالاتر، تغییرات سختی و ماهیت دینامیکی بار نسبت به روش استاتیکی بارافزون است، می‌باشد. نتایج این پژوهش نشان داد مقادیر ضرییب‌رفتار محاسبه شده با استفاده از روش تحلیل دینامیکی‌افزایشی انطباق خوبی با مقادیر ارائه شده در آیین نامه ۲۸۰۰ دارد.

۱. مقدمه

برای محاسبه و تعیین نیازهای لرزه ای سازه ها در برابر زلزله های شدید، انجام تحلیل غیرارتجاعی ضروری است. از آنجائی که تحلیل وطراحی غیرارتجاعی سازه ها موضوع پیچیده و وقت‌گیری است، اکثر آیین‌نامه ها، تحلیل و طراحی ارتجاعی را با اعمال شرایط جایگزین تحلیل غیرارتجاعی می کنند. اصلی‌ترین شرط اعمالی، استفاده از ضریب رفتار است که طراح را از انجام تحلیل غیرارتجاعی بی نیاز می-کند. در حقیقت ضریب رفتار ضریبی است که در برگیرنده عملکرد غیر ارتجاعی سازه‌ها در برابر زلزله شدید است و با اعمال آن در طراحی لرزه‌ای سازه ها، نیاز به تحلیل غیر ارتجاعی از بین می رود. بدون این که دقت قابل ملاحظه‌ای را از دست بدهند. اگر میزان جذب انرژی در سازه توسط مقاومت ارتجاعی و تغییرشکل غیر ارتجاعی ثابت فرض شود، به کمک ضریب رفتار سهم مقاومت در جذب انرژی از کل انرژی جذب شده تعیین می‌گردد [۱]. مقاومت افزون موجود در سازه های طراحی شده و نیز توانایی آنها در اتلاف انرژی ورودی زلزله(شکل پذیری)، دو عامل اصلی تشکیل دهنده ضریب رفتار می باشند. آیین نامه ها از ضریب رفتار(R)برای تعیین مقاومت طراحی استفاده می نمایند که سطح نیروی الاستیک را به سطح نیروی طراحی کاهش می دهد. . در آیین‌نامه‌ها جهت محاسبه ضریب رفتار معمولا

از روش بارافزون جهت تحلیل سازه استفاده می‌شود. این روش اثر مدهای بالاتر و همچنین تغییرات سختی پس از هر مرحله از تحلیل لحاظ نمی‌کند . از این رو به کارگیری روش‌های دقیق جهت محاسبه ضریب رفتار و کاربرد آن در آیین نامه‌ها ضروری به نظر می‌رسد. هدف این پژوهش محاسبه ضریب‌رفتار قاب های خمشی بتن مسلح با استفاده از روش پوش‌آور دینامیکی که یک تحلیل دقیق‌تر به دلیل لحاظ نمودن اثر مدهای بالاتر، تغییرات سختی و ماهیت دینامیکی بار نسبت به روش استاتیکی بارافزون است، می‌باشد.

تاکنون روش های بسیاری برای محاسبه ضریب رفتار ارایه شده است. یکی از این روش ها روش تئوری شکل‌پذیری است که توسط کاسنزا و همکارانش ارایه شده است [۲]. در این روش از یک مدل رفتاری ساده برای سیستم های یک درجه آزادی، جهت تخمین ضریب کاهش نیرو(q) استفاده می‌شود. در روش طیف ظرفیت نیومن، ظرفیت سازه و نیروهای لرزه‌ای هر دو به عنوان پارامترهای موثر اصلی در تعیین ضریب رفتار در نظر گرفته می‌شوند. در نتیجه عواملی که منجر به افزایش ظرفیت یا کاهش بارهای لرزه‌ای می‌شوند، محاسبه می-گردند. در این روش ضریب رفتار (R) به صورت ضرب دو عامل R_c و R_D تعریف می شود که R_c ظرفیت افزایش یافته سازه وR_D نسبت نیرو های لرزه ای الاستیک به غیر الاستیک می باشد [۳].

روش مشهور دیگر برای محاسبه ضریب رفتار، روش پیشنهادی یوانگ است [۴]. ضریب‌کاهش ناشی از شکل پذیری و ضریب مقاومت افزون پارامترهای تشکیل دهنده ی ضریب رفتار در این روش می باشند. در این روش ضریب رفتار از دو عامل فوق به دست می‌آید. تا کنون روابط متعددی برای تخمین ضریب کاهش ناشی از شکل پذیری پیشنهاد شده است که از آن جمله می توان به رابطه کراوینکر و نصر [۵]، نیومارک و هال [۶] و میراندا و برترو [۷] اشاره نمود.

وانگ و جاو یک ارزیابی آماری در زمینه ضریب رفتار در سازه های بتن مسلح ارایه دادند. فرمول تجربی استخراج شده ی آنها ضریب رفتار را به صورت تابعی از حداکثر نسبت شکل پذیری، نسبت میرایی ویسکوز و نسبت پریود سازه به پریود غالب زلزله بیان می کند [۸].

تعدادی از پژوهش‌های که در رابطه محاسبه ضریب رفتار و تاثیر عوامل مختلف بر روی آن انجام شده اند به طور مختصر در ادامه آورده شده است. الناشای در مطالعه ای رابطه میان ظرفیت جانبی، ضریب رفتار، سطح شکل پذیری و ضریب مقاومت افزون را بررسی نموده است [۹]. به این منظور تحلیل پوش‌آور و تحلیل تاریخچه زمانی در سطح فروریزش انجام شده است. نتایج این پژوهش استفاده محافظه کارانه از مقاومت افزون در سازه های بتن مسلح با ارتفاع کوتاه و متوسط که مطابق طراحی شده اند، پیشنهاد نموده است. ماندل و همکارانش[۲] به

پژوهش در رابطه با ارزیابی مبتنی بر عملکرد ضریب‌رفتار قاب‌های خمشی بتن مسلح پرداختند [۱۰]. نتایج این پژوهش نشان داد، مقادیر ضریب‌رفتار واقعی تا حدودی کمتر از مقادیر نظیر آیین‌نامه است.

صمیمی‌فر و وطنی به محاسبه ضریب‌رفتار قاب‌های خمشی بتن مسلح با استفاده از پاسخ‌های تحلیل دینامیکی خطی و غیرخطی پرداختند [۱۱]. نتایج بدست آمده گویای تطابق خوب مقادیر بدست آمده برای ضریب‌رفتار با مقادیر متناظر آن در آیین‌نامه است.

کیم و چوی ضریب‌رفتار قاب‌های فولادی با مهاربندهای هم‌مرکز را با روش‌های دینامیکی افزایشی و تحلیل بارافزون مورد بررسی قرار دادند [۱۲]. نتایج این پژوهش نشان داد که ضریب‌رفتار محاسبه شده از روش دینامیکی غیرخطی افزایشی با ضریب‌رفتار محاسبه شده از روش تحلیل بارافزون[۲] تقریبا یکسان است. شوشتری و غزنوی‌زاده اثر افزایش ارتفاع را بر ضریب‌رفتار ساختمان‌های بتن مسلح منظم با روش پوش‌آور بهنگام شونده بررسی نمودند [۱۳]. آنها دریافتند که افزایش ارتفاع منجر به کاهش ضریب‌رفتار می گردد.

۲. روش شناسی پژوهش

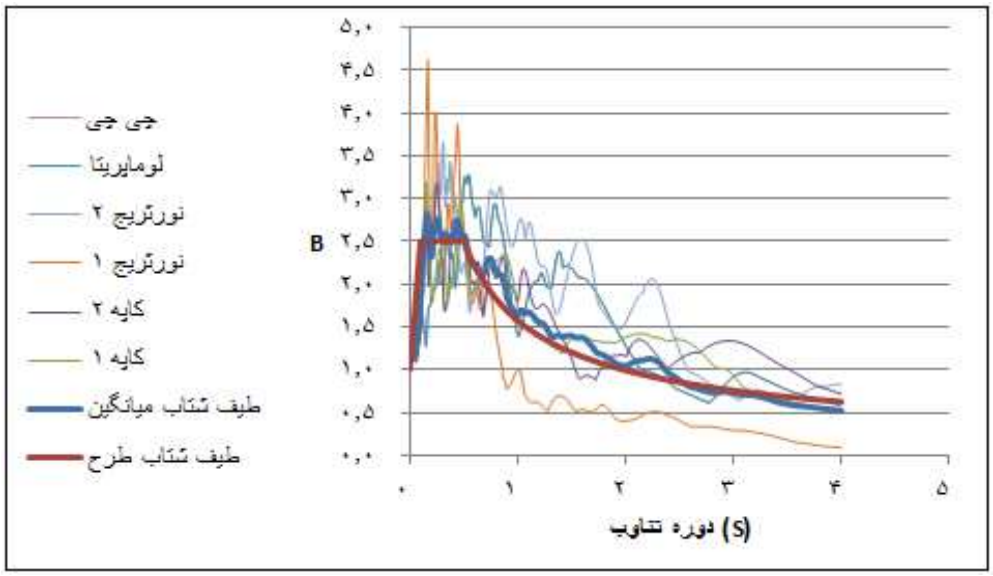
یکی از اهداف اصلی این پژوهش استفاده از تحلیل دینامیکی غیر خطی افزایش (IDA) به منظور بدست آوردن منحنی پوش آور دینامیکی سازه برای محاسبه ضریب رفتار و ضریب مقاومت افزون در قاب های خمشی بتن مسلح است. در این روش برای بدست آوردن منحنی ظرفیت سازه حداکثر برش پایه در مقابل حداکثر جابجایی طبقه بام برای هر مقیاس زلزله رسم می‌شود.این روش در مقایسه با سایر روش‌ها دقت بسیار بالایی دارد. البته دقت این روش به صحت مدل‌سازی (تعریف مصالح، المان مورد استفاده و ...) وابسطه است. لازم به ذکر است که این روش در مقایسه با سایر تحلیل‌ها بسیار وقت‌گیر است. برنامهSeismoStruct برای انجام تحلیل دینامیکی غیر خطی افزایش استفاده شده است.

یک مجموعه شش تایی از زلزله‌ها که طیف میاگین آنها بیشتر انطباق را با طیف طرح آیین‌نامه داشته باشد (شکل۱) و همچنین از نظر نوع ساز و کار چشمه لرزه‌زا، خاکی که زلزله بر روی آن ثبت شده، مشابه مکان طراحی سازه باشد، برای انجام تحلیل دینامیکی غیر خطی انتخاب شده اند[۱۲]. در این تحقیق رکوردهای مورد استفاده که همگی از سایت Peer براساس نوع خاک B ، بر اساس طبقه بندی USGS و سرعت موج برشی ۳۷۵ تا ۷۵۰ متر بر ثانیه، گرفته شده‌اند[۱۴]. فاصله شتاب نگاشت‌های انتخاب شده از گسل بین ۱۵ تا ۴۵ کیلو متر و همچنین طول موثر رکوردهای انتخاب شده بیشتر از ۱۰ ثانیه یا سه برابر دوره تناب سازه است.رکورد های استفاده شده در این

تحقیق همگی دارای مولفه شتاب افقی زمین PGA بین ۰/۰۵ تا ۱ می‌باشند.جدول ۱ خلاصه اطلاعات مربوط به رکورد های مذبور را شامل می شود.

دور از گسل							
شتاب طیفی	بزرگی	فاصله از گسل	حداکثر شتاب زمین	ایستگاه	مولفه	رکورد	شماره
۰/۰۹۸	۷/۱	۲۳/۶	۰/۱۱۶	Fortuna Blvd	شرقی	Cape Mendocino ۱	۱
۰/۱۰۱	۷/۱	۲۳/۶	۰/۱۱٤	Fortuna Blvd	شمالی	Cape Mendocino ۲	۲
۰/۰۹۲	٦/۹	٤۳/۰	۰/۱۲٤	Mission San Jose	شرقی	Loma Prieta	۳
۰/۰۸٦	٦/۷	۳٥/۷	۰/۰۷۹	Fremont School	شمالی	Northridge ۱	٤
۰/۰۷۲	٦/۷	۳٤/۲	۰/۰۷٦	Saran	شرقی	Northridge ۲	٥
۰/۱۳۸	۷/٦	۱٥/۲۹	۰/۱۸۳	ALS	شرقی	Chi-Chi	٦

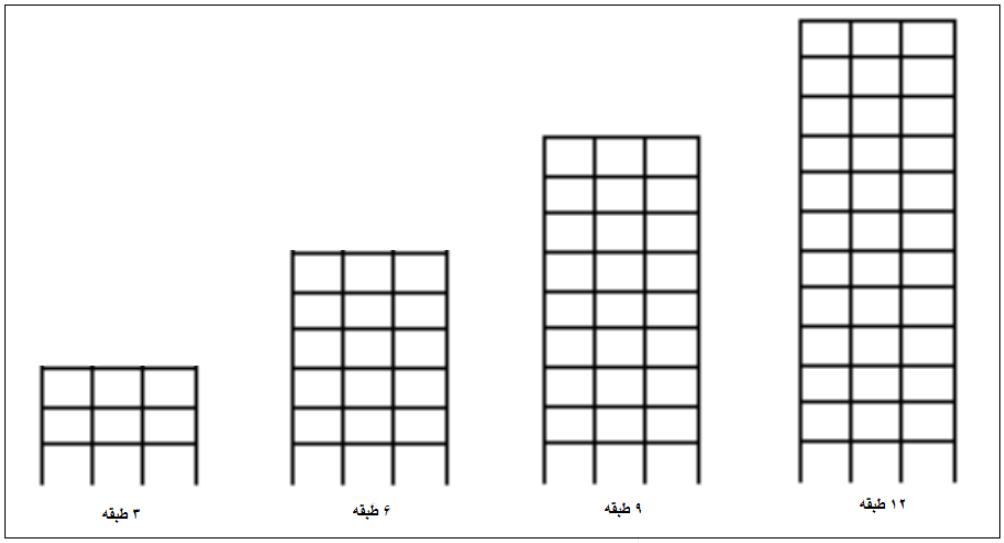
جدول ۱ : زمین‌لرزه‌های حوزه دور از گسل



شکل۱ : طیف طرح- طیف میانگین

به منظور محاسبه ضریب رفتار قاب‌های خمشی بتن مسلح با استفاده از روش پوش‌آور دینامیکی تعداد۴ قاب خمشی بتن مسلح ۳ دهانه با تعداد طبقات۳، ۶، ۹، ۱۲ و با شکل‌پذیری زیاد که بر اساس آیین‌نامه طراحی لرزه‌ای ایران(استاندارد ۲۸۰۰) و آیین‌نامه طراحی ساختمان-

های بتنی آمریکا(ACI-318) طراحی شده است، انتخاب گردید[۱۵]. طول هریک از دهانه های قاب ۴ متر است.ارتفاع کلیه طبقات یکسان و برابر ۳/۲ متر می باشد.برای محاسبه برش پایه‌ی طراحی لرزه‌ای، پارامترهای ضریب اهمیت(I)، ضریب خطر لرزه‌ای(A)، نوع خاک و ضریب رفتار(R) مطابق استاندارد۲۸۰۰ به ترتیب برابر با ۱، ۰/۳۵، ۲، ۱۰ در نظر گرفته شده است[۱۶]. بار مرده و زنده ثقلی به ترتیب برابر ۲۰۰۰ و ۸۰۰ کیلوگرم بر متر در طبقات و بام درنظر گرفته شده است. مقاومت فشاری و مدول الاستیسیته‌ی بتن نیز به ترتیب برابر ۳۰ و۲۷/۴ مگاپاسگال، تنش تسلیم فولاد میگرد ۴۰۰ مگاپاسکال و مدول الاستیسیته ۲۰۰ گیگاپاسکال است.هندسه قاب ها در شکل زیر (۲) آورده شده است.



شکل۲ : هندسه قاب ها

در پژوهش حاضر جهت محاسبه ضریب رفتار از روش یانگ استفاده می‌شود که در آن ضریب کاهش بر اثر شکل‌پذیری، مقاومت افزون و تنش مجاز مدنظر قرار می‌گیرد. برای محاسبه ضریب کاهش بر اثر شکل پذیری از روش‌های نیومارک-هال و میراندا و برترو استفاده گردیده است. در این تحقیق با فرض بالابودن نامعینی سازه ضریب‌کاهش ناشی از نامعینی را برابر ۱/۰ در نظر می‌گیریم.

نیومارک و هال روابط زیر را برای تعیین ضریب کاهش (R_μ) برای سیستم های ارتجاعی-خمیری یک درجه آزادی پیشنهاد نموده‌اند.

$$R_\mu = 1 \qquad T < 0.03\ \text{sec} \tag{۱}$$

$$R_\mu = \sqrt{2\mu - 1} \qquad 0.12<T<0.5\text{sec} \tag{۲}$$

$$R_\mu = \mu \qquad T>1\text{sec} \tag{۳}$$

که در آن μ ضریب شکل‌پذیری وT تناوب سازه می‌باشد.

رابطه‌ی ۴ که توسط میراند و برترو برای محاسبه ضریب کاهش(R_μ) پیشنهاد شد بر اساس مطالعات آماری که بر روی ۱۲۴ شتاب نگاشت که در محدوده وسیع‌ای از انواع خاک‌ها(رسوبی،سخت،خیلی نرم)که بر اساس عبور سرعت موج برشی در آنها طبقه بندی شده بودند انجام شد و درصد میرایی در نظر گرفته شده در این روابط نیز۵٪ می‌باشد.

$$R_\mu = \frac{\mu-1}{\varphi} + 1 \qquad (۴)$$

در روابط بالا φ تابعی است که به ضریب شکل‌پذیری زمان تناوب و نوع زمین وابسطه می‌باشد.

مقاومت افزون سازه(Ω) مقاومتی است که سازه بعد از تشکیل شدن اولین لولای خمیری در اعضا تا مرحله مکانیزم ناپایداری سازه از خود نشان می‌دهد.از عوامل موثر بر مقاومت افزون می‌توان موارد زیادی بودن مقاومت مصالح از مقاومت اسمی آنها، تیپ نمودن اعضاء در طراحی که منجر به بزرگتر شدن اعضاء از مقادیرمورد نیاز در طراحی می‌شود، مقاومت اعضای غیر سازه‌ای و اعضای سازه‌ای که در برآورد ظرفیت مقاومت جانبی به حساب نیامده است، لرزه خیزی منطقه، زمان تناوب سازه، نوع سیستم سازه‌ای، اثر نرخ کرنش بر اثر سرعت بارگذاری و .... اشاره کرد. ضریب مقاومت‌افزون مقاومت ذخیره‌ای است که بین تراز نیروی تسلیم(C_y) و تراز تسلیم اولین مفصل پلاستیک (C_s) وجود دارد. بنابرین خواهیم داشت:

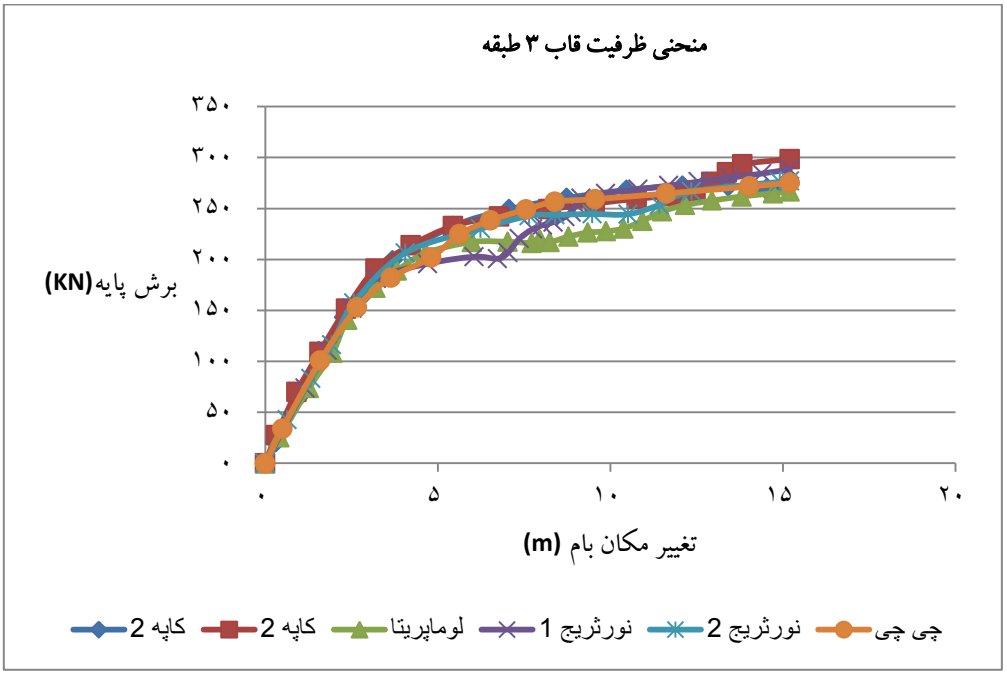
$$\Omega = \frac{C_y}{C_s} \qquad (۵)$$

ضریب تنش مجاز(Y) عبارت است از نسبت برش پایه درتراز تشکیل اولین مفصل پلاستیک(C_s) به برش پایه طراحی (C_W) بنابراین خواهیم داشت:

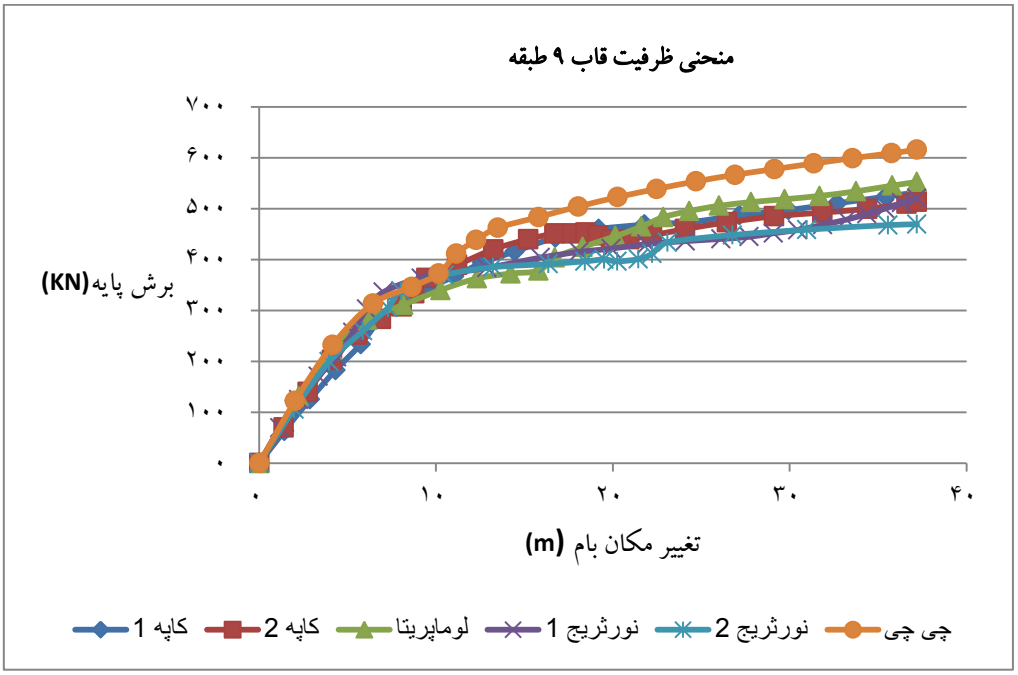
$$Y = \frac{C_s}{C_W} \qquad (۶)$$

۳. یافته های پژوهش

به عنوان نمونه منحنی‌های ظرفیت که با استفاده از انجام تحلیل دینامیکی افزایش برای قاب‌های ۳ و ۹ طبقه تحت زلزله‌های مذکور بدست آمده است، در زیر آورده شده است. از منحنی‌های ظرفیت حاصل به منظور تعیین ضریب‌رفتار استفاده گردید. به عنوان نمونه نتایج مربوط به محاسبات ضرایب عملکرد قاب‌های۳ و۹ طبقه در جداول ۲ و۳ آورده شده است.



شکل ۳: منحنی‌های ظرفیت قاب ۳ طبقه



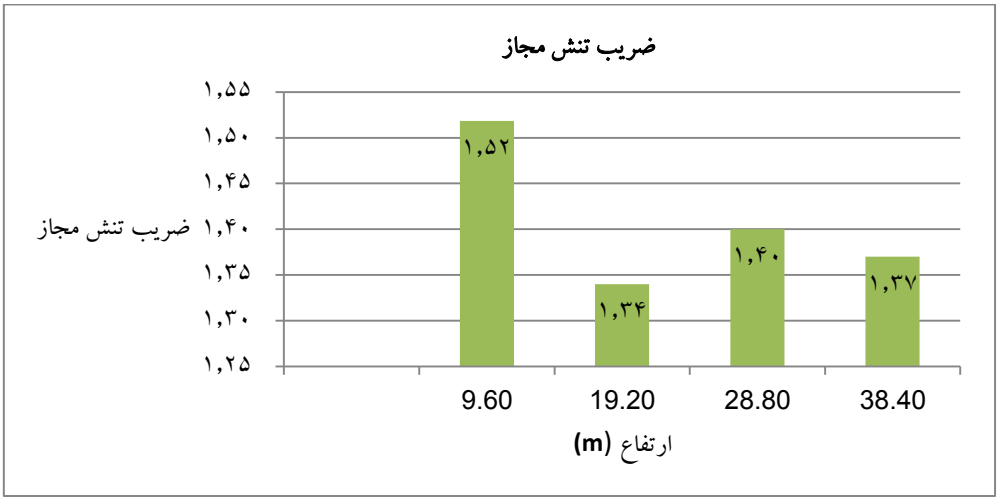
شکل ۴: منحنی‌های ظرفیت قاب ۹ طبقه

جدول ۲: محاسبه ضرایب عملکرد برای قاب ۳ طبقه

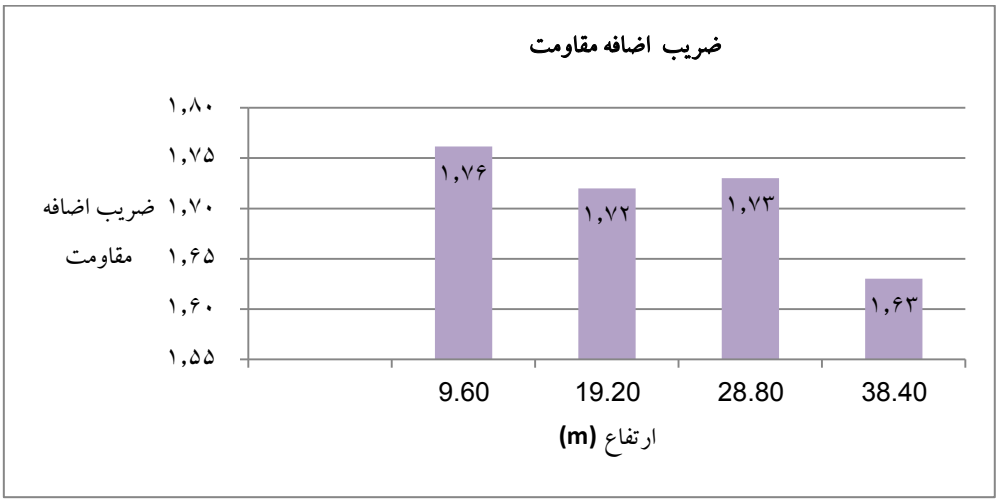
قاب۳ طبقه							
زلزله	کایه ۱	کایه ۲	لوماپریتا	نورتریج ۱	نورتریج ۲	جی جی	میانگین
Ω	۱/۷۰	۱/۹۶	۱/۷۲	۱/۶۰	۱/۷۲	۱/۸۷	۱/۷۶
γ	۱/۵٤	۱/٤۹	۱/۵۰	۱/۵٤	۱/۵٤	۱/۵۰	۱/۵۲
μ	٤/٦۲	٤/۰۷	۳/٦۷	٤/٦۵	٤/٤۰	۳/۸۸	٤/۲۲
Rμ (نیومارک-هال)	۳/٤۸	۳/۱٦	۳/۵٤	۳/۵۰	۳/۳٦	۳/۰٤	۳/۳۵
Rμ (میراندو بترو)	٤/۱۸	۳/۷۰	٤/۲٤	٤/۲۰	۳/۹۹	۳/۵۳	۳/۹۷
R(نیومارک-هال)	۹/۱۱	۹/۲۳	۹/۱۳	۸/٦۲	۸/۹۰	۸/۵۳	۸/۹۲
R(میراندو)	۱۰/۹٤	۱۰/۸۱	۱۰/۹٤	۱۰/۳۵	۱۰/۵۷	۹/۹۰	۱۰/۵۸

جدول ۳: محاسبه ضرایب عملکرد برای قاب ۹ طبقه

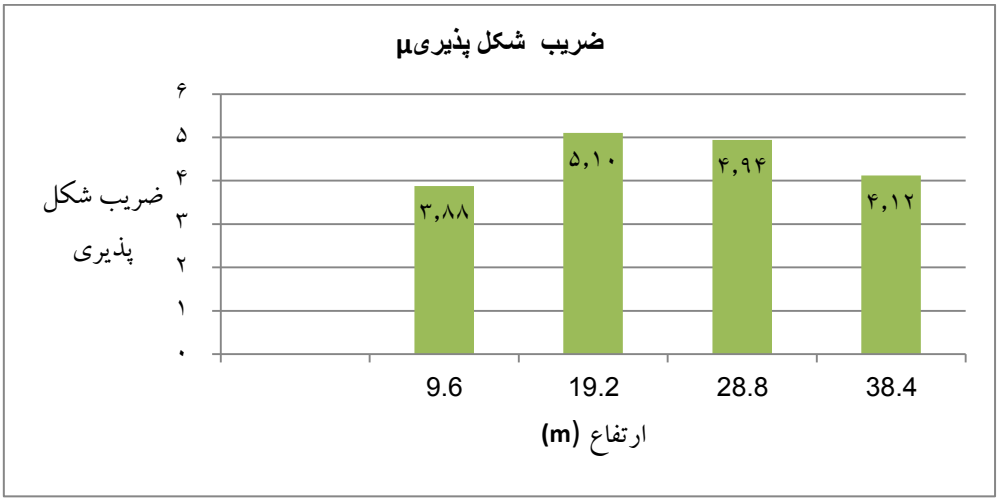
قاب ۹طبقه							
	کایه ۱	کایه ۲	لوماپریتا	نورتریج ۱	نورتریج ۲	جی جی	میانگین
Ω	۱/۸۵	۱/٦۸	۱/۸۰	۱/٦۰	۱/۷۰	۱/۷۷	۱/۷۳
γ	۱/۳۹	۱/٤۸	۱/۲۳	۱/۳۵	۱/٤۰	۱/۵۳	۱/٤۰
μ	۳/۸۵	٤/٦۳	۵/٦٤	۵/۳۰	٤/۸٦	٤/۹٤	٤/۸۷
Rμ (نیومارک-هال)	۳/۸۵	٤/٦۳	۵/٦٤	۵/۳۰	٤/۸٦	٤/۹٤	٤/۸۷
Rμ (میراندو بترو)	۳/۵۰	٤/۱۸	۵/۰۷	٤/۷۷	٤/۳۹	٤/٤۵	٤/۳۹
R(نیومارک-هال)	۹/۹۰	۱۱/۵۱	۱۲/٤۹	۱۱/٤۵	۱۱/۵۷	۱۳/۳۸	۱۱/۷۲
R(میراندو)	۹/۰۰	۱۰/۳۹	۱۱/۲۲	۱۰/۳۰	۱۰/٤۵	۱۲/۰۵	۱۰/۵۷



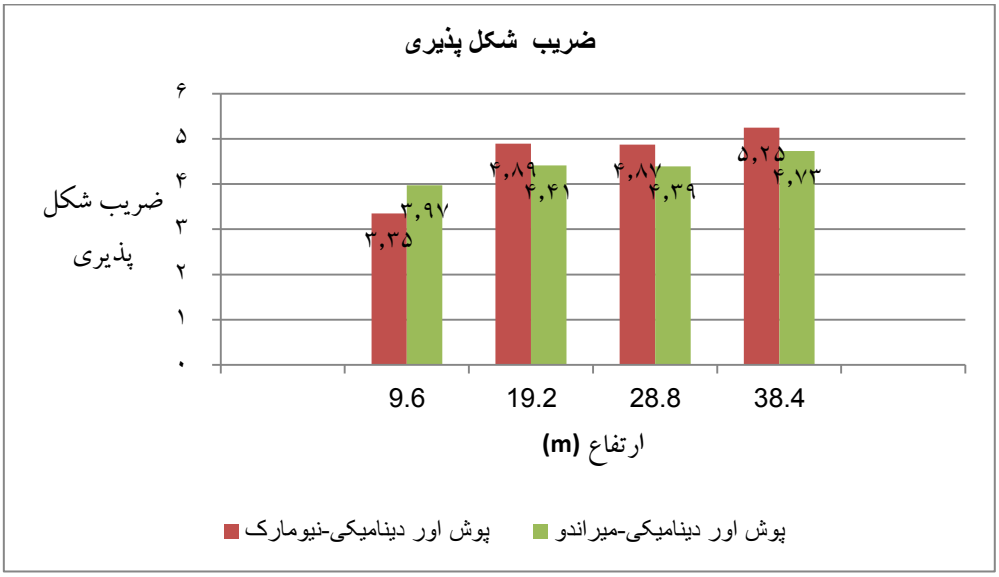
شکل۵ : ضریب تنش مجاز- ارتفاع



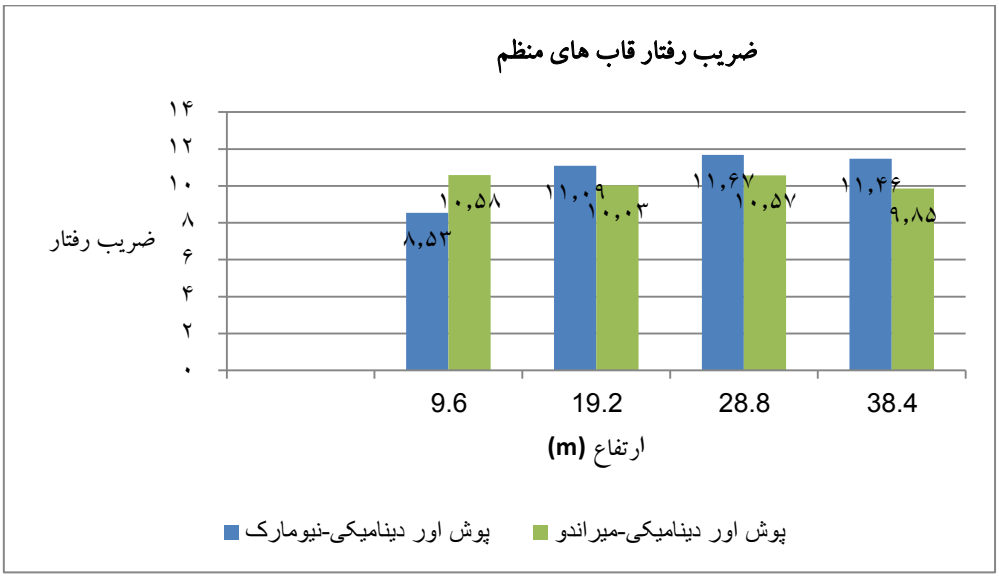
شکل۶ : ضریب اضافه‌مقاومت- ارتفاع



شکل۷ : ضریب شکل‌پذیری- ارتفاع



شکل۸ : ضریب کاهش بر اثر شکل‌پذیری- ارتفاع



شکل۹ : ضریب رفتار- ارتفاع

۴. بحث و نتیجه گیری

نتایج تحقیق نشان داد که ضریب تنش مجاز وابستگی زیادی به نحوی تیپ‌بندی تیر و ستون‌ها و گام های تحلیل دینامیکی افزایشی دارد، هرچقدر گام ها کوچکتر باشد دقت ضریب تنش مجاز محاسبه شده بیش‌تر خواهد. همچنین نتایج این پژوهش نشان داد که ضریب تنش مجاز قاب های منظم بدست‌آمده با استفاده از روش پوش‌آور دینامیکی با افزایش ارتفاع، روند کاهشی داشته است (شکل۵).

اهمیت ضریب‌اضافه‌مقاومت در ساختمان‌های با زمان تناوب کم بیشتر است در نتیجه اثر این ضریب در ساختمان‌های کوتاه مرتبه بالاتر است.مشاهده نمودار ضریب اضافه‌مقاومت در مقابل افزایش ارتفاع نشان داد که با افزایش ارتفاع، این ضریب در قاب‌های منظم، روند کاهشی داشته است (شکل۶).

اصلی‌ترین عامل تاثیرگذار بر ضریب‌رفتار، ضریب‌شکل‌پذیری است.اگر سازه‌ای شکل‌پذیر نباشد، تعریف ضریب رفتار برای آن بی-معنی است. ضریب شکل‌پذیری سازه شدیداً به ظرفیت شکل‌پذیری اعضاء نظیر تیر، ستون، وابسته است. هرچه شکل‌پذیری اعضاء بیشتر باشد، ضریب شکل‌پذیری سازه نیز بزرگتر خواهد بود. هرچقدر ارتفاع سازه افزایش می‌یابد سازه رفتار شکل‌پذیرتری از خود نشان می-دهد.به عبارت دیگر با افزایش ارتفاع رفتار قاب از حالت برشی به حالت خمشی می‌رسد (شکل۷). نتایج محاسبه این ضریب در قاب‌های منظم در ارتفاع نشان می‌دهد که ضریب شکل‌پذیری از روش بارآفزون دینامیکی با افزایش ارتفاع روند افزایشی سپس روند کاهشی دارد. ضریب کاهش بر اثر شکل پذیری که وابستگی زیادی به ضریب‌شکل‌پذیری دارد با افزایش ارتفاع در هر دو روش میراندو و نیومارک افزایش پیدا کرده است (شکل۸).

در قاب‌های منظم با استفاده از روش‌های مختلف مقادیر متفاوتی برای ضریب‌رفتار بدست می‌آید. نتایج این پژوهش نشان داد ضریب-رفتار حاصل از پوش‌آور دینامیکی انطباق خوبی با مقادیر ارایه شده برای این ضریب در آیین نامه ۲۸۰۰ دارد. اما اثر افزایش ارتفاع بر این ضریب در دو روش نیومارک و میراندو متفاوت است. در روش میراندو با افزایش ارتفاع این ضریب کاهش یافته است در حالی که در روش نیومارک روند افزایشی دارد (شکل۹). دلیل این امر به روابط مربوط به محاسبه ضریب کاهش بر اثر شکل پذیری در دو روش مربوط می شود.

۵. مراجع

[۱] تنسیمی، عباسعلی.، معصومی، علی.، "محاسبه ضریب رفتار قاب‌های خمشی بتن مسلح"، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن وزارت مسکن و شهرسازی.، ۱۳۸۴.

[2] Consenza, E., De Luca, A., Faella, C., Piluso, V., "A Rational Formulation for the Q-Factor in Steel Structures", Proc. Of ninth word conference on earthquake engineering, Tokyo, Japen, vol.8, (1988).

[3] ATC, " Structural Response Modification Factors ", ATC-19 Report, Applied Technology council, Redwood City, California, (۱۹۹۵).

[4] Uang, C., " Establishing R (or R_w) and C_d factors for building seismic provisions", Journal of Structural Engineering, Vol. 117, pp.19–28, (1991).

[5] Krawinkler, H., Nassar, A.A., “Seismic Design based on Ductility and Cumulative Damage Demands and Capacities”, In: Fajfar p., Krawinkler H., , editors, Nonlinear seismic analysis and design of reinforced concrete buildings, New York: Elsevier Applied Science, (1992).

[6] Newmark, NM., Hall, WJ., "Earthquake spectra and design", EERI Monograph Series, Earthquake Engineering Research Institute., Oakland, (1982).

[7] Miranda, E., Bertro, VV., " Evaluation of strength reduction factor for earthquake-resistance design", Earthquake Spectra., (1994).

[8] Hwang , H.H.M., Jaw, J-W., "Statistical Evaluation of Response Modification Factors for Reinforced Concrete Structures", Technical Report NCEER-89-2, National Center for Earthquake Engineering Research, SUNY, Buffalo(1989).

[9] Elnashai, A.S., Mwafy, A. M., “Calibration of Force Redution Factors of RC Buildings”, Journal of Earthquake Engineering Research, vol.6, pp.239-273, (2002).

[10] Mondal, A., Ghosh, S., Reddy, G.R., “Performance-based evaluation of the response reduction factor for ductile RC frames”, Journal of Engineering Structures Research, vol. 56, pp.1808-1819, (2013).

[۱۱] صمیمی‌فر، م.، وطنی، ا.، "تعیین ضریب رفتار قاب‌های خمشی بتن مسلح با استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی"، ششمین کنگره ملی مهندسی عمران، (۱۳۹۰).

[12] Kim, J. and Choi, H., "Response modification factors of chevron-braced frames", Engineering Structures, vol. 27, pp. 285-300, (2005).

[۱۳] شوشتری، ا.، غزنوی زاده، ح.، "بررسی ضریب رفتار ساختمان‌های بتن مسلح در تحلیل لرزه‌ای"، سومین کنفرانس ملی عمران شهری، (۱۳۸۷).

[14] http://peer.berkeley.edu.

[15] ACI, Building Code Requirements for Structural Concrete(ACI318-99) and Commentary (ACI318R-99), American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich, (1999).

[۱۶] استاندارد ۲۸۰۰، مرکز تحقیقات ساختمان ومسکن، ۱۳۸۴.