

نشریه مهندسی سازه و ساخت (علمی - پژوهشی)

www.jsce.ir

بررسی تطبیقی آیین نامه های متداول طراحی با دستورالعمل های بهسازی لرزه ای در ارزیابی عملکرد قاب های خمشی فولادی

محمدامیر نجفقلی پور حقیقی^{۱*}، محمدعلی هادیان فرد^۲، شهریار ملک جمشیدی^۳، سیدمهدی دهقان^۴

۱- استادیار، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه صنعتی شیراز، شیراز، ایران

۲- دانشیار، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه صنعتی شیراز، شیراز، ایران

۳- دانشجوی کارشناسی ارشد مهندسی زلزله، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه صنعتی شیراز، شیراز، ایران

۴- استادیار، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه صنعتی شیراز، شیراز، ایران

چکیده

با توجه به گسترش استفاده از دستورالعمل های بهسازی لرزه ای برای ارزیابی سطح عملکرد ساختمان های موجود در سراسر جهان و همچنین اشاره به استفاده از تحلیل های غیرخطی در طراحی سازه های جدید در ویرایش های جدید آیین نامه های طراحی لرزه ای برخی از کشورها، بحث تطبیق این مدارک با یکدیگر از اهمیت ویژه ای برخوردار است. با توجه به معرفی چهار روش مختلف تحلیل در دستورالعمل بهسازی لرزه ای ساختمان های موجود (نشریه ۳۶۰)، سازگاری این روش ها نیز در تعیین سطح عملکرد ساختمان های موجود قابل بررسی است. از این رو در این تحقیق در راستای پاسخ به دو سوال فوق در ساختمان های با سیستم باربر قاب خمشی فولادی، عملکرد لرزه ای سه ساختمان فولادی با پلان مشابه شکل پذیری ویژه و متوسط که با استفاده از آیین نامه های رایج طراحی سازه های فولادی (مبحث دهم مقررات ملی ساختمان) طراحی شده بودند، با استفاده از چهار روش تحلیل پیشنهادی در نشریه ۳۶۰ مورد ارزیابی قرار گرفت. نتایج حاصل از این تحقیق نشان می دهد که به طور کلی نشریه ۳۶۰ نسبت به آیین نامه های مرسوم طراحی سازه های فولادی مانند مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، برای سازه ساختمان های جدید منجر به مقاطع سبک تری می شود. به عبارت دیگر آیین نامه های طراحی لرزه ای نسبت به آیین نامه های طراحی سازه های جدید یا دیگر کنترل های مضاعف لازم باشد که در ساختمان های فولادی با قاب خمشی کنترل کننده طرح هستند.

کلمات کلیدی: قاب خمشی فولادی، عملکرد لرزه ای، طراحی لرزه ای، تحلیل غیرخطی، تحلیل خطی

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
10.22065/JSCE.2018.96056.1300		چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
doi:	10.22065/JSCE.2018.96056.1300	۱۳۹۸/۰۶/۰۱	۱۳۹۶/۱۰/۳۰	۱۳۹۶/۱۰/۳۰	۱۳۹۶/۱۰/۰۸	۱۳۹۶/۰۶/۰۳
				محمدامیر نجفقلی پور حقیقی		*نویسنده مسئول:
				najafgholipour@sutech.ac.ir		پست الکترونیکی:

Match Compliance of Conventional Design Codes with Instructions for Seismic Rehabilitation of Buildings in Performance Evaluation of Steel Moment Frames

Mohammad Amir Najafgholipour^{1*}, Mohammad Ali Hadinanfard², Shahriar Malekjamshidi³, Seyed Mehdi Dehghan⁴

1-Assistant Professor, Department of Civil and Environmental Engineering, Shiraz University of Technology, Shiraz, Iran

2-Associate Professor, Department of Civil and Environmental Engineering, Shiraz University of Technology, Shiraz, Iran

3-M.Sc. Student in Structural Engineering, Department of Civil and Environmental Engineering, Shiraz University of Technology, Shiraz, Iran

4- Assistant Professor, Department of Civil and Environmental Engineering, Shiraz University of Technology, Shiraz, Iran

ABSTRACT

Today, instructions for seismic rehabilitation of existing buildings are widely used for seismic performance evaluation of existing buildings. Moreover, nonlinear structural analysis methods are permitted for seismic design of new buildings in recent versions of seismic design codes in some countries, such as Iran. Therefore, match compliance of conventional design codes with instructions for seismic rehabilitation of existing buildings is of great importance. On the other hand, four different analysis methods are available in seismic rehabilitation instructions that compatibility of these analysis techniques can be evaluated. In this regard, seismic performance of three buildings with steel moment frames as lateral load resisting system with 4, 8 and 12 stories that were designed previously according to conventional seismic design codes with two levels of ductility (Intermediate and Special) were evaluated using seismic vulnerability assessment instruction in Iran (Code No. 360) by means of four analysis procedures. Analysis results indicate that conventional seismic design codes are more conservative than Code No. 360. In other words, design of steel moment frames with conventional design codes leads to stronger beams and columns. This phenomenon can be due to controlling lateral interstory drift and weak beam-strong column criterion in moment frames that control final design of these structures.

ARTICLE INFO

Received: 25/08/2017

Revised: 29/12/2017

Accepted: 20/01/2018

Keywords:

Steel moment frame,
Seismic performance,
Seismic design,
Nonlinear analysis,
Linear analysis.

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: 10.22065/JSCE.2018.96056.1300

*Corresponding author: Mohammad Amir Najafgholipour
Email address: najafgholipour@sutech.ac.ir

۱- مقدمه

از آنجا که امروزه موضوع ارزیابی لرزه ای ساختمان های موجود و تقویت سازه های آسیب پذیر مورد توجه قرار گرفته است، دستورالعمل های متعددی در سراسر جهان در این خصوص تدوین شده اند. دستورالعمل هایی نظیر FEMA 356 [۱] یا ویرایش های جدید تر آن تحت عنوان ASCE 41 [۲] در ایالات متحده امریکا و یا دستورالعمل ارزیابی لرزه ای ساختمان های موجود نیوزلند [۳] از جمله منابع بین المللی در این زمینه هستند. در ایران نیز دستورالعمل بهسازی لرزه ای ساختمان های موجود (نشریه ۳۶۰) [۴] در دو ویرایش تدوین شده است. اکثر این دستورالعمل ها مبتنی بر فلسفه طراحی لرزه ای سازه ها بر اساس عملکرد هستند. بنابراین، شیوه ارزیابی لرزه ای ساختمان های موجود با استفاده از این دستورالعمل ها تا حدودی با آیین نامه های مرسوم طراحی سازه های جدید مانند مباحث مقررات ملی ساختمان و استاندارد ۲۸۰۰ [۵] متفاوت است. به عنوان مثال در این دستورالعمل ها علاوه بر روش های خطی برای تحلیل سازه ها، از روش های تحلیل غیرخطی نیز استفاده می شود. به گونه ای که با توجه به ماهیت فلسفه طراحی سازه ها بر اساس عملکرد روش های تحلیل غیرخطی در این آیین نامه ها در اولویت قرار دارد و تنها در شرایط خاص استفاده از روش های تحلیل خطی توسط آیین نامه مجاز شمرده شده است. علاوه بر این، امروزه در آیین نامه های بارگذاری و طراحی ساختمان های جدید نظیر آخرین ویرایش استاندارد ۲۸۰۰ [۵]، به استفاده از روش های تحلیل غیرخطی برای طراحی ساختمان های جدید اشاره شده است. با توجه به عدم وجود مدل های رفتاری غیرخطی مناسب برای کاربر به منظور انجام تحلیل های غیرخطی، ناچار از مدل های پیشنهادی در نشریه ۳۶۰ جهت طراحی ساختمان های جدید استفاده خواهد شد. علاوه بر این، دو سوال همواره در ذهن مهندسیین و محققین استفاده کننده از دستورالعمل های بهسازی لرزه ای ساختمان های موجود مطرح است:

۱- تا چه اندازه آیین نامه های بهسازی لرزه ای ساختمان ها نظیر نشریه ۳۶۰ با آیین نامه های متداول برای طراحی سازه های جدید مطابقت دارند؟

۲- از آنجا که نشریه ۳۶۰ استفاده از چهار روش تحلیل سازه ها (استاتیکی خطی، دینامیکی خطی، استاتیکی غیرخطی و دینامیکی غیرخطی) را تحت شرایط مشخص مجاز دانسته است، نتایج ارزیابی عملکرد یک سازه مشخص با روش های مختلف تحلیل تا چه میزان با یکدیگر تطبیق دارد؟

همچنین هر چند که مفاصل پلاستیک پیشنهادی نشریه ۳۶۰ سطوح مختلف عملکردی عضو سازه ای را مشخص کرده اند، اما مشخص نیست که اساسا مفاصل خمیری پیشنهادی مربوط به رفتار اعضای سازه در چه سطح از شکل پذیری سازه بوده و با کدام سطح شکل پذیری در آیین نامه های طراحی سازه های جدید منطبق است.

استفاده از فلسفه طراحی لرزه ای سازه ها بر اساس عملکرد و ارزیابی آسیب پذیری سازه های مختلف موجود در مقیاس ساختمان، اعم از فولادی، بتن مسلح و مصالح بنایی در دهه های اخیر بسیار مورد توجه محققین قرار گرفته است و در تحقیقات گوناگون از جنبه های مختلف به آن پرداخته شده است. دسته ای از تحقیقات انجام شده به ارزیابی عملکرد سازه های طراحی شده بر اساس آیین نامه های رایج برخی کشورها اختصاص یافته است. برای نمونه، در سال ۲۰۰۷، Galindez و Thompson [۶] به بررسی عملکرد لرزه ای ساختمان های قاب خمشی طراحی شده منطبق بر آیین نامه کلمبیا پرداختند. Malekpour و همکاران نیز در سال ۲۰۱۱ [۷] به ارزیابی و مقایسه عملکرد قاب هاب خمشی دو بعدی طراحی شده بر اساس آیین نامه های طراحی لرزه ای ایران، اروپا و ژاپن با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی بر مبنای دستورالعمل FEMA356 پرداختند. نتایج حاصل از تحقیقات آنها نشان داد که هر چند از نظر مقاومت، سازه های طراحی شده بر اساس آیین نامه ۲۸۰۰ در رده بالاتری نسبت به دیگر آیین نامه ها قرار دارند، اما توزیع سختی این سازه ها در ارتفاع چندان مناسب نیست. در تحقیقی دیگر Behnamfar و Dastan در سال ۲۰۱۵ [۸] به ارائه ضرایب رفتار اصلاح شده ای برای طراحی سازه های قاب خمشی فولادی با هدف ایجاد حداکثر تطبیق آیین نامه های طراحی سازه های جدید و نشریه ۳۶۰ روی آوردند. برای این منظور آنها از تحلیل های تاریخچه زمانی غیرخطی در نرم افزار OPENSEES استفاده کردند. همچنین نتایج ارزیابی عملکرد سازه های قاب خمشی فولادی طراحی شده توسط آیین نامه های متداول با استفاده از آیین نامه ASCE7-06 در سال ۲۰۱۵ در قالب گزارشی از موسسه NIST منتشر گردید [۹]. اخیرا نیز Speicher و Harris III در سال ۲۰۱۶ [۱۰-۱۱] به بررسی سطح عملکرد آستانه فروریزش قاب های

فولادی دوبعدی با سیستم های باربر لرزه ای مهاربند هم محور و برون محور ویژه طراحی شده با آیین نامه های مرسوم ساختمان های جدید بر اساس دستورالعمل ASCE41 پرداخته اند. تحقیقاتی نیز در ایران بر روی ارزیابی عملکرد سازه های فولادی قاب خمشی و یا مهاربندی شده با اهداف مختلف انجام شده است [۱۲-۱۴]. نتایج حاصل از بررسی های انجام شده نشان داد که بر اساس روش های تحلیل غیرخطی برای ارزیابی عملکرد سازه ها، تعداد قابل توجهی از عناصر سازه ها پاسخگوی سطح عملکرد مورد نظر برای سازه ها نبودند. همچنین روش های تحلیل غیرخطی نسبت به روش های خطی بیشتر در جهت اطمینان می باشند. تحقیقات مشابهی نیز بر روی ساختمان های بتنی انجام شده است. از جمله Mosleh و همکاران در سال ۲۰۱۶ [۱۵] به بررسی رفتار ساختمان های بتنی طراحی شده بر اساس آیین نامه های مرسوم طراحی سازه ها با استفاده از تحلیل های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی پرداختند. مطالعات انجام شده توسط مصطفوی اسکویی و دانیالی [۱۶] نعمتی و جلالی [۱۷] از جمله تحقیقات دیگر بر روی ارزیابی عملکرد سازه های قاب خمشی بتن مسلح است. در کنار بررسی عملکرد سازه های طراحی شده بر اساس آیین نامه های طراحی متداول، بخشی از تحقیقات به بررسی تاثیر برخی عوامل بر عملکرد سازه های فولادی اختصاص یافته است [۱۸-۱۹]. علاوه بر این مطالعاتی بر روی میزان ضریب رفتار سازه های قاب خمشی فولادی صورت گرفته است [۲۰]. در نهایت دسته ای دیگر از تحقیقات به بررسی احتمالاتی عملکرد لرزه ای قاب های خمشی فولادی متمرکز شده اند [۲۱-۲۳].

در این تحقیق با توجه به اهمیت و فراگیری سیستم قاب خمشی فولادی و حساسیت های مرتبط با طراحی آن، به پاسخ به پرسش های مطرح شده در خصوص این سیستم سازه ای پرداخته شده است. بدین ترتیب سه ساختمان با پلان مسکونی مشابه و با تعداد طبقات ۴، ۸ و ۱۲ که مجموعه ای از ساختمان های کوتاه تا میان مرتبه را در بر می گیرد، انتخاب شده اند. آنگاه سازه ها با استفاده از آیین نامه های متداول طراحی سازه ها در کشور اعم از مبحث ششم مقررات ملی ساختمان [۲۴] و استاندارد ۲۸۰۰ و مبحث دهم مقررات ملی ساختمان [۲۵] بارگذاری، تحلیل و طراحی شده اند. سازه ها نیز دو بار به طور جداگانه با فرض دو سطح شکل پذیری متوسط و ویژه منطبق بر ضوابط آیین نامه های موجود طراحی شده اند. در روند طراحی سازه ها سعی شده است که نسبت نیرو به مقاومت در اعضا (تیرو ستون) تا حد امکان نزدیک به واحد در نظر گرفته شود. آنگاه عملکرد سازه ها بر اساس دستورالعمل بهسازی لرزه ای ساختمان های موجود (نشریه ۳۶۰) و چهار روش تحلیل پیشنهادی در این دستورالعمل ارزیابی شده است.

۲- روش های تحلیل متداول در دستورالعمل بهسازی لرزه ای برای ارزیابی آسیب پذیری سازه ها

به طور کلی چهار روش تحلیل استاتیکی خطی، دینامیکی خطی، استاتیکی غیرخطی و دینامیکی غیرخطی در نشریه ۳۶۰ برای ارزیابی آسیب پذیری سازه ها مورد استفاده قرار می گیرد. استفاده از هر یک از روش های فوق تحت شرایط خاصی قابل انجام است که کاربر باید قبل از انتخاب روش تحلیل، آنها را مد نظر قرار دهد. در ادامه به طور خلاصه به هر یک از روش های موجود پرداخته می شود.

الف- تحلیل استاتیکی خطی: هر چند که در نشریه ۳۶۰ روش تحلیل استاتیکی خطی مشابه روش استاتیکی معادل مورد استفاده در آیین نامه های متداول طراحی سازه ها استفاده می شود، اما به دلیل تفاوت در فلسفه حاکم بر این نوع آیین نامه ها، در جزییات محاسبه برش پایه و معیار های پذیرش با آیین نامه های روز تفاوت دارند. به طوری که در محاسبه برش پایه در روش استاتیکی خطی از ضریب رفتار آیین نامه استفاده نمی شود، به عبارت دیگر برش پایه ارتجاعي در این روش مورد استفاده قرار می گیرد. رابطه کلی محاسبه برش پایه در روش استاتیکی خطی مطابق زیر است:

$$V = C_1 C_2 C_m S_a W \quad (1)$$

در رابطه فوق W وزن موثر لرزه ای سازه، S_a شتاب طیفی، C_m ضریبی برای در نظر گرفتن اثرات مودهای بالاتر هستند. همچنین C_1 ضریب تصحیح برای در نظر گرفتن تغییر مکان های غیر ارتجاعي و C_2 ضریب تصحیح برای اثرات کاهش سختی و مقاومت اعضای سازه ای بر تغییر مکان ها ناشی از زوال چرخه ای است.

در مقابل اعضای یک سازه تحت تلاش های گوناگون در نشریه ۳۶۰ بر اساس نوع رفتار مورد انتظار از آنها به دو دسته اصلی اعضای تغییرشکل-کنترل و اعضای نیرو-کنترل تقسیم می شوند. اعضای تغییرشکل-کنترل به اعضای اتلاق می شود که رفتار شکل پذیری

از آنها انتظار می رود و قرار است نقش تامین شکل پذیری کل سازه را ایفا نمایند. بنابراین این اعضا می بایست ظرفیت تغییر شکل های فرا ارتجاعی قابل توجهی را از خود نشان دهند. در مقابل از اعضای نیرو-کنترل رفتاری شکل پذیر انتظار نمی رود. بنابراین این اعضا باید در حین زلزله با سطح خطر مشخص بدون آسیب باقی بمانند.

بدین ترتیب با انجام تحلیل استاتیکی سازه تحت نیروی جانبی با توزیع مشخص و بارهای ثقلی، تلاش های داخلی در اعضای تغییرشکل-کنترل و نیرو-کنترل به ترتیب از ترکیبات بار های ارائه شده در روابط ۲ و ۳ بدست می آیند:

$$Q_{UD} = (Q_G \pm Q_E) \quad (2)$$

$$Q_{UF} = (Q_G \pm \frac{Q_E}{C_1 C_2 C_3 J}) \quad (3)$$

$$Q_G = \begin{cases} 1.1(Q_D + Q_L) \\ 0.9Q_D \end{cases} \quad (4)$$

که در روابط فوق Q_{UD} و Q_{UF} به ترتیب تلاش های ایجاد شده در اعضای تغییرشکل-کنترل و نیرو-کنترل هستند. همچنین Q_G ، Q_E ، Q_D و Q_L به ترتیب تلاش های ناشی از بار های ثقلی، لرزه ای، مرده و زنده هستند. ضریب J نیز برای در نظر گرفتن اثر رفتار غیرخطی اعضای نیرو-کنترل بر تلاش های داخلی اعضای تغییرشکل-کنترل استفاده می شود. با استخراج تلاش های داخلی در اعضای مختلف سازه و محاسبه ظرفیت هر عضو، ضوابط پذیرش هر عضو تحت تلاش های مشخص به شرح زیر ارزیابی می شود:

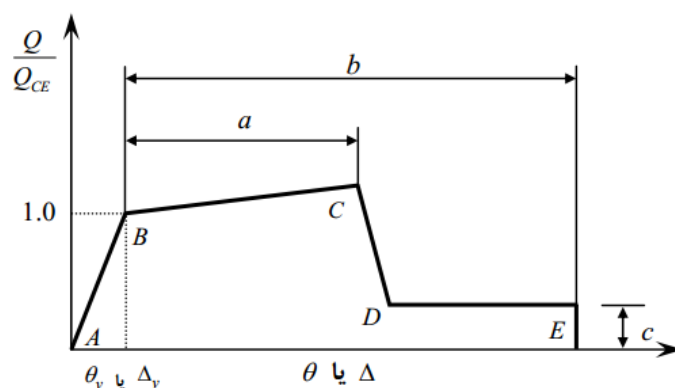
$$mkQ_{CE} \geq Q_{UD} \quad (5)$$

$$kQ_{CL} \geq Q_{UF} \quad (6)$$

در روابط فوق ضریب k به عنوان ضریب آگاهی مطرح است. همچنین ضریب m که در ضوابط پذیرش اعضای تغییرشکل-کنترل ظاهر می شود، تابع میزان شکل پذیری مورد انتظار و سطح عملکرد مورد نظر برای سازه می باشد. مقادیر این ضریب برای اعضای مرسوم تحت تلاش های گوناگون در جداولی در نشریه ۳۶۰ ارائه شده است.

ب- *تحلیل دینامیکی خطی*: تحلیل دینامیکی خطی در نشریه ۳۶۰ هم به روش تحلیل طیفی و هم روش تاریخچه پاسخ انجام می شود. در اینجا نیز در محاسبه نیروهای زلزله از ضریب رفتار برای سازه استفاده نمی شود. ترکیبات بار مورد استفاده و معیارهای پذیرش در این روش نیز مشابه روش استاتیکی خطی است. تنها تفاوت این روش با تحلیل استاتیکی در مقدار تلاش های داخلی ناشی از زلزله است که از یکی از دو روش فوق الذکر حاصل می شود. لازم به ذکر است که در تحلیل دینامیکی خطی در ویرایش آخر نشریه ۳۶۰، برش پایه حاصل از تحلیل دینامیکی باید با ۸۰ درصد برش پایه استاتیکی هم پایه شود، در حالی که در ویرایش نخست نشریه ۳۶۰ بحثی از هم پایه کردن برش پایه مطرح نشده بود.

پ- *تحلیل استاتیکی غیر خطی*: این تحلیل که به آن تحلیل بارافزون (Pushover) نیز اطلاق می شود، یکی از پرکاربردترین تحلیل های مورد استفاده در ارزیابی عملکرد و آسیب پذیری سازه های موجود است، به طوری که استفاده از آن در ارزیابی عملکرد اکثر سازه های کوتاه مرتبه و میان مرتبه مجاز است. در این تحلیل باید ابتدا رفتار مناسب غیرخطی برای اعضای تغییرشکل-کنترل تحت تلاش های مختلف تعریف شود. بدین ترتیب در نقاطی از اعضای سازه که پتانسیل غیرخطی شدن را دارند، رفتار غیرخطی (مفصل خمیری) بر اساس پیشنهاد نشریه تعریف می شود. نمودار کلی رفتار مفصل خمیری در نشریه ۳۶۰ در شکل ۱ نمایش داده شده است. در خصوص اعضای نیرو-کنترل با توجه به اینکه این اعضا نباید تا انتها آسیبی را تجربه کنند، مفصل خمیری شکل پذیر تعریف نمی شود. پس از تعریف مفصل خمیری، سازه تحت بار جانبی با توزیع مشخص در ارتفاع قرار گرفته و بار افزوده می شود.



شکل ۱: رفتار کلی مفصل خمیری برای اعضای تغییر شکل کنترل [۴]

پس از انجام تحلیل منحنی غیرخطی نیرو-جابجایی سازه (برش پایه بر حسب جابجایی مرکز جرم بام) ترسیم می شود. تحلیل بارافزون باید در راستاهای اصلی ساختمان و در جهات مثبت و منفی بر اساس توصیه آیین نامه تکرار شود. با استخراج منحنی های نیرو-جابجایی و استخراج منحنی دوطرفی برای آن، جابجایی هدف با استفاده از روابط ۷ و ۸ بدست می آید. بدین ترتیب سازه در موقعیت جابجایی هدف قرار گرفته و میزان تغییر شکل های غیرخطی در مفاصل خمیری سازه با حدود تعریف شده برای هر سطح عملکرد مقایسه می شود. این کار برای تمامی منحنی های بدست آمده از سازه تکرار می شود.

$$\delta_c = C_0 C_1 C_2 \frac{T_g^2}{4\pi^2} g \quad (7)$$

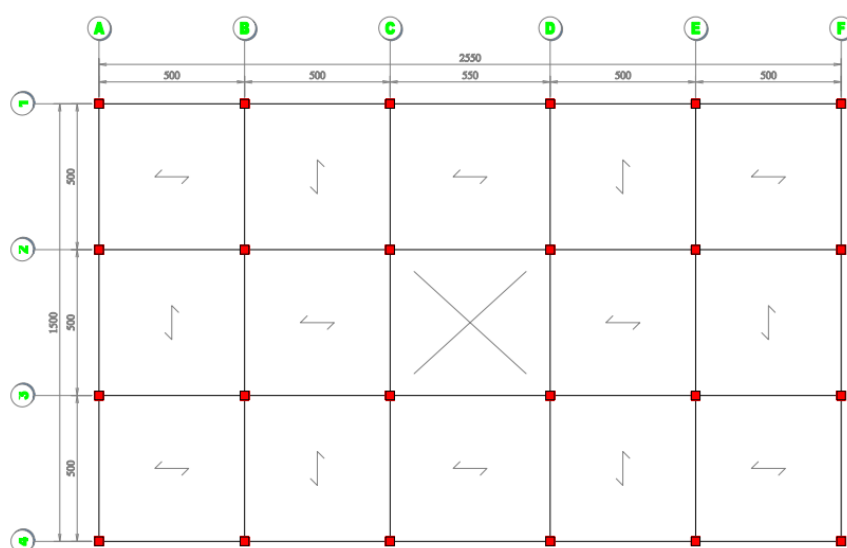
$$T_g = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_g}} \quad (8)$$

در روابط فوق T_i دوره تناوب اولیه سازه، T_g دوره تناوب موثر سازه، K_i سختی اولیه و K_g سختی موثر است.

ت- تحلیل دینامیکی غیر خطی: در این تحلیل که به صورت تاربخچه پاسخ انجام می شود، پاسخ سازه با فرض رفتار غیرخطی به زلزله مشخص بدست می آید. در اینجا نیز در ابتدا مفصل های خمیری مناسب برای اعضای سازه تعریف می شود، سپس شتاب زلزله با شرایط مشخص شده توسط نشریه به سازه اعمال می شود. با یافتن پاسخ سازه به شتابنگاشت مشخص زلزله، مجدداً مفاصل خمیری ایجاد شده در سازه ارزیابی می شوند و مشابه روش استاتیکی خطی با حدود تعریف شده برای هر سطح عملکرد مقایسه می شود.

۳- ساختمان های مورد بررسی

در این تحقیق سه ساختمان مسکونی با پلان مشخص (شکل ۲) و با تعداد طبقات ۴، ۸ و ۱۲ که مجموعه ای از ساختمان های کوتاه مرتبه تا میان مرتبه را در بر می گیرد، مورد بررسی قرار گرفته اند. سیستم باربر جانبی سازه در دو راستا قاب خمشی فولادی است. قاب های خمشی راستای X شامل ۴ قاب و در راستای Y شامل ۶ قاب می باشد. همچنین ارتفاع طبقات ۳/۴ متر است. با توجه به پرسش های مطرح شده در ابتدای مقاله، هر یک از سازه ها یک بار با فرض یک سازه با شکل پذیری متوسط و بار دیگر با فرض شکل پذیری ویژه طراحی شده اند. از جمله تفاوت های مطرح در خصوص طراحی این دو دسته سازه، می توان به ضریب رفتار و ضوابط ویژه طرح لرزه ای قاب های خمشی فولادی در آیین نامه های طراحی لرزه ای سازه های فولادی اشاره کرد.



شکل ۲: پلان تیر ریزی ساختمان های مورد ارزیابی

فرض شده است سازه در ساختمانی با لرزه خیزی زیاد و خاک نوع دو بنا شده است. بارگذاری ثقلی شامل بار مرده یکنواخت طبقات معادل ۵۷۰ کیلوگرم بر متر مربع و بار زنده یکنواخت ۲۰۰ کیلوگرم بر مترمربع بوده است. بار تیغه بندی و دیوارهای پیرامونی نیز به طور جداگانه به مدل ها اعمال شده است. بدین ترتیب ساختمان ها بر اساس آیین نامه های بارگذاری و طراحی متداول برای سازه های جدید از جمله استاندارد ۲۸۰۰ و مباحث ششم و دهم مقررات ملی ساختمان بارگذاری، تحلیل و طراحی شده اند. لازم به ذکر است که در طراحی سازه ها تمامی ضوابط طرح ساختمان های فولادی از جمله معیارهای نیرویی و تغییر مکان نسبی طبقات رعایت شده است. علاوه بر این ضوابط طراحی لرزه ای مبحث دهم مقررات ملی برای ساختمان های فولادی با قاب خمشی نیز در این تحقیق رعایت شده اند. مقاطع مورد استفاده مقاطع قوطی شکل برای ستون ها و تیرورق های I شکل برای تیرها بوده است. به منظور سهولت در مقایسه نتایج حاصل از دو آیین نامه مذکور، در طراحی سازه اولیه سعی شده است که نسبت های معیارهای پذیرش طبق آیین نامه های روز نزدیک به واحد انتخاب شوند. در جدول ۱ خلاصه ای از مشخصات سازه های طراحی شده ارائه شده اند.

جدول ۱: خلاصه ای از مشخصات سازه های طراحی شده

سازه	دوره تناوب اصلی (ثانیه)	وزن واحد سطح تیرها (کیلوگرم بر مترمربع)	وزن واحد سطح ستون ها (کیلوگرم بر مترمربع)	وزن واحد سطح کل فولاد مصرفی (کیلوگرم بر مترمربع)
۴ طبقه - متوسط	۱/۳۹	۲۹/۳۹	۲۱/۲۹	۵۰/۶۸
۴ طبقه - ویژه	۱/۴۷	۲۹/۱۹	۲۸/۴۹	۵۷/۶۸
۸ طبقه - متوسط	۱/۸۱	۳۵/۰۹	۳۲/۴۶	۶۷/۵۵
۸ طبقه - ویژه	۱/۸۷	۳۸/۵۲	۳۶/۸۲	۷۵/۳۴
۱۲ طبقه - متوسط	۲/۶۲	۳۷/۲۶	۳۳/۰۴	۷۰/۲۹
۱۲ طبقه - ویژه	۲/۷۳	۳۵/۷۹	۴۷/۱۳	۸۲/۹۲

۴- بررسی عملکرد لرزه ای سازه ها بر اساس نشریه ۳۶۰

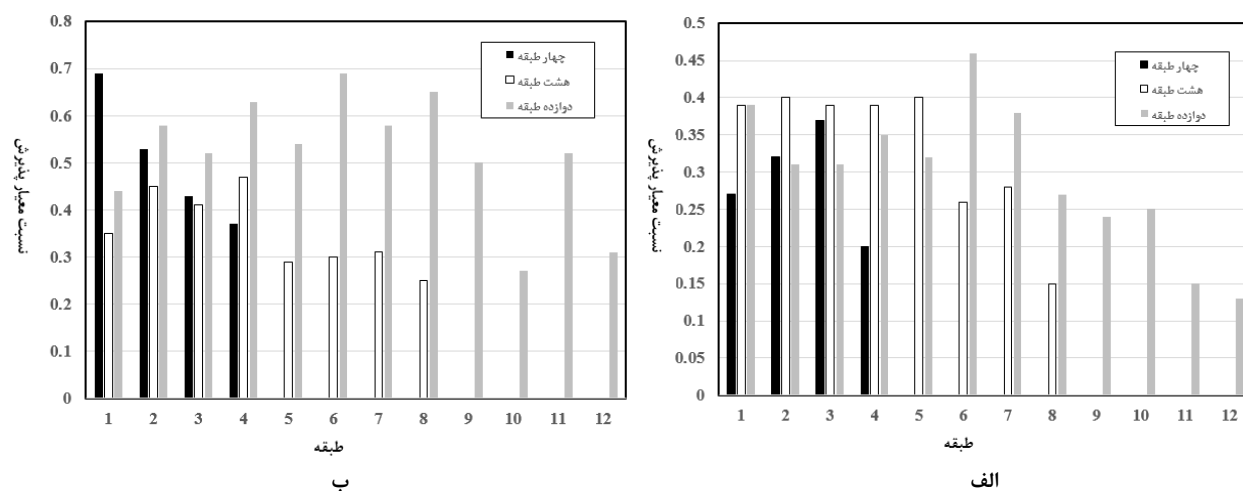
با توجه به اینکه انتظار می رود در سازه های طراحی شده بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ ایران در زلزله طرح، ایمنی جانی ساکنین حفظ شود، لذا در این بخش نیز سطح عملکرد ایمنی جانی برای ساختمان ها در زلزله با سطح خطر ۱ نشریه ۳۶۰ که معادل زلزله طرح می باشد، ارزیابی شده است. در ادامه نتایج حاصل از ارزیابی عملکرد ساختمان ها با استفاده از چهار روش تحلیل مذکور ارائه شده اند.

۴-۱- ارزیابی عملکرد سازه ها با استفاده از روش استاتیکی خطی

طبق مراحل مذکور در بخش های پیشین، برش پایه استاتیکی برای سازه ها بر اساس نشریه ۳۶۰ محاسبه شده و با توزیع مناسب در ارتفاع سازه ها به آنها اعمال می شود. علاوه بر این بارهای ثقلی نیز به سازه ها اعمال می شوند. تحلیل به صورت استاتیکی خطی با نرم افزار Etabs انجام شده است. آنگاه نیروهای داخلی در اعضای نیرو-کنترل و تغییرشکل-کنترل با استفاده از ترکیبات بار مربوطه بدست آمده اند. در نهایت معیارهای پذیرش هر یک از عناصر تیر و ستون بر اساس شرایط تعیین شده در نشریه ارزیابی شده است.

ستون ها: بر اساس میزان نیروی محوری موجود در ستون ها و نسبت آن به ظرفیت محوری ستون، این اعضا تحت نیروهای محوری و لنگر خمشی داخلی ممکن است در رده اعضای نیرو-کنترل یا تغییرشکل-کنترل واقع شوند. با انجام کنترل های مربوطه برای هر یک از ستون ها و استخراج نسبت های مربوطه به معیارهای پذیرش ستون های ساختمان های شکل پذیری ویژه، حداکثر مقدار این نسبت ها برای ستون ها به تفکیک طبقات در نمودار شکل ۳- الف ارائه شده اند. همانگونه که ملاحظه می شود، نه تنها تمامی ستون های سازه پاسخگوی سطح عملکرد ایمنی جانی در نشریه ۳۶۰ هستند، بلکه به دلیل کنترل ضوابط مضاعفی چون جابجایی نسبی طبقات و تیر ضعیف-ستون قوی در طرح قاب های خمشی فولادی ویژه، نسبت های معیارهای پذیرش به مقدار قابل توجهی کاهش یافته است. به طوری که حداکثر نسبت معیارهای پذیرش ستون ها در طبقات ساختمان های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه به ترتیب ۰/۳۷، ۰/۴ و ۰/۴۶ است. لازم به ذکر است که این نسبت در طبقات میانی ساختمان ها مقدار بیشتری از خود نشان می دهد.

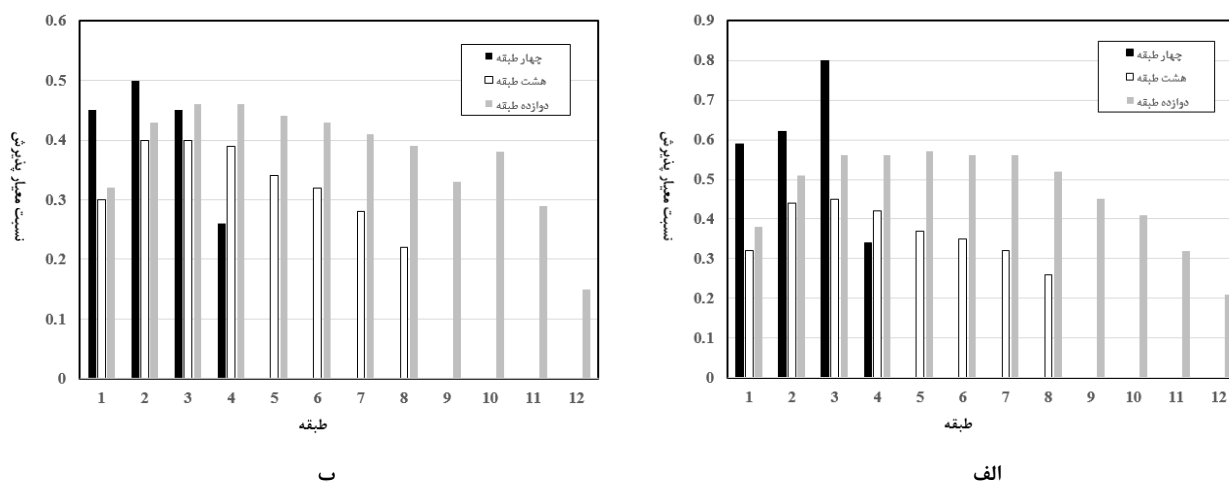
همچنین مقادیر معیارهای پذیرش برای ستون های ساختمان های با شکل پذیری متوسط نیز در نمودار شکل ۳- ب ارائه شده اند. نتایج در این ساختمان ها نیز نشان می دهد که در سازه های طرح شده بر مبنای ضوابط قاب های خمشی با شکل پذیری متوسط نیز تمامی ستون ها پاسخگو هستند. همچنین حداکثر نسبت معیارهای پذیرش ستون ها در طبقات ساختمان های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه به ترتیب ۰/۶۹، ۰/۴۷ و ۰/۶۹ است. همانگونه که ملاحظه می شود نسبت های بحرانی معیارهای پذیرش در قاب های با شکل پذیری متوسط بیشتر است. هرچند که در طراحی اولیه قاب های با شکل پذیری متوسط از ضریب رفتار کمتری استفاده شده است، اما ضوابط طرح لرزه ای ساده تر در طراحی آنها نسبت به قاب های با شکل پذیری ویژه، منجر به این نتایج می شود.



شکل ۳: مقدار حداکثر نسبت معیار پذیرش بحرانی ستون ها در ساختمان های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه، الف- شکل پذیری ویژه ب- شکل پذیری متوسط

تیرها: تیرها در قاب های خمشی فولادی با دهانه های متعارف عمدتاً تحت تلاش های خمشی داخلی بحرانی هستند. این عناصر بنابر میزان لاغری آنها ممکن است در رده اعضای تغییرشکل - کنترل یا نیرو-کنترل قرار گیرند. با توجه به مقاطع انتخابی برای تیرها در ساختمان های مورد بررسی در این تحقیق، تیرها در خمش در رده اعضای تغییرشکل کنترل قرار می گیرند. بنابراین مقادیر مناسب ضریب m برای این اعضا از آیین نامه استخراج شده و معیارهای پذیرش مربوطه ارزیابی می شوند. بدین ترتیب حداکثر مقدار نسبت های معیار پذیرش بحرانی تیرها به تفکیک طبقات در نمودار شکل ۴-الف نمایش داده شده است. در اینجا نیز تمامی تیرهای ساختمان ها که بر اساس ضوابط قاب خمشی با شکل پذیری ویژه طرح شده اند، معیارهای سطح عملکرد ایمنی جانی را برآورده می سازند. مقادیر حداکثر نسبت های پذیرش بحرانی در تیرهای ساختمان های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه به ترتیب ۰/۸، ۰/۴۴ و ۰/۵۷ است. ملاحظه می شود که نسبت به ستون ها نسبت معیارهای پذیرش در تیرها بیشتر است.

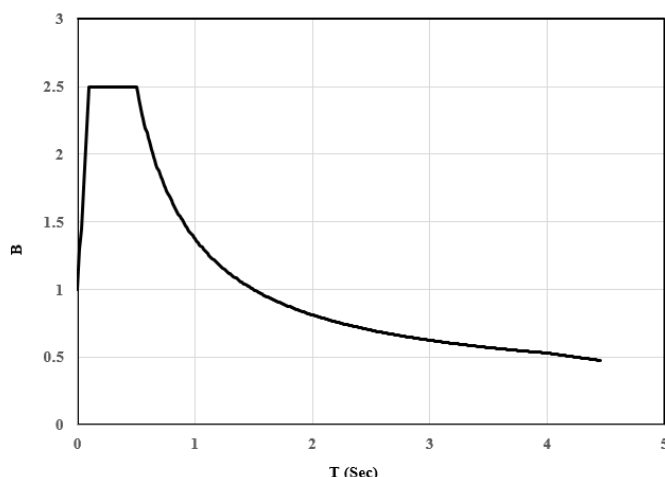
در مقابل تیرهای سازه هایی که بر اساس شکل پذیری متوسط طراحی شده اند نیز پاسخگوی سطح عملکرد مربوطه هستند، شکل ۴-ب. مقادیر حداکثر نسبت های پذیرش بحرانی در تیرهای ساختمان های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه به ترتیب ۰/۵، ۰/۴ و ۰/۴۶ است. برخلاف ستون ها، نسبت های معیارهای پذیرش تیرها در قاب های با شکل پذیری متوسط بحرانی تر از قاب های با شکل پذیری ویژه هستند. این امر ناشی از مقدار کمتر ضریب رفتار انتخابی برای سازه های با شکل پذیری متوسط است که منجر به مقاطع قوی تر تیرها در این ساختمان ها می شود.



شکل ۴: مقدار حداکثر نسبت معیار پذیرش بحرانی تیرها در ساختمان های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه، الف- شکل پذیری ویژه ب- شکل پذیری متوسط

۴-۲- ارزیابی عملکرد سازه ها با استفاده از روش دینامیکی خطی

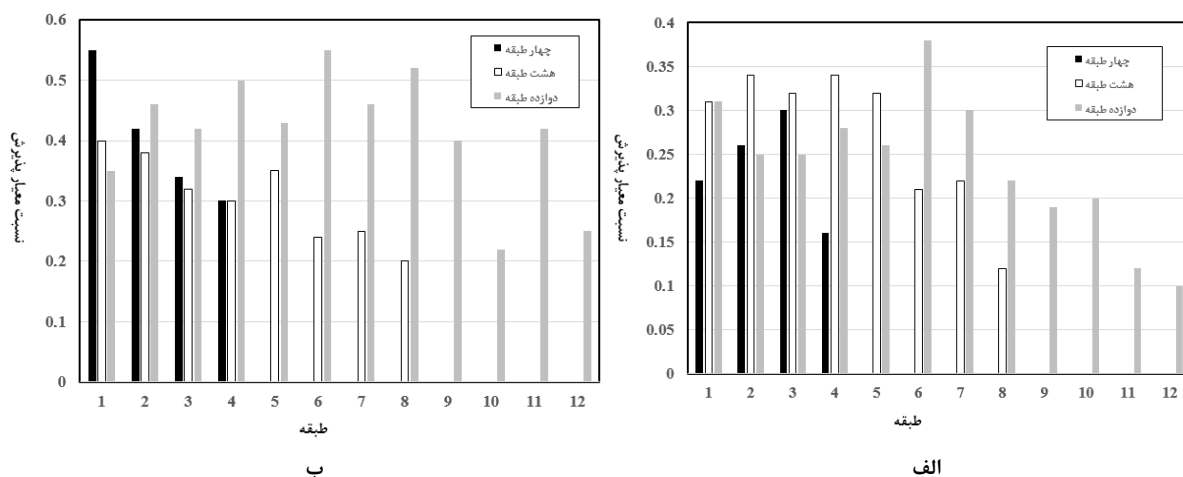
در این تحقیق از روش دینامیکی طیفی نیز برای ارزیابی لرزه ای ساختمان ها به روش دینامیکی خطی استفاده شده است. بنابراین طیف طرح مورد استفاده همان طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰ است. منحنی ضریب بازتاب (B) مورد استفاده در اینجا در شکل ۵ نشان داده شده است. لازم به یادآوری است که بر خلاف ویرایش پیشین نشریه ۳۶۰، برش پایه حاصل از تحلیل دینامیکی در ساختمان های منظم به ۸۰ درصد برش پایه روش استاتیکی معادل هم پایه می شود. با انجام تحلیل طیفی در نرم افزار Etabs و یافتن تلاش های داخلی اعضا با استفاده از ترکیبات بار مناسب، معیارهای پذیرش روش های خطی مجدداً مشابه روش استاتیکی معادل بررسی شده است. در ادامه نتایج حاصل از ارزیابی لرزه ای ساختمان های مورد بررسی با استفاده از روش دینامیکی خطی ارائه می شود.



شکل ۵: منحنی ضریب بازتاب مربوط به ساختمان با خاک نوع ۲

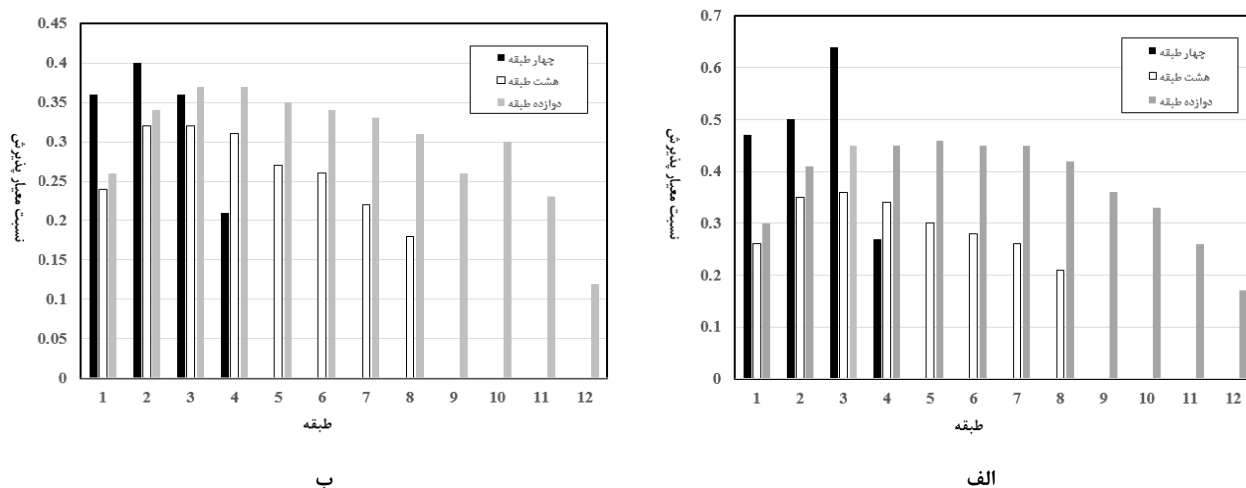
ستون ها: با مشخص شدن نوع رفتار ستون ها بر اساس میزان نیروی محوری در آنها، می توان معیار های پذیرش در این عناصر را مورد ارزیابی قرار داد. در نمودارهای شکل ۶ مقادیر حداکثر نسبت های معیارهای پذیرش هر طبقه از ساختمان ها نمایش داده شده اند. نسبت های بحرانی معیارهای پذیرش ستون ها بدست آمده از روش دینامیکی خطی نشان می دهد که حداکثر مقدار نسبت های بحرانی در ساختمان های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه با شکل پذیری ویژه، به ترتیب ۰/۳، ۰/۳۴ و ۰/۳۸ است که به مراتب از ۱ کمتر است. این نسبت ها در مقایسه با مقادیر بدست آمده از روش استاتیکی خطی نیز کمتر است. این امر می تواند به دلیل شیوه هم پایه کردن مقادیر برش پایه حاصل از روش دینامیکی در نشریه ۳۶۰ باشد.

در خصوص ساختمان های با شکل پذیری متوسط نیز نتایج نشان می دهند که حداکثر مقدار نسبت های بحرانی ستون ها در ساختمان های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه به ترتیب ۰/۵۵، ۰/۴ و ۰/۵۵ است. مقادیر معیارهای پذیرش برای ستون های ساختمان های با شکل پذیری متوسط نیز در شکل ۶-ب ارائه شده اند. ملاحظه می شود که تمامی ستون های این ساختمان ها نیز پاسخگوی سطح عملکرد مورد نظر بوده و در قیاس با ستون های ساختمان های ویژه نیز نسبت های بحرانی معیارهای پذیرش مقدار بیشتری دارند. همین روند در ارزیابی عملکرد سازه ها در روش استاتیکی نیز مشاهده شد.



شکل ۶: مقدار حداکثر نسبت معیار پذیرش بحرانی ستون ها در ساختمان های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه، الف- شکل پذیری ویژه ب- شکل پذیری متوسط

تیرها: با توجه به اینکه تیرها در ساختمان های مورد بررسی در این مقاله در خمش در رده عناصر تغییرشکل - کنترل محسوب می شوند، با انتخاب مقدار مناسب برای m می توان سطح عملکرد مورد نظر برای این اعضا را ارزیابی نمود. در شکل ۷ مقادیر نسبت های بحرانی معیارهای پذیرش تیرها به تفکیک طبقات نمایش داده شده اند. نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی خطی نشان می دهد که تمامی تیرها در ساختمان های طرح شده بر مبنای شکل پذیری ویژه معیارهای پذیرش ایمنی جانی را رعایت کرده اند. مقادیر نسبت های معیارهای پذیرش برای تیرهای ساختمان های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه شکل پذیری ویژه به ترتیب ۰/۶۴، ۰/۳۶ و ۰/۴۶ است. همچنین مقادیر معیارهای پذیرش برای تیرهای ساختمان های با شکل پذیری متوسط نیز در شکل ۷-ب ارائه شده اند. نتایج نشان می دهند که در سازه های با شکل پذیری متوسط تمامی تیرها معیارهای پذیرش سطح عملکرد مورد نظر را برآورده می کنند. مقادیر نسبت های معیارهای پذیرش برای تیرهای ساختمان های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه به ترتیب ۰/۴، ۰/۳۲ و ۰/۳۷ است. مشابه نتایج حاصل از تحلیل های استاتیکی خطی، نسبت های پذیرش بحرانی در تیرهای سازه های با شکل پذیری متوسط کمتر از سازه های با شکل پذیری ویژه هستند.



شکل ۷: مقدار حداکثر نسبت معیار پذیرش بحرانی تیرها در ساختمان های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه، الف - شکل پذیری ویژه ب - شکل پذیری متوسط

نتایج حاصل از تحلیل های خطی نشان می دهد که تمامی عناصر ساختمان های با قاب خمشی ویژه و متوسط فولادی با ارتفاع های مختلف، نه تنها سطح عملکرد ایمنی جانی ساکنین را حفظ می نمایند، بلکه نسبت های معیارهای پذیرش نشریه ۳۶۰ به میزان معناداری کمتر از واحد است. این امر نشان می دهد که نشریه ۳۶۰ در خصوص سیستم های قاب خمشی فولادی نسبت به آیین نامه های طراحی ساختمان های جدید منجر به مقاطعی ضعیف تر می شود. مقایسه نتایج بین روش های استاتیکی خطی و دینامیکی خطی نیز نشان از ضعیف تر بودن مقاطع حاصل با روش تحلیل دینامیکی نسبت به تحلیل استاتیکی دارد. مقایسه نسبت های معیارهای پذیرش بین قاب های متوسط و ویژه نشان می دهد که ستون های قاب های خمشی ویژه از مقاطع قوی تری برخوردار بوده و در نهایت نسبت معیارهای پذیرش در آنها نسبت به ستون های قاب های متوسط کمتر است. در مقابل تیرهای ساختمان های با شکل پذیری ویژه با توجه به استفاده از ضریب رفتار بیشتر در طرح سازه اولیه نسبت به تیرهای قاب های ویژه از نسبت معیارهای پذیرش کمتری برخوردار است.

۳-۴ - ارزیابی عملکرد سازه ها با استفاده از روش استاتیکی غیرخطی

در این تحقیق برای انجام تحلیل های غیرخطی، از نرم افزار Perform 3D به عنوان یک ابزار قدرتمند برای ارزیابی عملکردی سازه های موجود استفاده شده است. بدین ترتیب در بخش تحلیل های استاتیکی غیرخطی، مفاصل پلاستیک مناسب برای عناصر تیر و ستون سازه تعریف می شود. در خصوص تیرها و ستون ها بر اساس میزان فشردگی مقطع و میزان بار محوری در ستون، مشخصات مفاصل خمیری تعریف می شوند. در جدول های ۲ و ۳ به ترتیب مشخصات مفاصل پلاستیک تیر و ستون ها در قاب های خمشی که در نشریه

۳۶۰ توصیه شده اند ارائه شده اند. لازم به یادآوری است که در خصوص ستون های با مقطع قوطی اصلاحاتی جزئی در مفصل ها اعمال می شود که در نشریه ۳۶۰ شرح داده شده است. در شکل ۸ نمونه ای از مفصل پلاستیک تیرهای سازه در نرم افزار نمایش داده شده است. مشخصات مفصل خمیری سازه از جدول های موجود در نشریه ۳۶۰ استخراج شده اند. لازم به ذکر است که علاوه بر رفتار مفصل خمیری ، حدود تعریف شده در آیین نامه برای تغییر شکل های غیرخطی در سطوح مختلف عملکردی سازه نیز برای عناصر تعریف می شوند.

جدول ۲: مشخصات مفصل های پلاستیک تیرها

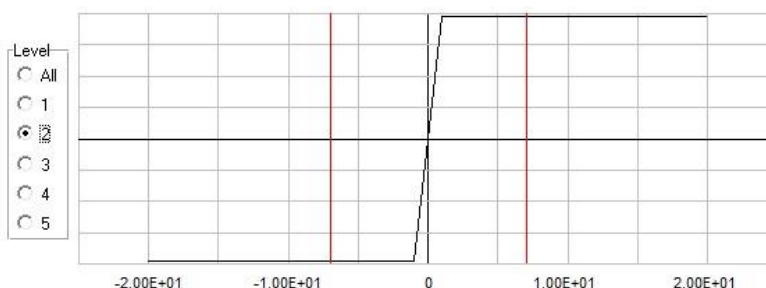
معیار پذیرش			پارامترهای مدلسازی			تلاش / جزء
زاویه چرخش خمیری (رادیان)			نسبت تنش پسماند	زاویه چرخش خمیری (رادیان)		
اعضای اصلی		کلیه اعضا		c	b	
CP	LS	IO				
$8\theta_y$	$6\theta_y$	θ_y	۰/۶	$11\theta_y$	$9\theta_y$	الف- $\frac{h}{t_w} \leq 2.45 \sqrt{E/F_{yE}}, \frac{b_f}{2t_f} \leq 0.3 \sqrt{E/F_{yE}}$
$3\theta_y$	$2\theta_y$	$0.125\theta_y$	۰/۲	$6\theta_y$	$4\theta_y$	ب- $3.75 \sqrt{E/F_{yE}} \leq \frac{h}{t_w} \leq 5.7 \sqrt{E/F_{yE}}$ یا $0.38 \sqrt{E/F_{yE}} \leq \frac{b_f}{2t_f} \leq 0.76 \sqrt{E/F_{yE}}$
با استفاده از درون یابی خطی						پ: برای حالت $\frac{h}{t_w}$ یا $\frac{b_f}{2t_f}$ بین مقادیر الف و ب
رفتار نیرو کنترل						ت: $\frac{h}{t_w} \geq 5.7 \sqrt{E/F_{yE}}, \frac{b_f}{2t_f} \geq 0.76 \sqrt{E/F_{yE}}$

جدول ۳: مشخصات مفصل های پلاستیک ستون ها

معیار پذیرش			پارامترهای مدلسازی			تلاش / جزء
زاویه چرخش خمیری (رادیان)			نسبت تنش پسماند	زاویه چرخش خمیری (رادیان)		
اعضای اصلی		کلیه اعضا		c	b	
CP	LS	IO				
$\frac{P_{UF}}{P_{CL}} \leq 0.2$						
$8\theta_y$	$6\theta_y$	θ_y	۰/۶	$11\theta_y$	$9\theta_y$	الف- $\frac{h}{t_w} \leq 1.76 \sqrt{E/F_{yE}}, \frac{b_f}{2t_f} \leq 0.3 \sqrt{E/F_{yE}}$
$3\theta_y$	$2\theta_y$	$0.125\theta_y$	۰/۲	$6\theta_y$	$4\theta_y$	ب- $2.7 \sqrt{E/F_{yE}} \leq \frac{h}{t_w} \leq 4.4 \sqrt{E/F_{yE}}$ یا $0.38 \sqrt{E/F_{yE}} \leq \frac{b_f}{2t_f} \leq 0.76 \sqrt{E/F_{yE}}$
با استفاده از درون یابی خطی						پ: برای حالت $\frac{h}{t_w}$ یا $\frac{b_f}{2t_f}$ بین مقادیر الف و ب
رفتار نیرو کنترل						ت- $\frac{h}{t_w} \geq 4.4 \sqrt{E/F_{yE}}, \frac{b_f}{2t_f} \geq 0.76 \sqrt{E/F_{yE}}$

ادامه جدول ۳:

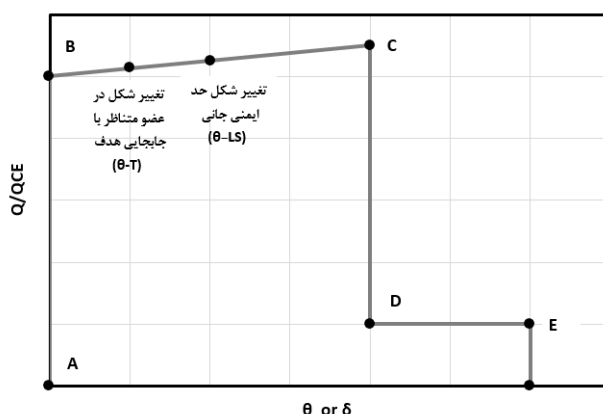
$0.2 \leq \frac{P_{UF}}{P_{CL}} \leq 0.5$						
$14(1-\sqrt{\frac{P_{UF}}{P_{CL}}})$	$8(1-\sqrt{\frac{P_{UF}}{P_{CL}}})$	θ_y	۰/۶	$17(1-\sqrt{\frac{P_{UF}}{P_{CL}}})$	$11(1-\sqrt{\frac{P_{UF}}{P_{CL}}})$	الف- $\frac{h}{t_w} \leq 1.52 \sqrt{E/F_{y_e}}, \frac{b_f}{2t_f} \leq 0.3 \sqrt{E/F_{y_e}}$
$0.18\theta_y$	$0.15\theta_y$	$0.25\theta_y$	۰/۲	$1/5\theta_y$	θ_y	ب- $2.34 \sqrt{E/F_{y_e}} \leq \frac{h}{t_w} \leq 3.8 \sqrt{E/F_{y_e}}$ یا $0.38 \sqrt{E/F_{y_e}} \leq \frac{b_f}{2t_f} \leq 0.76 \sqrt{E/F_{y_e}}$
با استفاده از درون یابی خطی						پ: برای حالت $\frac{h}{t_w}$ یا $\frac{b_f}{2t_f}$ بین مقادیر الف و ب
رفتار نیرو کنترل						ت- $\frac{h}{t_w} \geq 3.8 \sqrt{E/F_{y_e}}, \frac{b_f}{2t_f} \geq 0.76 \sqrt{E/F_{y_e}}$
رفتار نیرو کنترل						$\frac{P_{UF}}{P_{CL}} \geq 0.5$



شکل ۸: نمونه ای از مفاصل خمیری تعریف شده در نرم افزار Perform 3D برای تیرها

از آنجا که در نشریه ۳۶۰ قید شده است که در روش استاتیکی غیرخطی، در صورتی که سازه بر اساس یکی از ویرایش های استاندارد ۲۸۰۰ طرح شده باشد، تحلیل بارافزون تنها با یک توزیع بار جانبی (متناسب با شکل مد اول سازه) انجام می شود، لذا در این تحقیق از این ضابطه تبعیت شده است. بدین ترتیب پس از انجام تحلیل بارافزون در راستاهای اصلی ساختمان ها و جهات مختلف و در ترکیب با مقادیر مختلف بارهای ثقلی، منحنی های غیرخطی نیرو-تغییر مکان ساختمان ها و جابجایی های هدف بدست می آیند. با یافتن جابجایی های هدف در هر ساختمان تحت هر تحلیل بارافزون، مفاصل خمیری در عناصر و حدود مربوط به سطوح عملکردی ساختمان ها قابل ارزیابی است. در ادامه نتایج حاصل از روش استاتیکی غیرخطی بر روی ساختمان های مورد بررسی در این تحقیق ارائه شده اند. ارزیابی عملکرد هر شش سازه نشان می دهد که تمامی سازه ها توانسته اند ضوابط سطح عملکرد مورد نظر را در سطح خطر مشخص برآورده سازند. این نتایج حاکی از آن است که مقاطع بدست آمده طبق طراحی سازه ها بر اساس آیین نامه های مرسوم، بیش از مقدار مقاومتی است که طبق نشریه ۳۶۰ مورد نیاز است.

از آنجا که در تحلیل های غیرخطی برای ارزیابی عملکرد لرزه ای سازه ها، این تغییر شکل های غیرخطی است که با حدود تعریف شده برای هر سطح عملکرد مقایسه می شود، بنابراین به عنوان معیاری برای مقایسه نتایج حاصل از تحلیل های استاتیکی غیرخطی، می توان برای هر عضو حداکثر نسبت تغییر شکل های غیرخطی ایجاد شده در جابجایی هدف به حد مجاز این تغییر شکل ها برای سطح عملکرد مورد نظر در المان های سازه ای را به عنوان معیاری برای ارزیابی عناصر سازه ای به کار برد. در شکل ۹ مفهوم این معیار نشان داده شده است.



شکل ۹: مفهوم معیار پذیرش یک عضو در روش های تحلیل غیرخطی برای ارزیابی لرزه ای سازه

بدین ترتیب در سازه های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه با شکل پذیری ویژه، نسبت تغییر شکل خمیری به حد مجاز برای ستون بحرانی به ترتیب ۰/۰۶، ۰/۰۸ و ۰/۰۶ است. این نسبت ها در ستون های سازه های با شکل پذیری متوسط نیز به ترتیب ۰/۱۳، ۰/۱۲ و ۰/۱۱ است. ملاحظه می شود که مشابه تحلیل های خطی در اینجا نیز ستون های قاب های با شکل پذیری ویژه از مقاطع قوی تری برخوردار هستند. در مقابل در تیرهای سازه های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه نسبت تغییر شکل خمیری به حد مجاز برای تیر بحرانی به ترتیب ۰/۱۶، ۰/۲۴ و ۰/۲۲ است. همچنین این نسبت ها در تیر های سازه های با شکل پذیری متوسط نیز به ترتیب ۰/۲۴، ۰/۲۶ و ۰/۲۵ است. ملاحظه می شود که در اینجا با توجه به نوع تحلیل های انجام شده (غیرخطی) وضعیت تیرها در دو سطح شکل پذیری سازه تقریباً مشابه است. در جدول ۴ خلاصه نتایج حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی ارائه شده است. مقدار نسبت های معیارهای پذیرش بحرانی حاکی از این مطلب است که مقاطع طراحی شده برای سازه به میزان قابل توجهی از مقاطع مورد نیاز بر مبنای نشریه ۳۶۰ قوی تر است. به عبارت دیگر جابجایی هدف سازه ها تقریباً در ابتدای رفتار غیرخطی آنها قرار گرفته است.

جدول ۴: خلاصه نتایج حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی برای ارزیابی سطح عملکرد سازه ها

۴		۸		۱۲		تعداد طبقه
متوسط	ویژه	متوسط	ویژه	متوسط	ویژه	نوع سازه
۱۷/۶۸	۱۹/۰۴	۲۵/۳	۲۴/۷	۳۷/۵۳	۳۶/۶	جابجایی هدف (سانتی متر)
۰/۱۳	۰/۰۶	۰/۱۲	۰/۰۸	۰/۱۱	۰/۰۶	حداکثر نسبت معیار پذیرش ستون ها
۰/۲۴	۰/۱۶	۰/۲۶	۰/۲۴	۰/۲۵	۰/۲۲	حداکثر نسبت معیار پذیرش تیر ها

۴-۴- ارزیابی عملکرد سازه ها با استفاده از روش دینامیکی غیرخطی

تحلیل های تاریخیچه پاسخ غیرخطی نیز در نرم افزار Perform 3D انجام شده است. بر طبق نشریه ۳۶۰، تحلیل سازه می بایست تحت زوج شتاب نگاشت هایی که بر اساس روش توصیه شده در نشریه بر طیف زلزله با سطح خطر مشخص مقیاس شده اند، انجام شود. شتاب نگاشت ها به نحوی مقیاس می شوند که طیف میانگین حاصل در محدوده زمان تناوبی 0.2T تا 1.5T کمتر از ۱/۳ برابر طیف طرح سازگار با سطح خطر مد نظر نباشد، (T معرف زمان تناوب اصلی سازه مورد نظر برای تحلیل دینامیکی است). همچنین شتاب نگاشت ها باید مربوط به ایستگاهی با ساختگاه مشابه ساختگاه سازه مورد نظر باشند. بر اساس توصیه آیین نامه، می توان در ارزیابی سازه با استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی از سه یا هفت زوج شتاب نگاشت استفاده کرد. در صورت استفاده از سه زوج شتاب نگاشت باید سازه تحت هر یک از شتابنگاشت ها تحلیل شود و بحرانی ترین پاسخ مدنظر قرار گیرد. در صورت استفاده از هفت شتابنگاشت، می توان میانگین پاسخ

های حاصل از آنها را برای تعیین سطح عملکرد سازه به کار برد. در این تحقیق از روش سه زوج شتاب نگاشت استفاده شده است و زلزله های رایج برای طراحی سازه ها شامل طبس، منجیل و نورتریج با توجه به نوع ساختمان برای این منظور انتخاب شده اند.

پس از انجام تحلیل تاریخچه پاسخ غیرخطی هر سازه تحت سه زوج شتابنگاشت و ارزیابی مفاصل خمیری در عناصر مختلف و یافتن بحرانی ترین حالت در هر عضو، نتایج حاصل در ادامه ارائه خواهند شد. نتایج حاصل از تحلیل های دینامیکی غیرخطی نشان می دهد که مشابه تمامی تحلیل های قبل، تمامی ستون های سازه پاسخگوی سطح عملکرد ایمنی جانی تحت زلزله سطح خطر مشخص هستند. در اینجا نیز مشابه روش استاتیکی غیرخطی برای تعریف معیار مناسبی از وضعیت اعضا، نسبت تغییر شکل خمیری عضو در انتهای تحلیل تاریخچه پاسخ به حد تغییر شکل خمیری تعریف شده برای هر سطح عملکرد مشخص استخراج شده است. بدین ترتیب نسبت تغییر شکل خمیری به حد مجاز برای ستون های ساختمان های با شکل پذیری ویژه با ارتفاع ۴، ۸ و ۱۲ طبقه به ترتیب ۰/۲۷، ۰/۲۴ و ۰/۱۷ است که در مقایسه با تحلیل استاتیکی غیرخطی مقادیر بیشتری دارند. در اینجا نیز نتایج حاکی از آن است که سازه ها تا حدود تعریف شده برای سطح عملکرد ایمنی جانی فاصله دارند. این گونه نتایج را می توان به کنترل های مضاعف انجام شده در آیین نامه های طراحی سازه های جدید از جمله جابجایی نسبی طبقات ارتباط داد. در خصوص ستون های سازه های با شکل پذیری متوسط نیز نتایج حاکی از آن است که تمامی ستون ها پاسخگو هستند. اما حداکثر مقدار نسبت بحرانی تغییر شکل خمیری به حد مجاز در ستون های ساختمان های با ارتفاع ۴، ۸ و ۱۲ طبقه به ترتیب ۰/۳۱، ۰/۳۷ و ۰/۳۹ است. نتایج حاصل در این ساختمان ها نشان می دهد که مقدار نسبت بحرانی در مقایسه با روش استاتیکی غیرخطی بیشتر است. از سوی دیگر نسبت های بحرانی ستون های قاب خمشی ویژه نیز بیشتر از نسبت بحرانی ستون های قاب خمشی متوسط است. این روبره در دیگر تحلیل های انجام شده در این تحقیق نیز مشاهده شده بود.

در خصوص تیرها نیز نتایج حاصل از تحلیل های دینامیکی غیرخطی نشان می دهد که تمامی تیر های سازه پاسخگوی سطح عملکرد ایمنی جانی هستند. در اینجا نیز نسبت حداکثر تغییر شکل خمیری در تیر به حد مجاز تعریف شده برای سطح عملکرد ایمنی جانی به عنوان معیاری برای وضعیت اعضا محاسبه شده است. نتایج حاصل از تحلیل ها نشان می دهد که مقدار حداکثر نسبت بحرانی تغییر شکل خمیری به حد مجاز در تیرهای ساختمان های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه با شکل پذیری ویژه به ترتیب ۰/۲۲، ۰/۳۲ و ۰/۳۷ است. مقایسه این نتایج با مقادیر حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی نشان می دهد که روش دینامیکی غیرخطی روشی سخت گیرانه تر است. در مقابل در ساختمان های با شکل پذیری متوسط این نسبت در تیرهای ساختمان های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه به ترتیب ۰/۴، ۰/۳۶ و ۰/۳۸ است.

در جدول ۵ خلاصه ای از نتایج ارزیابی تیرها و ستون های ساختمان ها با استفاده از روش تحلیل دینامیکی غیرخطی ارائه شده

است.

جدول ۵: خلاصه نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی برای ارزیابی سطح عملکرد سازه ها

تعداد طبقه		۸		۱۲		نوع سازه
متوسط	ویژه	متوسط	ویژه	متوسط	ویژه	
MANJIL	TABAS	NORTH	NORTH	NORTH	NORTH	شتاب نگاشت حاکم
۰/۳۱	۰/۲۷	۰/۳۷	۰/۲۴	۰/۳۹	۰/۱۷	حداکثر نسبت معیار پذیرش ستون ها
TABAS	TABAS	TABAS	TABAS	TABAS	TABAS	شتاب نگاشت حاکم
۰/۴	۰/۲۲	۰/۳۶	۰/۳۲	۰/۳۸	۰/۳۷	حداکثر نسبت معیار پذیرش تیرها

نتایج حاصل از تحلیل های غیرخطی نشان می دهد که مشابه روش های خطی، تمامی عناصر ساختمان های قاب خمشی ویژه و متوسط فولادی با ارتفاع های مختلف تحت زلزله طرح، سطح عملکرد ایمنی جانی ساکنین را برآورده می نمایند. در اینجا نیز نسبت های معیارهای پذیرش نشریه ۳۶۰ به میزان معناداری کمتر از واحد است. این امر نشان می دهد که نشریه ۳۶۰ در خصوص سیستم های قاب خمشی فولادی نسبت به آیین نامه های طراحی ساختمان های جدید منجر به مقاطع ضعیف تری می شود. مقایسه نتایج بین روش های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی نیز نشان از دست پایین تر بودن روش استاتیکی غیرخطی نسبت به دینامیکی غیرخطی دارد. همچنین

مقایسه نتایج حاصل از ارزیابی عملکرد سازه های با شکل پذیری متوسط و ویژه نشان می دهد که بر خلاف روش های خطی، در هر دو روش استاتیکی و دینامیکی غیرخطی تیرها و ستون های قاب خمشی متوسط نسبت های معیارهای پذیرش بالاتری را نشان می دهند. به منظور درک بهتر و مقایسه بهتر نتایج حاصل از تحلیل های انجام شده بر روی ساختمان های مختلف، نتایج بدست آمده در بخش های قبل به طور خلاصه در جدول ۶ ارائه شده است.

جدول ۶: مقایسه حداکثر مقادیر نسبت معیارهای پذیرش در ساختمان های مختلف

تحلیل				عضو	ساختمان
دینامیکی غیرخطی	استاتیکی غیرخطی	دینامیکی خطی	استاتیکی خطی		
۰/۲۷	۰/۰۶	۰/۳	۰/۳۷	ستون	۴ طبقه - ویژه
۰/۲۲	۰/۱۶	۰/۶۴	۰/۸	تیر	
۰/۳۱	۰/۱۳	۰/۵۵	۰/۶۹	ستون	۴ طبقه - متوسط
۰/۴۰	۰/۲۴	۰/۴	۰/۵	تیر	
۰/۲۴	۰/۰۸	۰/۳۴	۰/۴	ستون	۸ طبقه - ویژه
۰/۳۲	۰/۲۴	۰/۳۶	۰/۴۴	تیر	
۰/۳۷	۰/۱۲	۰/۴۴	۰/۴۷	ستون	۸ طبقه - متوسط
۰/۳۶	۰/۲۶	۰/۳۲	۰/۴	تیر	
۰/۱۷	۰/۰۶	۰/۳۸	۰/۴۶	ستون	۱۲ طبقه - ویژه
۰/۳۷	۰/۲۲	۰/۴۶	۰/۵۷	تیر	
۰/۳۹	۰/۱۱	۰/۵۵	۰/۶۹	ستون	۱۲ طبقه - متوسط
۰/۳۸	۰/۲۵	۰/۳۷	۰/۴۶	تیر	

۵- نتیجه گیری

در این مقاله، نتایج ارزیابی عملکرد لرزه ای ساختمان های با سیستم قاب خمشی فولادی که بر اساس آیین نامه های مرسوم بارگذاری، تحلیل و طراحی شده بودند را بر اساس دستورالعمل بهسازی لرزه ای سازه ها (نشریه ۳۶۰) با چند هدف ارائه می کند. ساختمان های مورد بررسی با پلان مشابه و در سه ارتفاع ۴، ۸ و ۱۲ طبقه بودند. سازه ها یک بار با فرض قاب خمشی ویژه و بار دیگر با فرض قاب خمشی متوسط طراحی شدند. عمده نتایج حاصل از این تحقیق به شرح زیر است:

- با توجه به نتایج حاصل از ارزیابی عملکرد لرزه ای سازه ها با استفاده از هر چهار روش تحلیل پیشنهادی، تمامی تیرها و ستون های قاب های خمشی فولادی که با فرض یک سیستم با شکل پذیری ویژه و یا سیستمی با شکل پذیری متوسط بر اساس آیین نامه های مرسوم طراحی می شوند، سطح عملکرد مربوط به آیین نامه (ایمنی جانی ساکنین) را بر اساس نشریه ۳۶۰ برآورده می سازند.

- ۲- با توجه به نمودارهای ارائه شده در خصوص ارزیابی عملکرد سازه ها، نه تنها تمامی اعضای سازه ها ضوابط سطح عملکردی مورد انتظار را برآورده می کنند، بلکه به نظر می رسد در تمامی روش های تحلیل، معیارهای پذیرش فاصله قابل توجهی با حدود تعریف شده در نشریه ۳۶۰ برای سطوح عملکردی مورد نظر دارند. به عبارت دیگر نتایج حاکی از آن است که مقاطع بدست آمده برای سازه ها در طراحی با استفاده از آیین نامه های مرسوم منجر به مقاطع سنگین تری می شود. این امر به دلیل کنترل های مضاعفی همچون معیار جایجایی نسبی طبقات و یا معیار تیر ضعیف- ستون قوی است که در طراحی متداول کنترل کننده نهایی طرح ها است.
- ۳- در مقایسه بین روش های استاتیکی و دینامیکی خطی که در بخش های ۴-۱ و ۴-۲ ارائه شده اند، نتایج حاکی از آن است که روش استاتیکی خطی به مقاطع قوی تری برای سازه می انجامد.
- ۴- در مقایسه بین روش های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی که نتایج آن در بخش های ۴-۳ و ۴-۴ ارائه شده اند، نتایج حاکی از آن است که روش دینامیکی غیرخطی به مقاطع قوی تری برای سازه منجر می شود.
- ۵- معیارهای پذیرش نشان می دهد که به دلیل متفاوت بودن فرض های اولیه در طراحی قاب های خمشی ویژه و متوسط از جمله ضریب رفتار آنها و کنترل های انجام شده در روند طراحی هر یک، نتایج حاصل از ارزیابی عملکرد ساختمان ها با شکل پذیری های مختلف متفاوت است.
- به طور خلاصه با توجه به تمامی نتایج حاصل از این تحقیق، مشاهده می شود که نشریه ۳۶۰ با آیین نامه های متداول طراحی سازه ها در خصوص قاب های خمشی فولادی تطبیق چندانی ندارد. البته آنچه می توان به صراحت گفت این است که در خصوص قاب های خمشی فولادی آیین نامه های طراحی متداول دست بالاتر هستند و به سازه ای با مقاطع قوی تر منجر می شود.

مراجع

- [1] Federal Emergency Management Agency (FEMA), (2000). *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings (FEMA 356)*. Washington, D.C.
- [2] American Society of Civil Engineers (ASCE), (2013). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (ASCE 41)*. Reston, Virginia.
- [3] New Zealand Society of Earthquake Engineering (NZSEE), (2017). *The Seismic Assessment of Existing Buildings*.
- [4] Vice Presidency for Strategic Planning and Supervision, (2014). *Instruction for Seismic Rehabilitation of Existing Buildings (Code No. 360)*. Tehran, Iran.
- [5] Road, Housing and Urban Development Research Center (BHRC), (2015). *Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings (Standard 2800)*. Tehran, Iran.
- [6] Galindez, N. and Thomson, P. (2007). Performance of steel moment-frame buildings designed according to the Colombian code NSR-98. *Engineering Structures*, 29, 2274-2281.
- [7] Malekpour, S., Seyyedi, P., Dashti, F. and Asghari, F. (2011). Seismic Performance Evaluation of Steel Moment-Resisting Frames Using Iranian, European and Japanese Seismic Codes. *Procedia Engineering*, 14, 3331-3337.
- [8] Behnamfar, F. and Dastan Mirak, H. (2015). A procedure for harmonizing design based on Standard 2800 and seismic evaluation of document 360. In: *7th International conference on seismology and earthquake engineering (SEE7)*. Tehran.
- [9] Speicher, M.S. and Harris III, J.L. (2015). *Assessment of First Generation Performance-Based Seismic Design Methods for New Steel Buildings, Vol1: Special moment frames*, National Institute of Standards and Technology (NIST), Tehran, Iran.
- [10] Speicher, M.S. and Harris III, J.L. (2016). Collapse Prevention seismic performance assessment of new eccentrically braced frames using ASCE 41. *Engineering Structures*, 117, 344-357.
- [11] Speicher, M.S. and Harris III, J.L. (2016). Collapse Prevention seismic performance assessment of new concentrically braced frames using ASCE 41. *Engineering Structures*, 126, 652-666.
- [12] Ghanbari, A.R. and Jalali, A.R. (2012). Seismic evaluation of low-rise, mid-rise and tall steel buildings based on performance based design. In: *The First Regional Conference of Civil Engineering with Sustainable Development Approach*. Sari, Iran.

- [13] Eskandari, M. and Sherafat, M.H. (2014). Seismic performance evaluation of steel moment frames using different analysis methods. In: *Fifth National Conference of Steel and Structures*. Tehran, Iran.
- [14] Barkhordari, M.A. and Ghaffari, F. (2014). Performance evaluation of moment resisting and concentrically braced steel frames. In: *15th Conference of Civil Engineering Students*. Oroumie, Iran.
- [15] Mosleh, A., Rodrigues, H., Varum, H., Costa, A. and Arêde, A. (2016). Seismic behavior of RC building structures designed according to current codes. *Structures*, 7, 1-13.
- [16] Nemati, H. and Jalali, A.R. (2016). Performance evaluation RC structures designed based on Iranian National Building Code. In: *Second International Conference on Civil Engineering, Architecture and Urban Economy Development*. Shiraz, Iran.
- [17] Nemati, H. and Jalali, A.R. (2016). Seismic evaluation of low-rise, mid-rise and tall RC buildings based on performance based design. In: *Third Conference of Engineering Science Development*. Shiraz, Iran.
- [18] Özhendekci, D. and Özhendekci, N. (2012). Seismic performance of steel special moment resisting frames with different span arrangements. *Journal of Constructional Steel Research*, 72, 51-60.
- [19] Flores, F., Charney, F. and Lopez-Garcia, D. (2016). The influence of gravity column continuity on the seismic performance of special steel moment frame structures. *Journal of Constructional Steel Research*, 118, 217-230.
- [20] Ferraioli, M., Lavino, A. and Mandara, A. (2014). Behaviour Factor of Code-Designed Steel Moment-Resisting Frames. *International Journal of Steel Structures*, 14(2), 243-254.
- [21] Pirizadeh, M. and Shakib, H. (2013). Probabilistic seismic performance evaluation of non-geometric vertically irregular steel buildings. *Journal of Constructional Steel Research*, 82, 88-98.
- [22] Celarec, D. and Dolšek, M. (2013). The impact of modelling uncertainties on the seismic performance assessment of reinforced concrete frame buildings. *Engineering Structures*, 52, 340-354.
- [23] Asgarian, B. and Ordoubadi, B. (2016). Effects of structural uncertainties on seismic performance of steel moment resisting frames. *Journal of Constructional Steel Research*, 120, 132-142.
- [24] Road, Housing and Urban Development Research Center (BHRC), (2013). *National Building Code: No. 10: Design and construction of steel buildings*. Tehran, Iran.
- [25] Road, Housing and Urban Development Research Center (BHRC), (2013). *National Building Code: No. 6: Applied Loads on buildings*. Tehran, Iran.