



Journal of Structural and Construction Engineering

www.jsce.ir



Evaluation of Displacement Amplification Factor of Steel Special Moment Frames Using Incremental Dynamic Analysis

S.M. Hosseinfard¹, F. Hamed^{2*}

1- Ph.D Candidate of Structural Engineering, Imam Khomeini International University, Qazvin, Iran

2- Assistant Professor, Imam Khomeini International University, Qazvin, Iran

ABSTRACT

In recent decades several destructive earthquakes result in extensive structural and non-structural damage in structures that was produced by lateral displacements. So, it reveals the necessity of accurate estimation of lateral displacement of the structures in design procedure. According to the present seismic design provisions, displacement amplification factor, (C_d), is applied to acquire elastic lateral displacements in order to assess inelastic displacements, due to the ground motions. Besides, in many codes, these factors are empirical in nature and is based on structural performance, which has been observed in the past earthquakes; On the other hand, the effect of height and number of stories is neglected. In this paper, the effect of C_d on seismic performance of steel special moment frames is evaluated. Six types of buildings are designed with different values of C_d (i.e., 4, 5, 5.5, 6, 7, and 8). For each type of building, 5 heights (i.e., 5-, 10-, 15-, 20- and 25-stories) are considered. The finite element models are developed in Opensees. Incremental dynamic and nonlinear static analyses are performed to quantify structures' seismic performance utilizing fragility curves and FEMA P695 methodology. The results indicate that the values of C_d provided in the codes for steel special moment frames are not completely effective on seismic performance, especially in short-rise buildings. Also, the probability of collapse of high-rise buildings is less likely with respect to the medium-rise buildings; Therefore, in high-rise buildings, increasing the amount of C_d is not necessarily recommended, because it increases the cross sections of the frame members and makes the design uneconomical.

ARTICLE INFO

Receive Date: 07 August 2021

Revise Date: 24 November 2021

Accept Date: 30 November 2021

Keywords:

Displacement amplification factor

Steel special moment frame

Incremental dynamic analysis

FEMA P695 methodology

Fragility curve

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://doi.org/10.22065/jsce.2021.298194.2521>

*Corresponding author: Farzaneh Hamed.

Email address: hamed@eng.ikiu.ac.ir

بررسی اثر ضریب بزرگنمایی تغییرمکان در قاب‌های خمشی فولادی ویژه با استفاده از تحلیل دینامیکی افزایشی

سیده مریم حسینی فرد^۱، فرزانه حامدی^{۲*}

۱- دانشجوی دکترای مهندسی سازه، دانشگاه بین‌المللی امام خمینی (ره)، قزوین، ایران

۲- استادیار، دانشگاه، بین‌المللی امام خمینی (ره)، قزوین، ایران

چکیده

تغییرمکان‌های جانبی سازه با اعمال ضریب بزرگنمایی تغییرمکان (C^d) در تغییرمکان‌های حالت خطی در آئین‌نامه‌های طراحی متداول ارائه شده است. در بسیاری از آئین‌نامه‌ها این ضرایب مطابق با رفتار واقعی سازه نیستند بلکه تجربی و بر اساس مشاهدات زلزله‌های گذشته است. در این مقاله به بررسی تأثیر ضریب بزرگنمایی تغییرمکان در عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی ویژه با تعداد طبقات مختلف پرداخته شده است. بدین منظور، شش گروه ساختمان با مقادیر C^d برابر با ۴، ۵، ۵/۵، ۶، ۷ و ۸ با ارتفاع‌های مختلف (۵، ۱۰، ۱۵، ۲۰ و ۲۵ طبقه) طراحی و توسط نرم افزار اپنسیس مدلسازی گردید. سپس تحلیل استاتیکی غیرخطی و تحلیل دینامیکی افزایشی روی سازه‌ها انجام شد. عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌ها با استفاده از منحنی‌های شکنندگی و روش FEMA P695 بررسی گردید. نتایج نشان داد که در نظر گرفتن C^d برابر با ۵/۵ در طراحی قاب خمشی فولادی ویژه برای ساختمان‌های کوتاه و میان مرتبه، معیارهای فروریزش FEMA P695 را برآورده نمی‌سازد. در ساختمان‌های طراحی شده با مقادیر C^d برابر با ۴، ۵ و ۵/۵ میانگین احتمال فروریزش ساختمان‌ها به ترتیب ۲۸/۴٪، ۱۷/۲٪ و ۱۱/۷٪ به دست آمد که از مقدار مجاز ۱۰٪ بیشتر است، بنابراین قابل قبول نیستند؛ همچنین مقدار این میانگین در ضرایب C^d برابر با ۶، ۷ و ۸ به ترتیب ۹/۳٪، ۶/۲٪ و ۴/۱٪ به دست آمدند که کمتر از ۱۰٪ هستند و نشان دهنده عملکرد قابل قبول این ساختمان‌ها است. بعلاوه، در ساختمان‌های بلندمرتبه لزوماً افزایش مقدار C^d بهبودی در رفتار لرزه‌ای سازه ایجاد نکرد بنابراین با توجه به اینکه موجب افزایش ابعاد مقاطع و غیراقتصادی شدن طرح گردید، پیشنهاد نمی‌شود.

کلمات کلیدی: ضریب بزرگنمایی تغییرمکان، قاب خمشی فولادی ویژه، تحلیل دینامیکی افزایشی، روش ارزیابی FEMA P695، منحنی شکنندگی.

سابقه مقاله:		شناسه دیجیتال:			
دریافت	بازنگری	پذیرش	انتشار آنلاین	چاپ	doi:
۱۴۰۰/۰۵/۱۶	۱۴۰۰/۰۹/۰۳	۱۴۰۰/۰۹/۰۹	۱۴۰۰/۰۹/۰۹	۱۴۰۱/۰۶/۳۱	https://doi.org/10.22065/jsce.2021.298194.2521
*نویسنده مسئول:		فرزانه حامدی			
پست الکترونیکی:		hamedi@eng.ikiu.ac.ir			

۱- مقدمه

در دهه‌های اخیر زلزله‌های بسیاری در مناطق شهری جهان همچون بم (۲۰۰۳) و هائیتی (۲۰۱۰) موجب آسیب جدی به ساختمان‌ها و پل‌ها گردیده است. بخش زیادی از این آسیب‌ها ناشی از جابه‌جایی‌های جانبی است؛ که این مسئله لزوم تخمین دقیق تغییر مکان‌های جانبی را در مرحله طراحی نشان می‌دهد.

ر صورتی که پاسخ سازه فراتر از محدوده الاستیک قرار گیرد تحلیل‌های خطی قادر به برآورد پاسخ دقیق سازه نخواهند بود. از آنجا که معمولاً آئین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای اجازه می‌دهند سازه‌ها هنگام وقوع زلزله‌های بزرگ وارد ناحیه تغییر شکل‌های غیرالاستیک گردند، روش‌های تحلیل خطی برای تخمین نیروها، تغییر مکان‌ها و مکانیزم‌های گسیختگی با مشکل مواجهه خواهند شد. از سوی دیگر، بدون شک تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی^۱ (NLTHA) دقیق‌ترین روش برای ارزیابی لرزه‌ای ساختمان‌ها است؛ اما این نوع تحلیل به علت زمان‌بر بودن و نیز پیچیدگی در تفسیر نتایج روش کاربردی و ساده‌ای برای استفاده عملی مهندسان سازه نیست. همچنین، حساسیت تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی به پارامترهایی مانند شدت زمین‌لرزه، محتوای فرکانسی و دوره تناوب مسائلی هستند که باید در استفاده از این روش برای طراحی یا بازسازی سازه‌ها در نظر گرفته شود. بنابراین، استفاده از روش‌های تحلیل ساده‌تر برای تخمین پاسخ غیرالاستیک حداکثر سازه در زمان وقوع زلزله‌های بزرگ ضروری است [1]–[3].

در سالهای اخیر، تخمین تغییر مکان جانبی غیرالاستیک در انواع سازه‌ها هدف بررسی بسیاری از محققین بوده است [4]–[6]. در بسیاری از مطالعات، تغییر مکان‌های جانبی غیرالاستیک سازه با روش ساده معادل‌سازی سازه با سیستم یک درجه آزادی^۲ (SDOF) تقریب زده شده‌اند. برخی محققین نیز تغییر شکل غیرالاستیک حداکثر را برای سیستم SDOF بررسی نموده و روابطی برای نسبت تغییر شکل غیرالاستیک بر حسب دوره تناوب (T_n) در سیستم‌های با شکل‌پذیری (μ_f) و ضریب کاهش مقاومت تسلیم (R_y) معلوم ارائه کردند [7]؛ [8]؛ محققین دیگری نیز به مقایسه دقت این روابط پرداخته‌اند [9]، [10]، [11]. همچنین در مرجع [11] رابطه تئوری برای برآورد نسبت تغییر مکان غیرالاستیک که وابسته به دوره تناوب، نسبت سختی پس از تسلیم به سختی قبل از تسلیم، مقاومت تسلیم و حداکثر شتاب زمین است، پیشنهاد شده است؛ اخیراً نیز رابطه‌ای برای تخمین نسبت تغییر مکان غیرالاستیک با در نظر گرفتن اثر مودهای ارتعاشی بالاتر پیشنهاد شده است [12].

از سوی دیگر، سازه‌هایی که با استفاده از نیروهای کاهش یافته طراحی شده‌اند باید توانایی رسیدن به تغییر شکل‌های غیرالاستیک را داشته باشند. تغییر مکان جانبی حداکثر سازه که ممکن است در زمان زلزله رخ دهد را می‌توان با تغییر مکان الاستیک افزایش یافته توسط ضریب بزرگنمایی تغییر مکان^۳ (C_d) برآورد کرد [13]؛ یوانگ و معروف^۴ [14] روابطی را برای ضریب اصلاح پاسخ (R) و ضریب بزرگنمایی تغییر مکان (C_d) با استفاده از منحنی پاسخ سازه که به صورت الاستیک-پلاستیک کامل ایده‌آل‌سازی گردیده، ارائه کردند. آنها به این نتیجه رسیدند که مقادیر ثابت R و C_d حاشیه ایمنی یکسانی را برای همه سازه‌ها برآورده نمی‌کند و برای سیستم‌های سازه‌ای متفاوت نیازمند ارزیابی مجدد به شیوه‌ای منطقی است. همچنین بررسی تغییرات نسبت C_d / R برای تخمین جابه‌جایی نسبی حداکثر در بام بر حسب R_μ ، برای ساختمان‌های بتنی و فلزی نشان داد که مقدار C_d کم و بنابراین غیرمحافظة کارانه است. صمیمی فر و همکاران [15] به بررسی ضریب C_d برای تخمین تغییر شکل‌های جانبی لرزه‌ای در قاب‌های بتن مسلح پرداختند. منحنی تغییر مکان الاستیک و غیرالاستیک نرمالایز شده در قاب‌های مورد مطالعه‌ی آنها که با تحلیل تاریخچه زمانی به دست آورده شده، و مقایسه با استاندارد ۲۸۰۰

^۱ Nonlinear Time History Analysis

^۲ Single Degree of Freedom

^۳ Deflection amplification factor

^۴ Uang and Maarouf

(ویرایش ۳) و آئین نامه ASCE 7-05 نشان داد که منحنی تغییرمکان غیرالاستیک به نتایج ASCE 7-05 نزدیکتر است و البته نتایج در تمام حالتها غیرمحافظة کارانه بود. کازیلماز و توپکایا^۵ [16] تغییرات C_d را برای قابهای مهاربندی واگرا^۶ (EBF) با تعداد طبقات مختلف بررسی کردند. نتایج تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی انجام شده توسط آنها نشان داد که C_d در قاب نه طبقه از طبقه بالا به پائین بین ۴/۷۱ تا ۹/۴۴ تغییر می کند، بنابراین واضح است که مقدار توصیه شده توسط آئین نامه ASCE 7-05 برای محاسبه تغییرمکانهای جانبی طبقات پائین غیرمحافظة کارانه است. از طرف دیگر، در نظر گرفتن ضریب C_d که بزرگتر از مقدار R باشد عملی نیست و با در نظر گرفتن $C_d = 8.0$ در طراحی قابها وزن سازه به طور متوسط ۷۰٪ افزایش یافته که این خروجی پر هزینه منجر به در نظر گرفتن رابطه ای برای تغییرات C_d در ارتفاع سازه شده است؛ آنها همچنین در مطالعه دیگری [17] به بررسی ضرایب رفتار لرزه ای EBFها با رویکرد دستورالعمل FEMA P695 پرداختند و رابطه اصلاح شده دیگری بر اساس شماره طبقه برای C_d ارائه کردند. از کیلیچ^۷ و همکاران [18] نیز نشان دادند که در نظر گرفتن مقدار ثابت C_d برای قابهای فولادی کمانش ناپذیر منجر به طراحی دست بالای این نوع قابها می گردد. ذاکراستقامتی و بنازاده به بررسی اثر نسبت جابه جایی جانبی مجاز ارائه شده در آئین نامه برای ساختمانهای بتنی بلند مرتبه پرداختند. نتایج مدلسازی اجزا محدود انجام شده توسط نرم افزار اپنسیس نشان داد که نسبت جابه جایی جانبی مجاز در عملکرد لرزه ای ساختمان مؤثر بوده و به سطح عملکرد مورد بررسی نیز وابسته است [19].

از طرف دیگر، آئین نامه های طراحی روابطی را برای محاسبه تغییرمکانهای غیرالاستیک با استفاده از C_d ارائه نموده اند؛ که روابط (۱) و (۲) به ترتیب مطابق با ضوابط آئین نامه ASCE 7-10 و استاندارد ۲۸۰۰ هستند [20], [21]:

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e} \quad (1)$$

$$\Delta_M = C_d \cdot \Delta_{eu} \quad (2)$$

در روابط فوق δ_x و Δ_M تغییرمکان جانبی غیرالاستیک طبقه x یا تراز بام است؛ و δ_{xe} و Δ_{eu} تغییرمکان جانبی الاستیک طبقه x یا تراز بام است که از تحلیل الاستیک به دست آمده است؛ و I_e ضریب اهمیت سازه است. استفاده از ضریبی ثابت برای محاسبه تغییرمکانهای جانبی واقعی در ساختمانهای با ارتفاع مختلف، رویکردی دقیق که منجر به عملکرد لرزه ای مطلوب گردد، به نظر نمی رسد. محاسبه C_d هدف مطالعه برخی محققین در سالهای اخیر بوده است [18], [22]. به این ترتیب که با انجام تحلیل های تاریخچه زمانی بر روی سیستم های سازه ای متفاوت و محاسبه تغییرمکان غیرالاستیک حداکثر سازه به ارائه روابطی برای C_d پرداخته اند. اما همچنان در بسیاری از آئین نامه ها برآورد ضرایب عملکرد لرزه ای سازه ها از جمله ضریب بزرگنمایی تغییرمکان تجربی و بر اساس مشاهدات زلزله های گذشته و در برخی موارد غیرمحافظة کارانه در نظر گرفته شده است؛ همچنین برای ساختمانهای با ارتفاع کم، متوسط و زیاد مقادیر یکسانی ارائه شده، که با توجه به اثر ارتفاع و تعداد طبقات در پاسخ غیرخطی سازه ها، اصلاح این ضرایب ضروری به نظر می رسد.

دلایل ذکر شده در بالا نویسندگان را بر آن داشت تا به بررسی تأثیر ضریب بزرگنمایی تغییرمکان در عملکرد لرزه ای قابهای خمشی فولادی ویژه^۸ (SMRF) با تعداد طبقات مختلف بپردازند. در این راستا ساختمانهای فولادی (۵، ۱۰، ۱۵، ۲۰ و ۲۵ طبقه) با سیستم سازه ای قاب خمشی ویژه پیرامونی با در نظر گرفتن مقادیر مختلفی از C_d (۴، ۵، ۵/۵، ۶، ۷ و ۸) طراحی شدند؛ تحلیل استاتیکی

^۵ Kuşyılmaz and Topkaya

^۶ Eccentrically Braced Frame

^۷ Özkılıç

^۸ Special Moment Resisting Frame

غیرخطی و تحلیل دینامیکی افزایشی^۹ (IDA) روی مدل عددی هر یک از ساختمان‌ها انجام شد؛ سپس با استفاده از منحنی پوش‌آور، منحنی IDA و منحنی شکنندگی و نیز با استفاده از روش دستورالعمل FEMA P695 عملکرد سازه‌ها بررسی گردید.

۲- مدل‌سازی عددی ساختمان‌های مورد مطالعه

قاب‌های خمشی فولادی ویژه از جمله سیستم‌های سازه‌ای مناسب برای ساختمان‌های با ارتفاع متوسط و زیاد هستند. بنابراین، در این مطالعه ساختمان‌ها با در نظر گرفتن قاب‌های خمشی ویژه مطابق با ضوابط آئین‌نامه‌های ASCE 7-10 و AISC 341-05 طراحی گردید [20]، [23]. پلان کلی طبقات در شکل ۱ نشان داده شده است. قاب‌های پیرامونی در هر دو جهت شامل سه دهانه مقاوم خمشی به طول ۶ متر و قاب‌های میانی به صورت قاب ثقلی طراحی شده‌اند و ارتفاع هر طبقه ۳/۸ متر است. ساختمان‌ها ۵، ۱۰، ۱۵، ۲۰ و ۲۵ طبقه در نظر گرفته شدند؛ و با توجه به اینکه هدف از این مطالعه بررسی پاسخ کلی سازه‌هاست از جزئیات معماری صرف‌نظر شده است. در همه ساختمان‌ها شدت بار مرده طبقات و بام به ترتیب ۵/۹۱ و ۴/۹۳ کیلونیوتن بر مترمربع در نظر گرفته شده است. با فرض کاربری اداری برای ساختمان‌ها، مطابق با ASCE 7-10 شدت بار زنده طبقات، بام و پارکینگ به ترتیب ۲/۴۵، ۱/۴۷ و ۰/۹۸ کیلونیوتن بر مترمربع اعمال شده است. مقاطع تیر و ستون‌ها از نوع بال پهن استاندارد آمریکایی در نظر گرفته شده و مصالح فولاد مصرفی از نوع A992Gr50 با تنش تسلیم ۳۴۵ مگاپاسکال و تنش نهایی ۴۴۸ مگاپاسکال است. این مشخصات با هدف تشابه هر چه بیشتر سازه‌ها به ساختمان‌های SAC که برای صحت‌سنجی در این مطالعه استفاده گردیده، در نظر گرفته شدند. در جداول ۱ تا ۵ مشخصات مقاطع تیر و ستون‌های طراحی شده برای ساختمان‌ها ارائه شده است. محل قرارگیری ساختمان‌ها در سنخوزه، کالیفرنیا^{۱۰} به ترتیب با طول و عرض جغرافیایی ۱۲۱/۸۹ و ۳۷/۳۴ درجه بر روی خاک سخت^{۱۱} (خاک نوع D) و منطقه با خطر لرزه‌خیزی زیاد^{۱۲} در نظر گرفته شد. طراحی ساختمان‌ها با استفاده از نرم‌افزار ETABS 2016، به روش تحلیل دینامیکی طیفی انجام شد. در انجام تحلیل دینامیکی طیفی ابتدا باید تعداد مودهای لازم وارد گردد. تعداد مودها باید به اندازه‌ای باشد که مجموع جرم مشارکتی در آنها به ۹۰ درصد جرم کل سازه برسد. سپس برش پایه به‌دست آمده از تحلیل دینامیکی طیفی باید در ۸۵ درصد نسبت برش پایه به‌دست آمده از تحلیل استاتیکی معادل به برش پایه به‌دست آمده از تحلیل دینامیکی طیفی ضرب شود [20]. همچنین ضابطه تیر ضعیف-ستون قوی در طراحی اعضا در نظر گرفته شد [23].

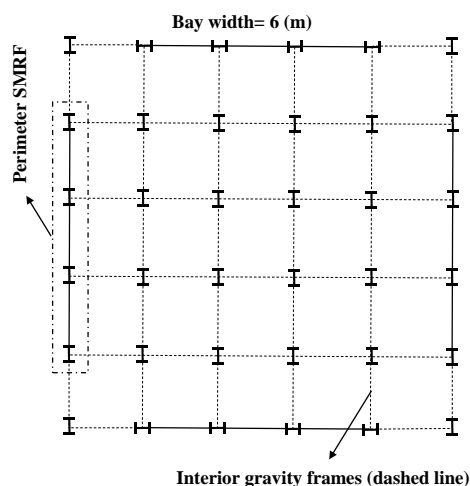
مطابق با ASCE 7-10، ضریب اصلاح پاسخ (R) و ضریب بزرگنمایی تغییرمکان (C_d) برای قاب خمشی فولادی ویژه به ترتیب برابر با ۸ و ۵/۵ است؛ که به منظور بررسی ضابطه مربوط به C_d در آئین‌نامه، ساختمان‌ها با در نظر گرفتن ضرایب C_d برابر با ۴، ۵، ۵/۵، ۶، ۷ و ۸ در مرحله کنترل تغییرمکان جانبی نسبی طبقات طراحی شدند؛ و برای ارزیابی مقدار C_d در ارتفاع، ساختمان‌های ۵، ۱۰، ۱۵، ۲۰ و ۲۵ طبقه در نظر گرفته شد. بنابراین، تعداد سی ساختمان با سعی و خطای بسیار به گونه‌ای طراحی گردیدند که تغییرمکان جانبی نسبی اکثر طبقات کاملاً متناظر با تغییرمکان جانبی نسبی مجاز (۲ درصد) با توجه به C_d مربوطه باشد. نامگذاری ساختمان‌ها بر اساس تعداد طبقات و مقدار ضریب C_d است؛ به عنوان مثال ساختمان ۵ طبقه که با C_d ۴ طراحی شده، به صورت 5S/Cd4 مشخص شده است.

^۹ Incremental Dynamic Analysis

^{۱۰} San Jose, California

^{۱۱} Stiff soil

^{۱۲} High seismic vulnerability



شکل ۱: پلان ساختمان‌های طراحی شده.

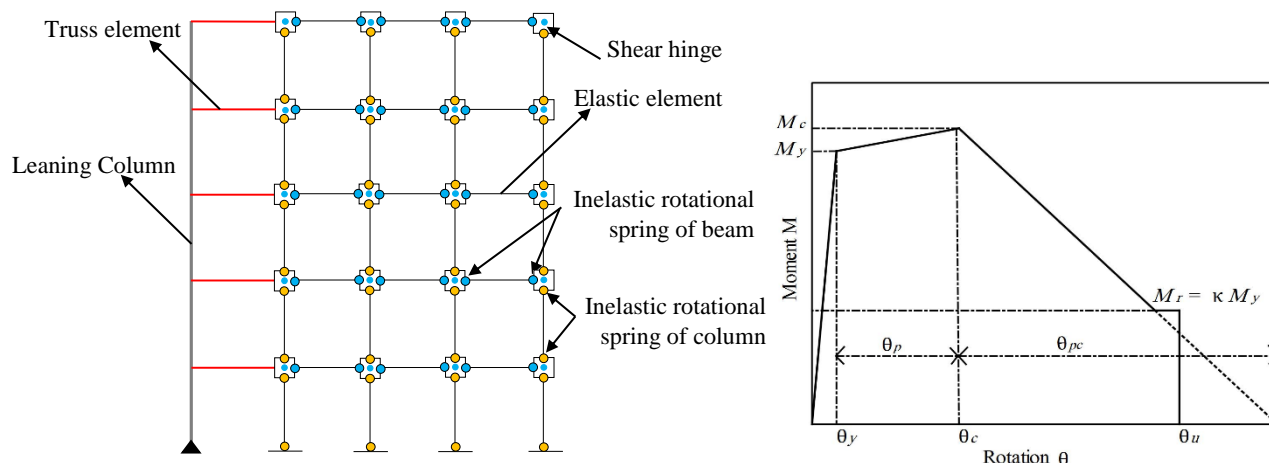
برای انجام تحلیل‌های غیرخطی سازه‌ها، به مدل اجزا محدودی نیاز است که رفتار سازه را به درستی شبیه‌سازی کند. با توجه به متقارن بودن ساختمان‌ها در پلان و با صرف‌نظر از عدم تقارن احتمالی ناشی از تحریک زلزله، تنها نیمی از هر ساختمان در هر جهت با استفاده از نرم‌افزار اپنسیس^{۱۳} مدل‌سازی گردید. نحوه مدل‌سازی قاب‌ها به صورت شماتیک در شکل ۲ نمایش داده شده است. همانطور که در شکل ۲ نشان داده شده، از روش پلاستیسیته متمرکز که روشی بر اساس روابط تجربی به دست آمده از نتایج آزمایشگاهی است، برای مدل‌سازی رفتار غیرخطی تیر و ستون‌ها استفاده شده است؛ همچنین، ستون تکیه‌گاهی به قاب خمشی فولادی توسط المان‌های خرپایی صلب در تراز هر طبقه متصل شده و در پای ستون به زمین مفصل شده است. جرم لرزه‌ایی قاب‌های ثقلی میانی به ستون تکیه‌گاهی اثر داده شده است. اثرات P-delta نیز توسط ستون تکیه‌گاهی در نظر گرفته شد. المان ModElasticBeam2d بر اساس مطالعات انجام شده توسط زارعیان و همکاران [24] ارائه شده که یک المان تیر-ستون الاستیک با سختی اصلاح شده است و برای مدل‌سازی تیر و ستون‌ها در اپنسیس استفاده گردید. رفتار غیرالاستیک تیرها و ستون‌ها در مفاصل پلاستیک متمرکز شده، که توسط فنرهای دورانی در دو انتهای المان با مدل خرابی اصلاح شده ایبارا-کراوینکلر مدل‌سازی شده است؛ این مدل که توسط ایبارا و کراوینکلر در سال ۲۰۰۵ توسعه داده شده، در سال‌های اخیر اصلاح شد و با تعداد بیش از ۳۵۰ داده آزمایشگاهی توسط لیگنوس و کراوینکلر کالیبره شد و مدل ایبارا-مدینا-کراوینکلر اصلاح شده^{۱۴} [25] نام گرفت؛ این مدل قابلیت در نظر گرفتن زوال سختی و مقاومت را زمانی که سازه تغییر شکل‌های غیرالاستیک بزرگی را در عملکردی نزدیک به فروریزش تجربه می‌کند را دارد و دارای منحنی رفتاری سه خطی است؛ پارامترهای مؤثر در این منحنی همانطور که در شکل ۲ نشان داده شده عبارت است از: سختی الاستیک مؤثر، $(K_e = 6E_s I / L)$ ؛ لنگر تسلیم مؤثر بر اساس مقاومت تسلیم مورد انتظار فولاد، $(M_y = 1.17 * F_y * Z)$ ، که البته این مقدار برای در نظر گرفتن اثر اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی با استفاده از روابط ارائه شده در AISC 360-16 اصلاح گردید؛ لنگر رأس، $(M_c = 1.11 * M_y)$ ؛ لنگر پسماند، M_r ؛ ظرفیت دوران پلاستیک، (θ_p) ، با استفاده از رابطه ۷ در مرجع [26] محاسبه شده است.؛ ظرفیت دوران بعد از رأس، (θ_{pc}) با استفاده از رابطه ۱۰ در مرجع [26] محاسبه شده است. نسبت مقاومت پسماند $(\kappa = M_r / M_y = 0.4)$. سایر پارامترها برای ارزیابی زوال سختی و مقاومت در بارگذاری‌های چرخه‌ای نسبت سخت‌شوندگی کرنشی $\alpha_s = (M_c - M_y) / \theta_p / K_e$ که با استفاده از نمودار ۲،۱۵ در مرجع [27] محاسبه شده است. و نسبت سختی بعد از رأس $\alpha_c = M_c / \theta_{pc} / K_e$ که با استفاده از نمودار ۲،۱۵ در مرجع [27] محاسبه شده است. هستند. همچنین، در مدل قاب خمشی فولادی، محل اتصال تیر به ستون با استفاده از المان joint2D در اپنسیس گردید. همانطوری که در شکل ۲ نشان داده شده،

^{۱۳} OpenSees

^{۱۴} Modified Ibarra-Medina-Krawinkler

این المان از چهار گره در گوشه‌ها که چشمه اتصال را به المان‌های اطراف متصل می‌کند و یک گره در مرکز تشکیل می‌شود؛ که این گره مرکزی دارای یک درجه آزادی اضافی برای در نظر گرفتن تغییرشکل‌های برشی است.

جرم لرزه‌ای سازه‌ها در تراز هر طبقه به صورت $1.05D + 0.25L$ محاسبه شده است [20], [28]. از آنجا که دو قاب خمشی در هر جهت وجود دارد، سهم هر کدام نیمی از جرم لرزه‌ای ساختمان است که بین گره‌های قاب بر اساس سطح بارگیر آنها تقسیم شد. در این مطالعه، ماتریس میرایی بر اساس روش رایلی به مدل اعمال شده و نسبت میرایی ۲/۵ درصد با دوره تناوب مود اول و یک مود بالاتر که دارای دوره تناوبی به مقدار ۰/۲ دوره تناوب اصلی است، در نظر گرفته شد [24].



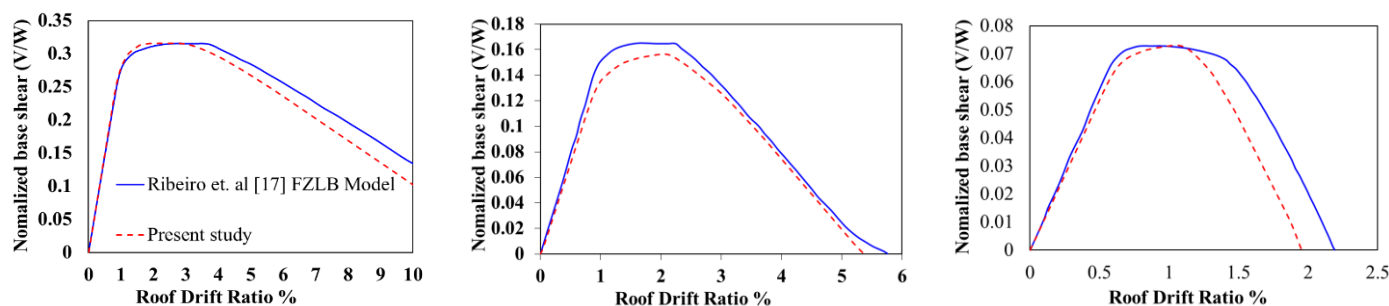
شکل ۲: نحوه مدل‌سازی غیرخطی ساختمان‌ها و منحنی مدل رفتاری اصلاح شده ایبارا-کراوینکلر [26].

۳- صحت سنجی مدل‌سازی عددی

صحت سنجی مدل‌های عددی یکی از مهمترین گام‌های این مطالعه بود که برای این منظور از نتایج تحلیل مودال و استاتیکی غیرخطی سازه‌های فولادی ۳، ۹ و ۲۰ طبقه SAC استفاده شد. دوره تناوب سه مود اول سازه‌ها مطابق با جدول ۱ به دست آمد. اختلاف دوره تناوب‌های به دست آمده از مدل‌های عددی سازه‌ها با مقادیر ارائه شده در FEMA 355C کمتر از ۴ درصد است [29]. همچنین، تحلیل استاتیکی غیرخطی قاب‌ها با در نظر گرفتن الگوی بار جانبی مطابق با مود اول ارتعاش سازه انجام شده و منحنی‌های پوش‌آور با نتایج ارائه شده در مرجع [30] در شکل ۳ مقایسه گردید که مطابقت خوبی دارند. اندک اختلافی که در شاخه نزولی منحنی‌ها مشاهده شد ناشی از تفاوت در نحوه مدل‌سازی ستون‌ها است. از آنجا که مفهوم پلاستیسیته گسترده قادر به مدل‌سازی مودهای خرابی مهمی از جمله کمانش بال و کمانش پیچشی-جانبی نیست و اغلب همین مودها هستند که شکست عضو را کنترل می‌کنند، بنابراین در این مطالعه ستون‌ها با استفاده از مفهوم پلاستیسیته متمرکز در اپنسیس مدل‌سازی شدند.

جدول ۱: مقایسه دوره تناوب سه مود اول سازه‌های SAC مدل‌سازی شده با اپنسیس و FEMA 355C

مدهای ارتعاش	دوره تناوب مود اول (sec)	دوره تناوب مود دوم (sec)	دوره تناوب مود سوم
			(sec)
۳ طبقه	OpenSees	1.02	0.34
	FEMA 355C	1.03	0.33
۹ طبقه	OpenSees	2.41	0.9
	FEMA 355C	2.34	0.88
۲۰ طبقه	OpenSees	4.05	1.37
	FEMA 355C	3.98	1.36



(a) 3-Story

(b) 9-Story

(c) 20-Story

شکل ۳: مقایسه نمودار پوش آور مدل‌های عددی مطالعه حاضر با مدل FZLB در مطالعه ریبریو و همکاران [30].

۴- ارزیابی عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌ها

تحلیل استاتیکی غیرخطی و تحلیل دینامیکی افزایشی روی ساختمان‌های این مطالعه انجام شد و از نتایج آنها که به صورت منحنی‌های IDA و منحنی‌های شکنندگی است، برای ارزیابی رفتار لرزه‌ای این ساختمان‌ها استفاده گردید. همچنین، در این مقاله عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌ها با استفاده از روش پیشنهاد شده توسط FEMA P695 نیز مورد ارزیابی قرار گرفت.

تحلیل استاتیکی غیرخطی به عنوان یک تحلیل اولیه برای ارزیابی رفتار کلی سازه‌ها صورت گرفت؛ بار جانبی در تراز هر طبقه، F_x ، متناسب با شکل مود اصلی ارتعاش سازه مطابق با رابطه (۳) اعمال شده است [28]:

$$F_x \propto m_x \phi_{1,x} \quad (3)$$

که m_x جرم در تراز طبقه x و $\phi_{1,x}$ عرض مود اصلی در تراز طبقه x است. منحنی‌های پوش آور ساختمان‌های این مطالعه در شکل ۴ نشان داده شده است. همانطور که ملاحظه می‌گردد، ساختمان‌هایی که با C_d بزرگتری طراحی شده‌اند، دارای برش پایه حداکثر و سختی بیشتر و زمان تناوب کمتری نسبت به آنها که با C_d کمتر طراحی شده‌اند، هستند. همچنین، منحنی‌های پوش آور برای محاسبه پارامترهای عملکرد لرزه‌ای از جمله ضریب اضافه مقاومت سازه (Ω_0) و شکل پذیری (μ_T) نیز مورد استفاده قرار گرفت. این پارامترها با استفاده از روابط (۴) تا (۷) به دست آمده‌اند [28]:

$$\Omega_0 = \frac{V_{\max}}{V} \quad (4)$$

$$\mu_T = \frac{\delta_u}{\delta_{y,eff}} \quad (5)$$

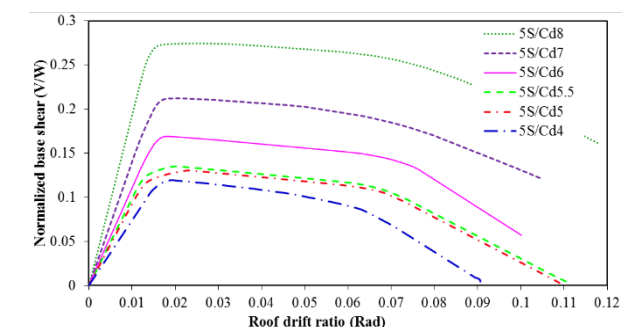
$$\delta_{y,eff} = C_0 \frac{V_{\max}}{W} \left[\frac{g}{4\pi^2} \right] (\max(T, T_1))^2 \quad (6)$$

$$C_0 = \phi_{1,r} \frac{\sum_{i=1}^n m_i \phi_{1,i}}{\sum_{i=1}^n m_i \phi_{1,i}^2} \quad (7)$$

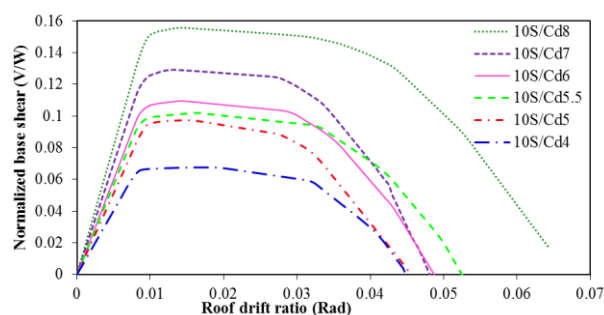
د δ_u و $\delta_{y,eff}$ به ترتیب جابه‌جایی نهایی بام و جابه‌جایی مؤثر بام است. C_0 ضریب اصلاح تبدیل جابه‌جایی سیستم یک درجه آزادی معادل به جابه‌جایی بام سیستم چند درجه آزادی، V_{\max}/W نسبت برش پایه حداکثر به وزن ساختمان، g ثابت گرانش، T دوره تناوب تجربی سازه بر اساس آیین‌نامه، T_1 دوره تناوب اصلی سازه بر اساس تحلیل مودال، m_i جرم طبقه i ام، $\phi_{1,i}$ ($\phi_{1,r}$) مختصات مود اصلی در تراز طبقه i ام (بام) و n تعداد طبقات است.

مقادیر پارامترهای عملکرد لرزه‌ای که از تحلیل استاتیکی غیرخطی به دست آمده، در جدول ۲ ارائه شده است. میانگین مقادیر Ω_0 برای هر گروه از ساختمان‌ها با C_d یکسان محاسبه گردید. همانطور که در جدول ۲ می‌توان مشاهده کرد، با افزایش مقدار C_d میانگین

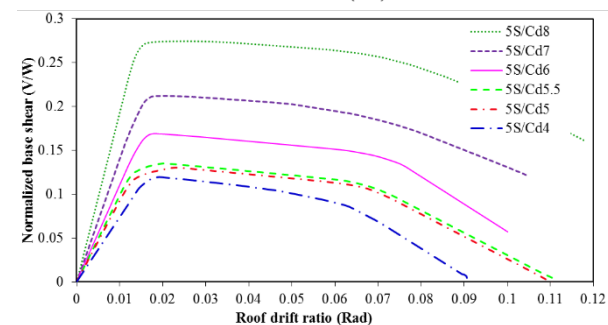
ضرایب اضافه مقاومت نیز افزایش یافت. از سوی دیگر، ضریب اضافه مقاومت به منظور استفاده در طراحی لرزه‌ای نباید کمتر از بیشترین میانگین Ω_0 ها باشد [31]. با توجه به مقادیر جدول ۲ بیشترین میانگین Ω_0 ها، $\frac{3}{18}$ و مربوط به C_d برابر با ۸ است و از آنجا که حداکثر مقدار ممکن برای این ضریب ۳ است، بنابراین ضریب اضافه مقاومت در این مطالعه ۳ به دست آمد که برابر با همان مقداری است که برای طراحی قاب خمشی فولادی ویژه توسط ASCE 7-10 پیشنهاد شده است. با توجه به سطح زیر نمودارهای پوش‌آور، میزان جذب انرژی سازه‌های طراحی شده با C_d بیشتر در ساختمان‌های کوتاه مرتبه افزایش و در ساختمان‌های میان مرتبه و بلند مرتبه کاهش یافت. همچنین، سختی همه مدل‌ها با افزایش مقدار C_d به صورت کاملاً محسوس افزایش یافت، که با توجه به بزرگتر شدن ابعاد مقاطع به منظور کاهش تغییرمکان جانبی نسبی طبقات منطقی بود.



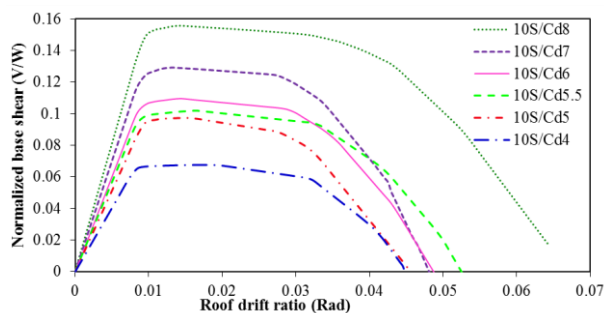
(a) 5-story



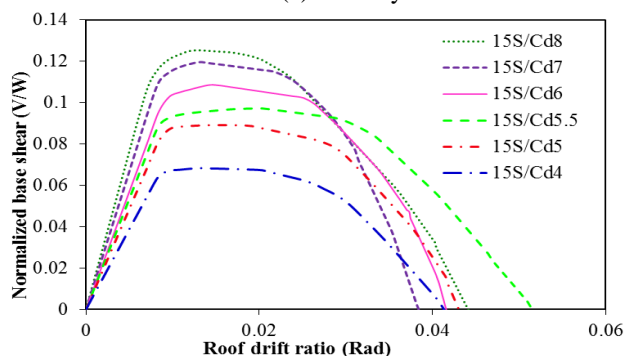
(a) 10-story

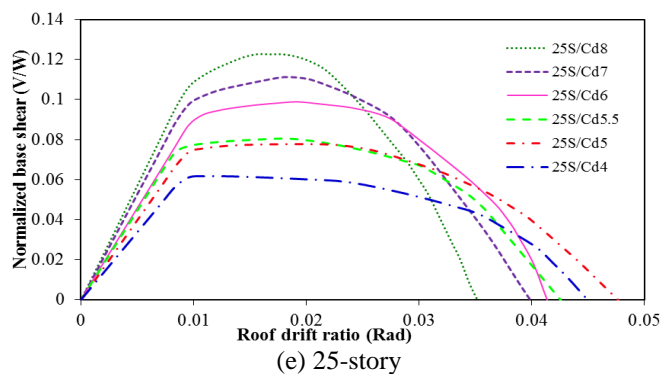


(b) 15-story



(d) 20-story





شکل ۴: مقایسه منحنی‌های پوش آور.

جدول ۲: پارامترهای استخراج شده از منحنی‌های پوش آور

Building	T_1 (sec)	$\delta_{y,eff}$	δ_u	μ_T	Ω_0	T_1 (sec)	$\delta_{y,eff}$	δ_u	μ_T	Ω_0
Cd=4						Cd=5				
5-Story	2.38	0.172	0.56	3.25	1.702	2.13	0.0144	0.069	4.79	1.861
10-Story	3.14	0.00957	0.034	3.5	1.539	2.82	0.01087	0.032	2.94	2.22
15-Story	3.86	0.00969	0.029	2.99	1.553	3.48	0.00999	0.0308	3.08	2.03
20-Story	4.39	0.00819	0.03	3.6	1.369	4.11	0.00865	0.028	3.24	1.706
25-Story	5.15	0.00877	0.031	3.54	1.402	4.77	0.00929	0.033	3.55	1.769
Average	---	---	---	3.376	1.513	---	---	---	3.52	1.917
Cd=5.5						Cd=6				
5-Story	2.079	0.01352	0.068	5.037	1.921	1.966	0.0162	0.075	4.64	2.41
10-Story	2.675	0.01022	0.037	3.62	2.31	2.59	0.01032	0.0343	3.32	2.49
15-Story	3.318	0.00976	0.035	3.59	2.21	3.2	0.01031	0.0296	2.87	2.47
20-Story	3.896	0.00787	0.027	3.439	1.705	3.78	0.00956	0.0305	3.19	2.22
25-Story	4.489	0.0087	0.03	3.45	1.852	4.45	0.00982	0.03	3.05	2.24
Average	---	---	---	3.8272	1.9996	---	---	---	3.414	2.366
Cd=7						Cd=8				
5-Story	1.752	0.01589	0.081	5.07	3.03	1.5	0.01476	0.086	5.83	3.91
10-Story	2.42	0.0103	0.035	3.35	2.94	2.26	0.01074	0.045	4.19	3.54
15-Story	2.98	0.00971	0.028	2.86	2.57	2.8	0.00892	0.261	2.92	2.85
20-Story	3.52	0.00928	0.035	3.79	2.49	3.33	0.00934	0.248	2.66	2.82
25-Story	4.13	0.00977	0.028	2.87	2.53	3.98	0.00968	0.0248	2.56	2.79
Average	---	---	---	3.588	2.712	---	---	---	3.632	3.182

در ادامه، برای ارزیابی رفتار لرزه‌ای و ظرفیت فروریزش ساختمان‌ها، تحلیل IDA بر روی آنها انجام گرفت. به منظور انجام IDA، مجموعه‌ای از شتاب‌نگاشت‌های حوزه دور از گسل که در FEMA P695 معرفی شده، انتخاب شدند. که این مجموعه شامل ۲۲ جفت رکورد مولفه افقی زمین لرزه (یعنی در مجموع ۴۴ رکورد) است. مشخصات شتاب‌نگاشت‌های انتخاب شده در جدول ۳ آورده شده است و سایر جزئیات مربوط به رکوردها را می‌توان در FEMA P695 یافت [28].

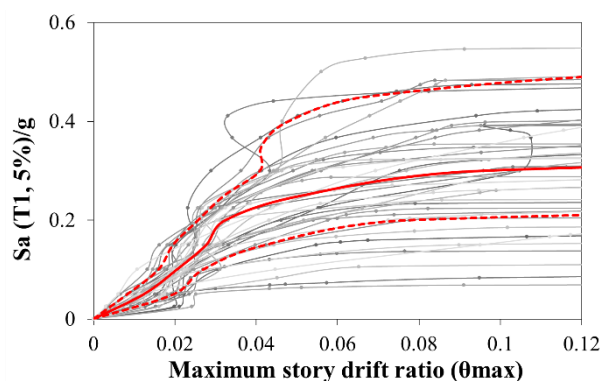
تحلیل تاریخچه زمانی پاسخ با استفاده از هر یک از رکوردها، که در چندین سطح از شدت به صورت افزایشی مقیاس شده و به سازه اعمال گردیده، صورت گرفت. نتیجه انجام این تحلیل‌ها به دست آوردن یک یا چند منحنی است که برای رسم آنها انتخاب پارامتر پاسخ مناسب (معیار خسارت^{۱۵}، DM) بسیار مهم بود. در این مطالعه که از روش دستورالعمل FEMA P695 استفاده شده، شتاب طیفی مود اول با میرایی ۵٪ ($S_u(T_1, 5\%)$) به عنوان معیار شدت^{۱۶} (IM)، و حداکثر جابه‌جایی نسبی طبقات (θ_{max}) به عنوان معیار خسارت (DM) در نظر گرفته شد. در یک منحنی IDA، افقی شدن منحنی نشان دهنده تجربه تغییر شکل‌های بزرگ و معیاری برای فروریزش سازه است. این معیار در طول تحلیل به صورت رسیدن به شیبی برابر با ۲۰ درصد شیب اولیه است [32]. علاوه بر آن، رسیدن به یک مقدار بسیار

^{۱۵} Damage Measure^{۱۶} Intensity Measure

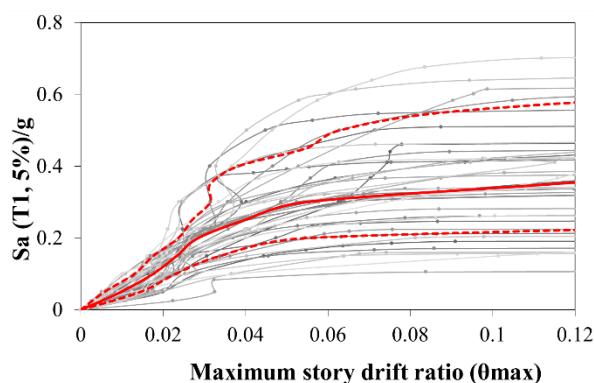
بزرگی از تغییر مکان جانبی نسبی طبقات نیز متناظر با لحظه رسیدن به شدت فروریزش سازه است، که موجب ناپایداری دینامیکی شده و همچنین دومین معیار برای فروریزش سازه است. به منظور، کاهش مدت زمان تحلیل‌ها از الگوریتم هانت-فیل^{۱۷} در انجام IDAها استفاده شد [33]. به عنوان نمونه، در شکل ۵ منحنی‌های IDA برای ساختمان ۲۰ طبقه که با مقادیر مختلف C_d طراحی شده به همراه منحنی‌های خلاصه شده ۱۶، ۵۰ و ۸۴ درصد نشان داده شده است.

جدول ۳: شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده در IDA [28]

Earthquake name	Year	Station	Fault type	M	Rjb (km)	Site-to-source epicentral distance	PGA (g)
Northridge	1994	Beverly Hills-14145 Mulhol	Blind thrust	6.7	9.4	13.3	0.52
Northridge	1994	Canyon Country-W Lost Cany	Blind thrust	6.7	11.4	26.5	0.48
Duzce, Turkey	1999	Bolu	Strike-slip	7.1	12	41.3	0.82
Hector Mine	1999	Hector	Strike-slip	7.1	10.4	26.5	0.34
Imperial Vally	1979	Delta	Strike-slip	6.5	22	33.7	0.35
Imperial Vally	1979	El Centro Array #11	Strike-slip	6.5	12.5	29.4	0.38
Kobe, Japan	1995	Nishi-Akashi	Strike-slip	6.9	7.1	8.7	0.51
Kobe, Japan	1995	Shin-Osaka	Strike-slip	6.9	19.1	46	0.24
Kocaeli, Turkey	1999	Duzce	Strike-slip	7.5	13.6	98.2	0.36
Kocaeli, Turkey	1999	Arcelik	Strike-slip	7.5	10.6	53.7	0.22
Landers	1992	Yermo Fire Station	Strike-slip	7.3	23.6	86	0.24
Landers	1993	Coolwater	Strike-slip	7.3	19.7	82.1	0.42
Loma Prieta	1989	Capitola	Strike-slip	6.9	8.7	9.8	0.53
Loma Prieta	1989	Gilroy Array #3	Strike-slip	6.9	12.2	31.4	0.56
Manjil, Iran	1990	Abbar	Strike-slip	7.4	12.6	40.4	0.51
Superstition Hills	1987	El Centro Imp. Co. Cent	Strike-slip	6.5	18.2	35.8	0.36
Superstition Hills	1987	Poe Road (temp)	Strike-slip	6.5	11.2	11.2	0.45
Cape Mendocino	1992	Rio Dell Overpass -FF	Thrust	7	7.9	22.7	0.55
Chi-Chi, Taiwan	1999	CHY101	Thrust	7.6	10	32	0.44
Chi-Chi, Taiwan	1999	TCU045	Thrust	7.6	26	77.5	0.51
San Fernando	1971	LA - Hollywood Stor FF	Thrust	6.6	22.8	39.5	0.21
Friuli, Italy	1976	Tolmezzo	Thrust	6.5	15	20.2	0.35

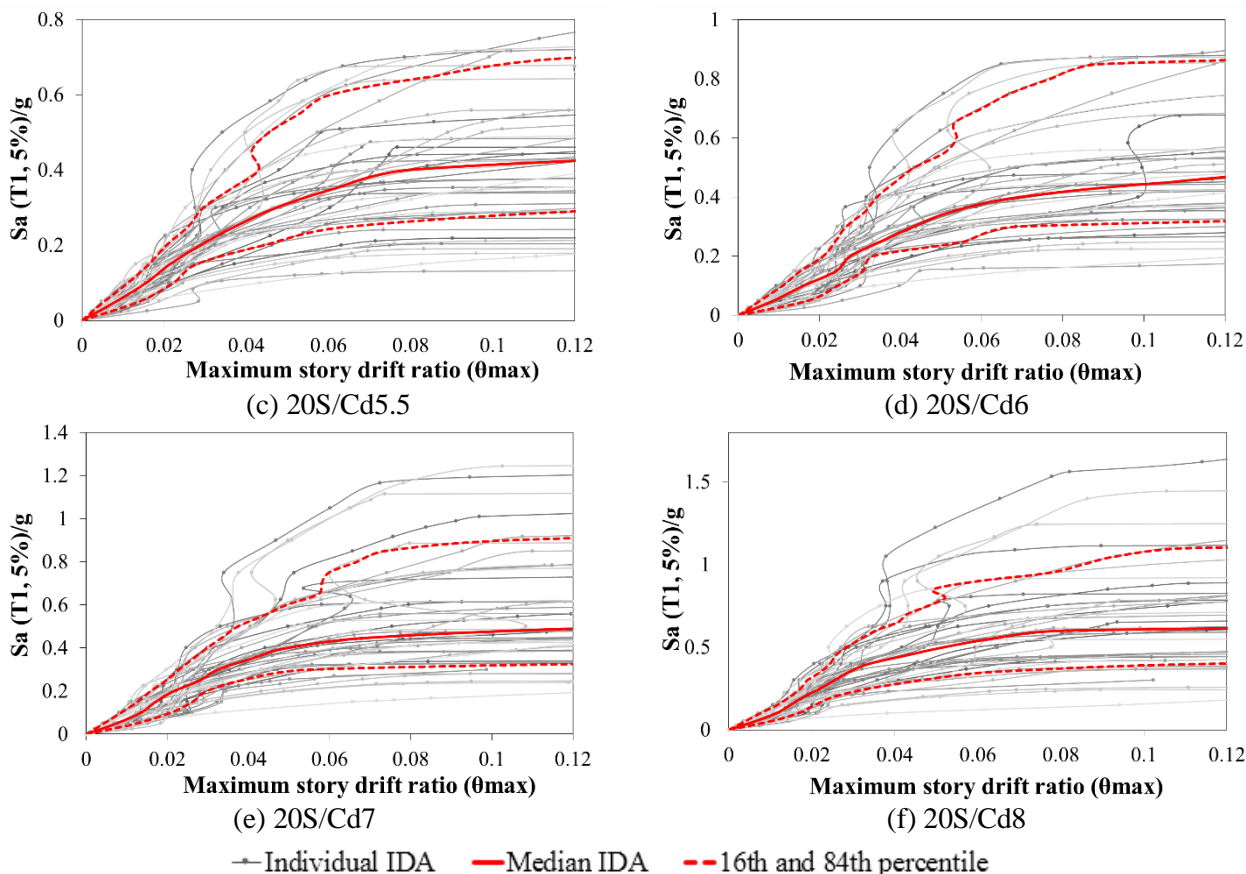


(a) 20S/Cd4



(b) 20S/Cd5

^{۱۷} Hunt and Fill



شکل ۵: منحنی های تحلیل دینامیکی افزایشی برای ساختمان ۲۰ طبقه با مقادیر متفاوت Cd.

در ادامه به بررسی منحنی های شکنندگی که احتمال خرابی سازه ای ناشی از زلزله را در هر سطح عملکردی به صورت تابعی از شدت زمین لرزه بیان می کنند، خواهیم پرداخت. در این مطالعه، از تابع توزیع تجمعی لگ-نرمال برای ترسیم منحنی های شکنندگی در سطح فروریزش استفاده شد. بر اساس این تابع، احتمال فراگذشت از یک مقدار معیار خرابی مشخص (dm) وقتی که زمین لرزه مورد نظر شاخص شدتی برابر با im دارد، مطابق رابطه (۸) تعریف می شود:

$$P(DM > dm | IM = im) = \Phi \left(\frac{\ln \left(\frac{x}{\theta} \right)}{\beta} \right) \quad (8)$$

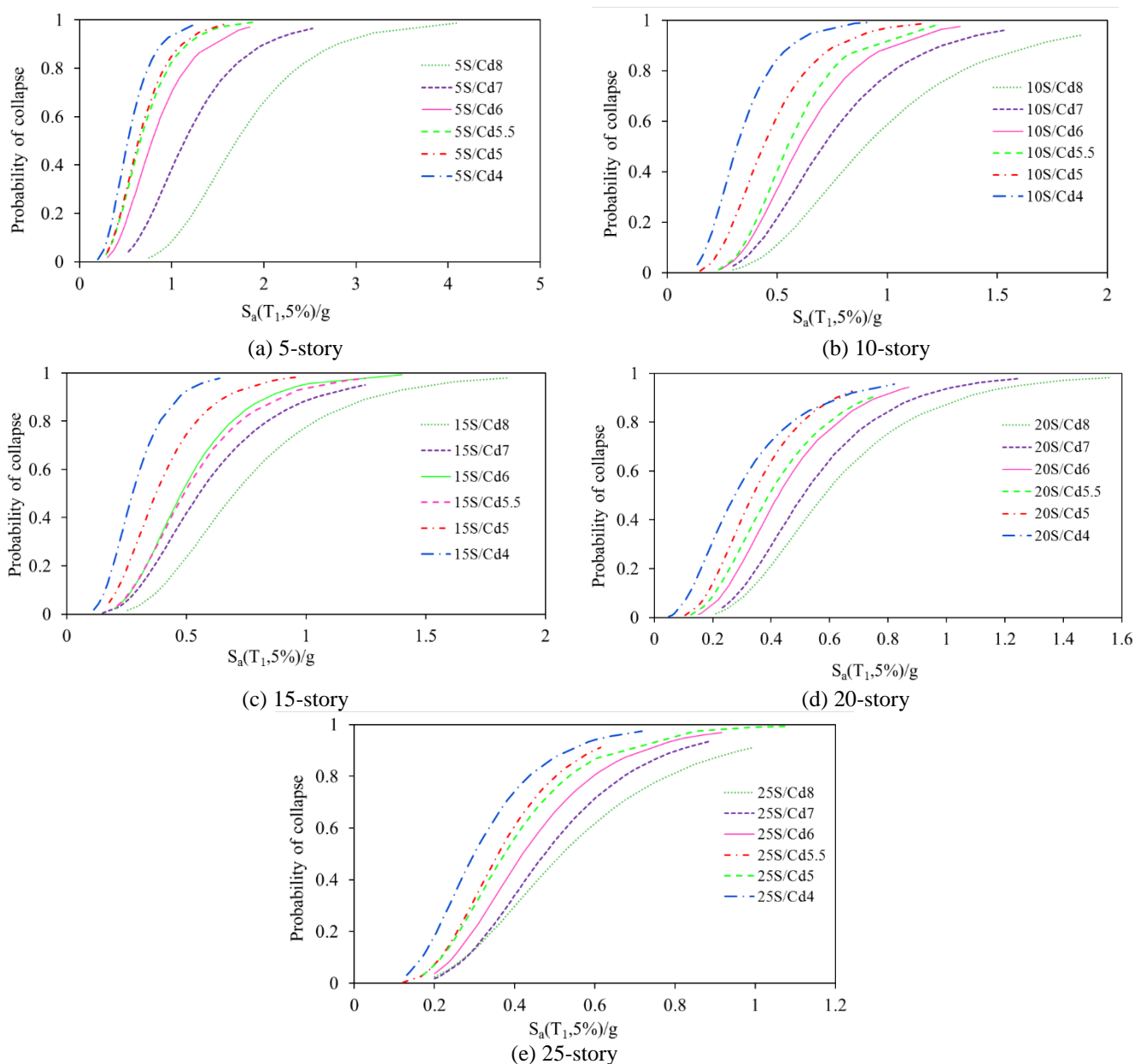
کدر این رابطه، Φ تابع توزیع تجمعی نرمال استاندارد، θ و β به ترتیب میانه و انحراف معیار استاندارد IM ها هستند که با استفاده از روابط (۹) و (۱۰) تخمین زده می شوند [34]:

$$\ln \hat{\theta} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln IM_i \quad (9)$$

$$\hat{\beta} = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n \left(\ln (IM_i / \hat{\theta}) \right)^2} \quad (10)$$

که n تعداد زمین لرزه های در نظر گرفته شده و IM_i مقدار IM مربوط به آغاز فروریزش در زمین لرزه نام است. منحنی های شکنندگی برای ساختمان های ۵، ۱۰، ۱۵، ۲۰ و ۲۵ طبقه به ازای مقادیر مختلف C_d در سطح عملکردی فروریزش، در شکل ۶ نشان داده شده است. همانطور که مشاهده می شود، مقدار C_d در منحنی شکنندگی همه ساختمان ها مؤثر است به طوری که صرف نظر از تعداد طبقات، ساختمانی که با C_d بیشتر (به عبارت دیگر تغییر مکان جانبی نسبی مجاز کمتر) طراحی شده احتمال فراگذشت از معیارهای فروریزش در آن، به ازاء

یک مقدار شدت طیفی معین، کمتر از ساختمانی است که با C_d کمتری طراحی شده است. همچنین، ساختمان طراحی شده با C_d بیشتر در شدت‌های طیفی لرزه‌ای بالاتری تغییر مکان جانبی نسبی سطح فروریزش را تجربه کرد. احتمال فروریزش هر یک از سازه‌ها تحت زلزله MCE در جدول ۴ آورده شده است. مطابق با معیارهای عملکردی FEMA P695، احتمال فروریزش هر سازه به تنهایی تحت زلزله MCE نباید از مقدار ۲۰٪ و نیز میانگین احتمال فروریزش یک گروه عملکردی از سازه‌ها تحت زلزله MCE نباید از مقدار ۱۰٪ فراتر رود [28]. همانطور که در جدول ۴ مشاهده می‌شود، میانگین احتمال فروریزش در ساختمان‌های طراحی شده با C_d برابر با ۴، ۵ و ۵/۵ به ترتیب ۴/۲۸٪، ۱۷/۲٪ و ۱۱/۷٪ است که همگی فراتر از مقدار مجاز ۱۰٪ قرار گرفتند. بنابراین مقدار C_d ارائه شده توسط آئین‌نامه ASCE 7-10 برای قاب خمشی فولادی ویژه ($C_d = 5.5$) عملکرد لرزه‌ای مناسبی نداشت. همچنین، احتمال فروریزش تحت زلزله MCE برای ساختمان‌های طراحی شده با C_d برابر با ۶، ۷ و ۸ به ترتیب ۳/۹٪، ۲/۶٪ و ۱/۴٪ به دست آمد، که کمتر از مقدار مجاز ۱۰٪ هستند، بنابراین عملکرد این دسته از سازه‌ها قابل قبول بود.



شکل ۶: مقایسه منحنی‌های شکنندگی ساختمان‌های ۵، ۱۰، ۱۵، ۲۰ و ۲۵ طبقه به ازای مقادیر مختلف C_d در سطح فروریزش.

جدول ۴: احتمال فروریزش سازه‌ها در شدت زلزله MCE

ساختمان	5S/Cd4	10S/Cd4	15S/Cd4	20S/Cd4	25S/Cd4	Average
S_{MT}	0.38	0.29	0.23	0.21	0.17	---
P_f	21.84	41.34	34.88	32.51	11.49	28.41
ساختمان	5S/Cd5	10S/Cd5	15S/Cd5	20S/Cd5	25S/Cd5	Average
S_{MT}	0.42	0.32	0.26	0.22	0.19	---
P_f	16.99	24.17	20.84	18.57	5.32	17.18
ساختمان	5S/Cd5.5	10S/Cd5.5	15S/Cd5.5	20S/Cd5.5	25S/Cd5.5	Average
S_{MT}	0.43	0.34	0.27	0.23	0.20	---
P_f	17.30	9.52	10.09	14.42	7.15	11.69
ساختمان	5S/Cd6	10S/Cd6	15S/Cd6	20S/Cd6	25S/Cd6	Average
S_{MT}	0.46	0.35	0.28	0.24	0.20	---
P_f	11.94	9.25	11.08	10.32	3.93	9.30
ساختمان	5S/Cd7	10S/Cd7	15S/Cd7	20S/Cd7	25S/Cd7	Average
S_{MT}	0.51	0.37	0.30	0.26	0.22	---
P_f	3.59	7.46	10.97	6.03	3.00	6.21
ساختمان	5S/Cd8	10S/Cd8	15S/Cd8	20S/Cd8	25S/Cd8	Average
S_{MT}	0.60	0.40	0.32	0.27	0.23	---
P_f	1.60	4.47	4.84	5.16	4.40	4.09

۵- ارزیابی سازه‌ها به روش FEMA P695

عملکرد سازه‌ها در لحظه فروریزش با استفاده از روش دستورالعمل FEMA P695 مورد ارزیابی قرار گرفت. هدف این مطالعه بررسی این موضوع است که آیا ساختمان‌های طراحی شده با C_d های مختلف معیار پذیرش FEMA P695 را برآورده می‌سازند یا خیر؟ با استفاده از نتایج IDA شدت طیفی فروریزش (S_{CT}) سازه‌ها تحت ۴۴ رکورد زمین‌لرزه حوزه دور به دست آمد. سپس، میانه شدت‌های طیفی فروریزش (\hat{S}_{CT}) که نشان دهنده شدتی است که در آن نیمی از رکوردهای زلزله موجب فروریزش سازه می‌شود، محاسبه گردید. همانطور که در رابطه (۱۱) ملاحظه می‌شود، نسبت حاشیه ایمنی فروریزش اصلاح شده (ACMR) به صورت نسبت \hat{S}_{CT} به شدت طیفی مربوط به طیف زلزله سطح خطر (MCE) در دوره تناوب اصلی سازه (S_{MT})، تعریف می‌شود؛ که به منظور در نظر گرفتن محتوای فرکانسی (شکل طیفی) مجموعه رکوردهای زلزله در ضریب شکل طیفی (SSF) ضرب شده است. این ضریب بر حسب زمان تناوب و نسبت شکل پذیری (μ_r) سازه تعیین می‌شود [28].

$$ACMR = \frac{\hat{S}_{CT}}{S_{MT}} \times SSF \quad (11)$$

سپس ACMR محاسبه شده با ACMR مجاز مقایسه شد، که در جدول ۵ نشان داده شده است. برای برآورده شدن معیارهای پذیرش، میانگین ACMR برای هر یک از ساختمان‌ها باید از ۲۰٪ احتمال فروریزش تحت اثر زلزله MCE بیشتر باشد. همچنین، ACMR برای هر یک از ساختمان‌ها باید از ۱۰٪ احتمال فروریزش تحت اثر زلزله MCE بیشتر باشد. در این مطالعه، مقدار ACMR مجاز ۲۰٪ و ۱۰٪ با استفاده از جداول ۲-۷ دستورالعمل FEMA P695 به ترتیب برابر با ۲/۱۶ و ۱/۶۶ به دست آمد.

در جدول ۵، پارامترهای روش FEMA P695 برای ساختمان‌های طراحی شده با C_d های مختلف ارائه شده است. با توجه به مقادیر جدول ۵ مشاهده می‌شود که ساختمان‌های طراحی شده با C_d برابر با ۴ و ۵، که کمتر از C_d ارائه شده توسط آئین‌نامه ASCE 7-10 هستند، بدترین عملکرد را داشتند؛ این ساختمان‌ها کمترین مقدار ACMR را دارند و در همه مدل‌ها به جز سازه 25S/Cd5 از مقدار مجاز

ACMR, 20% کمتر بود. در ساختمان 25S/Cd5 اندکی طراحی دست بالا رخ داده، این مسئله به این دلیل است که در ساختمان ۲۵ طبقه طراحی بر اساس مقاومت، به ویژه در طبقات پائین تر حاکم بوده و مقدار تغییر مکان جانبی نسبی در این طبقات کمتر از تغییر مکان جانبی نسبی مجاز (که بر اساس $C_d = 5.0$ محاسبه شده) گردید. بنابراین، استفاده از C_d های کمتر از ۵/۵ برای ساختمان های با ارتفاع مختلف عملکرد قابل قبولی را در روش ارزیابی FEMA P695 نشان نداد. در بین ساختمان هایی که با $C_d = 5.5$ طراحی شدند مقدار ACMR ساختمان ۵ طبقه از ۲۰٪ کمتر بود و ساختمان ۱۰ طبقه نیز با اختلاف کمی معیار ACMR, 20% را برآورده کرد، که نشان دهنده عملکرد لرزه ای رضایت بخشی در ساختمان های کوتاه و میان مرتبه طراحی شده با $C_d = 5.5$ نبود. مقدار ACMR در سایر C_d ها و برای همه ساختمان ها، از مقدار مجاز ACMR, 20% بیشتر بود.

بنابراین، نتایج به دست آمده نشان داد که در نظر گرفتن مقدار $C_d = 7.0$ برای ساختمان های ۵ و ۱۰ طبقه، مقدار $C_d = 6.0$ برای ساختمان های ۱۵ و ۲۰ طبقه و مقدار $C_d = 5.5$ برای ساختمان ۲۵ طبقه منجر به برآورده شدن معیارهای FEMA P695 می گردد.

جدول ۵: ارزیابی مدل های قاب خمشی فولادی ویژه با استفاده از روش FEMA P695

Building	S_{MT}	\hat{S}_{CT}	CMR	SSF	ACMR	Accept. ACMR	Pass/Fail	S_{MT}	\hat{S}_{CT}	CMR	SSF	ACMR	Accept. ACMR	Pass/Fail	
Cd=4								Cd=5							
5-Story	0.378	0.523	1.381	1.277	1.763	2.16	Fail	0.423	0.639	1.511	1.355	2.05	2.16	Fail	
10-Story	0.286	0.287	1.001	1.362	1.363	2.16	Fail	0.319	0.436	1.364	1.319	1.8	2.16	Fail	
15-Story	0.233	0.27	1.159	1.324	1.534	2.16	Fail	0.259	0.373	1.439	1.331	1.915	2.16	Fail	
20-Story	0.205	0.307	1.498	1.369	2.05	2.16	Fail	0.219	0.338	1.546	1.342	2.08	2.16	Fail	
25-Story	0.175	0.27	1.548	1.364	2.11	2.16	Fail	0.1889	0.322	1.706	1.365	2.33	2.16	Pass	
Average	---	---	---	---	1.764	1.66	Pass	---	---	---	---	2.035	1.66	Pass	
Cd=5.5								Cd=6							
5-Story	0.433	0.66	1.525	1.366	2.08	2.16	Fail	0.458	0.783	1.711	1.348	2.31	2.16	Pass	
10-Story	0.336	0.546	1.624	1.37	2.22	2.16	Pass	0.348	0.602	1.729	1.349	2.33	2.16	Pass	
15-Story	0.271	0.491	1.81	1.367	2.48	2.16	Pass	0.281	0.474	1.686	1.314	2.22	2.16	Pass	
20-Story	0.231	0.391	1.694	1.357	2.3	2.16	Pass	0.238	0.4244	1.768	1.339	2.37	2.16	Pass	
25-Story	0.2	0.385	1.92	1.358	2.61	2.16	Pass	0.202	0.42	2.08	1.329	2.76	2.16	Pass	
Average	---	---	---	---	2.338	1.66	Pass	---	---	---	---	2.398	1.66	Pass	
Cd=7								Cd=8							
5-Story	0.514	1.05	2.04	1.368	2.8	2.16	Pass	0.6	1.721	2.87	1.4	4.02	2.16	Pass	
10-Story	0.373	0.75	2.01	1.351	2.72	2.16	Pass	0.398	0.917	2.3	1.407	3.24	2.16	Pass	
15-Story	0.302	0.553	1.834	1.314	2.41	2.16	Pass	0.322	0.639	1.984	1.318	2.62	2.16	Pass	
20-Story	0.255	0.509	1.991	1.382	2.75	2.16	Pass	0.27	0.602	2.23	1.296	2.89	2.16	Pass	
25-Story	0.218	0.475	2.18	1.314	2.86	2.16	Pass	0.226	0.528	2.34	1.288	3.01	2.16	Pass	
Average	---	---	---	---	2.708	1.66	Pass	---	---	---	---	3.156	1.66	Pass	

۶- نتیجه گیری

در این مقاله اثر ضریب بزرگنمایی تغییر مکان بر رفتار لرزه ای ساختمان های فولادی با سیستم قاب خمشی ویژه مورد مطالعه قرار گرفت. شش گروه ساختمان با مقادیر C_d برابر با ۴، ۵، ۵/۵، ۶، ۷ و ۸ با ارتفاع های مختلف (۵، ۱۰، ۱۵، ۲۰ و ۲۵ طبقه) طراحی شدند. عملکرد لرزه ای ساختمان ها با استفاده از منحنی های شکنندگی و روش ارزیابی FEMA P695 بررسی گردید. مدل های اجزا محدود ساختمان ها توسط نرم افزار اپنسیس ساخته شد و تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی و IDA قرار گرفتند. نتایج عددی و منحنی های به دست آمده برای استخراج پارامترهای مورد نیاز و برآورد رفتار هر گروه از سازه ها مورد استفاده قرار گرفت. نتایج نشان داد که:

- ۱- با توجه به میانگین ضرایب اضافه مقاومت به دست آمده برای ساختمان های طراحی شده با C_d های مختلف، ضریب اضافه مقاومت پیشنهاد شده توسط ASCE 7-10 ($\Omega_0 = 3.0$) برای ساختمان های با قاب خمشی فولادی ویژه مناسب است.
- ۲- با توجه به نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی مشاهده شد که افزایش C_d موجب افزایش ظرفیت سازه گردید؛ که با توجه به بزرگتر شدن مقاطع با افزایش C_d قابل پیش بینی بود؛ و از سوی دیگر، تغییر مکان نهایی (δ_u) به ویژه در ساختمان های بلندتر کاهش یافت.

۳- مقادیر احتمال فروریزش سازه‌ها در شدت طیفی زلزله MCE نشان داد که در ضرایب C_d برابر با ۴، ۵ و ۵/۵ میانگین احتمال فروریزش ساختمان‌ها به ترتیب ۰/۲۸/۴، ۰/۱۷/۲ و ۰/۱۱/۷ است که از مقدار مجاز ۰/۱۰ بیشتر بوده، بنابراین قابل قبول نیستند. در ضرایب C_d برابر با ۶، ۷ و ۸ میانگین احتمال فروریزش تحت زلزله MCE به ترتیب ۰/۹/۳، ۰/۶/۲ و ۰/۴/۱ است، که کمتر از ۰/۱۰ هستند و نشان دهنده عملکرد قابل قبول این گروه از سازه‌ها است. بنابراین می‌توان گفت که مقدار C_d ارائه شده در ASCE 7-10 برای قاب خمشی فولادی ویژه ($C_d = 5.5$) عملکرد لرزه‌ای مناسبی به خصوص در ساختمان‌های کوتاه‌مرتبه ندارد.

۴- نتایج به دست آمده از روش FEMA P695 تا حد زیادی با منحنی‌های شکنندگی مطابقت داشته و آنها را تایید کرد. پارامتر مهم این روش ACMR است که برای C_d برابر با ۴ و ۵ مقدار مجاز ACMR20% را برآورده نساخت؛ در C_d برابر با ۵/۵ مقدار ACMR، به جز ساختمان ۵ طبقه، بیشتر از ACMR20% است؛ در C_d های برابر با ۶، ۷ و ۸ مقدار ACMR در همه ساختمان‌ها بیشتر از ACMR20% است.

۵- میانگین احتمال فروریزش ساختمان‌های طراحی شده با C_d های برابر با ۴، ۵ و ۵/۵ بیش از ۰/۱۰ بود، بنابراین در محدوده مجاز قرار نگرفت. از سوی دیگر، در روش ارزیابی FEMA P695 مقدار میانگین ACMR به دست آمده برای این ساختمان‌ها از مقدار مجاز ACMR، 10% که برابر با ۱/۶۶ است، بیشتر بود و معیار پذیرش این روش را برآورده کرده است. با توجه به این تناقض می‌توان گفت که روش FEMA P695 برای ارزیابی دقیق عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها کافی نبوده، و در کنار این روش باید از سایر روش‌های احتمالاتی ارزیابی سازه‌ها نیز بهره برد.

نتایج ارائه شده در این پژوهش اگرچه برای سازه‌های بررسی شده در این مطالعه معتبر می‌باشد ولی مسیر و رویکردی برای ارزیابی سایر سازه‌ها نشان می‌دهد؛ که به منظور گسترش این نتایج پیشنهاد می‌شود این مطالعه بر روی سایر سیستم‌های سازه‌ای از جمله قاب‌های مهاربندی شده همگرا و واگرا و نیز قاب‌های خمشی بتنی منظم و نامنظم انجام شود.

مراجع

- [1] Y. Lin, E. Miranda, and M. Asce, "Estimation of Maximum Roof Displacement Demands in Regular Multistory Buildings," no. January, pp. 1–11, 2010.
- [2] S. Akkar and E. Miranda, "IMPROVED DISPLACEMENT MODIFICATION FACTOR TO ESTIMATE MAXIMUM DEFORMATIONS OF SHORT PERIOD STRUCTURES," *13 th World Conf. Earthq. Eng.*, no. 3424, 2004.
- [3] M. Mahmmoudi, "The ratio of displacement amplification factor to force reduction factor," no. 1917, 2004.
- [4] A. Formisano, R. Landolfo, and F. M. Mazzolani, "Robustness assessment approaches for steel framed structures under catastrophic events," *Comput. Struct.*, vol. 147, pp. 216–228, 2015, doi: 10.1016/j.compstruc.2014.09.010.
- [5] F. Beatrice, A. Formisano, V. Generoso, and F. M. Mazzolani, "Numerical study on Moment Resisting Frames under monotonic and cyclic loads," *Key Eng. Mater.*, vol. 763, no. February, pp. 625–632, 2018, doi: 10.4028/www.scientific.net/KEM.763.625.
- [6] A. Louzai and A. Abed, "Evaluation of the seismic behavior factor of reinforced concrete frame structures based on comparative analysis between non-linear static pushover and incremental dynamic analyses," *Bull. Earthq. Eng.*, vol. 13, no. 6, pp. 1773–1793, 2015, doi: 10.1007/s10518-014-9689-7.
- [7] E. Miranda, "Inelastic Displacement Ratios for Structures on Firm Sites," no. October, pp. 1150–1159, 2000.
- [8] J. Ruiz-García and E. Miranda, "Inelastic displacement ratios for evaluation of structures built on soft soil sites," *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 35, no. 6, pp. 679–694, 2006, doi: 10.1002/eqe.552.
- [9] E. Miranda and J. Ruiz-García, "Evaluation of approximate methods to estimate maximum inelastic displacement demands," *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 31, no. 3, pp. 539–560, 2002, doi: 10.1002/eqe.143.
- [10] A. K. Chopra and C. Chintanapakdee, "Inelastic deformation ratios for design and evaluation of structures: Single-degree-of-freedom bilinear systems," *J. Struct. Eng.*, vol. 130, no. 9, pp. 1309–1319, 2004, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2004)130:9(1309).
- [11] B. Chikh *et al.*, "Seismic structural demands and inelastic deformation ratios: Sensitivity analysis and simplified models," *Earthq. Struct.*, vol. 13, no. 1, pp. 59–66, 2017, doi: 10.12989/eas.2017.13.1.059.
- [12] A. Mechaala, C. Benazouz, H. Zedira, Y. Mehani, and S. Guezouli, "Higher modes contribution for estimating the

- inelastic deformation ratios and seismic demands of structures,” *J. Mech. Sci. Technol.*, vol. 33, no. 2, pp. 591–601, 2019, doi: 10.1007/s12206-019-0113-8.
- [13] C. Uang, “Establishing R (or R_w) and C_d Factors for Building Seismic Provisions,” *J. Struct. Eng.*, vol. 117, no. 1, pp. 19–28, 1991, doi: 10.1061/(asce)0733-9445(1991)117:1(19).
- [14] C. M. Uang and A. Maarouf, “Deflection amplification factor for seismic design provisions,” *J. Struct. Eng.*, vol. 120, no. 8, pp. 2423–2436, 1995, doi: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1994\)120:8\(2423\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1994)120:8(2423)).
- [15] M. Samimifar, A. V. Oskouei, and F. R. Rofooei, “Deflection amplification factor for estimating seismic lateral deformations of RC frames,” *Earthq. Eng. Eng. Vib.*, vol. 14, no. 2, pp. 373–384, 2015, doi: 10.1007/s11803-015-0029-y.
- [16] A. Kuşyılmaz and C. Topkaya, “Displacement amplification factors for steel eccentrically braced frames,” 2014, doi: 10.1002/eqe.
- [17] A. Kuşyılmaz and C. Topkaya, “Evaluation of Seismic Response Factors for EBFs using FEMA P695 Methodology,” *Earthq. Spectra*.
- [18] Y. O. Özkılıç, M. B. Bozkurt, and C. Topkaya, “Evaluation of seismic response factors for BRBFs using FEMA P695 methodology,” *J. Constr. Steel Res.*, vol. 151, pp. 41–57, 2018, doi: 10.1016/j.jcsr.2018.09.015.
- [19] M. Zaker Esteghamati, M. Banazadeh, and Q. Huang, “The effect of design drift limit on the seismic performance of RC dual high-rise buildings,” *Struct. Des. Tall Spec. Build.*, vol. 27, no. 8, pp. 1–16, 2018, doi: 10.1002/tal.1464.
- [20] (ASCE 7-10), “Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures,” *Am. Soc. Civ. Eng. Reston, VA*, 2016.
- [21] I. code of practice for seismic resistant of buildings-4th Edition, *Standard No.2800*. 1393.
- [22] M. Samimifar, A. V. Oskouei, and F. R. Rofooei, “Deflection amplification factor for estimating seismic lateral deformations of RC frames Abstract:,” vol. 14, no. 2, pp. 373–384, 2015.
- [23] AISC 341-10, “Seismic Provisions for Structural Steel Buildings,” *Seism. Provisions Struct. Steel Build.*, no. 1, p. 402, 2010.
- [24] F. Zareian, D. G. Lignos, and H. Krawinkler, “Evaluation of seismic collapse performance of steel special moment resisting frames using FEMA P695 (ATC-63) methodology,” *Struct. Congr. 2010*, vol. 695, pp. 1275–1286, 2010, doi: 10.1061/41130(369)116.
- [25] L. F. Ibarra and H. Krawinkler, “Global Collapse of Frame Structures under Seismic Excitations,” *Berkeley, Calif.*, no. 152, pp. 1–301, 2005.
- [26] D. G. Lignos and H. Krawinkler, “Deterioration modeling of steel components in support of collapse prediction of steel moment frames under earthquake loading,” *J. Struct. Eng.*, vol. 137, no. 11, pp. 1291–1302, 2011, doi: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000376.
- [27] D. Lignos, “Sidesway Collapse of Deteriorating Structural Systems,” Stanford University, 2008.
- [28] FEMA P695, “Quantification of building seismic performance factors,” *Fema P695*, no. June, p. 421, 2009.
- [29] FEMA-355C, “State of the art report on systems performance of steel moment frames subjected to earthquake ground shaking,” *FEMA-355C*, no. Washington, DC, 2000.
- [30] F. L. A. Ribeiro, A. R. Barbosa, and L. C. Neves, “Application of reliability-based robustness assessment of steel moment resisting frame structures under post-mainshock cascading events,” *J. Struct. Eng. (United States)*, vol. 140, no. 8, pp. 1–12, 2014, doi: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000939.
- [31] A. Asghari and S. Saharkhizan, “Seismic design and performance evaluation of steel frames with knee-element connections,” *J. Constr. Steel Res.*, vol. 154, pp. 161–176, 2019, doi: 10.1016/j.jcsr.2018.11.011.
- [32] D. Vamvatsikos and C. Allin Cornell, “Incremental dynamic analysis,” *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 31, no. 3, pp. 491–514, 2002, doi: 10.1002/eqe.141.
- [33] D. Vamvatsikos and C. Allin Cornell, “Seismic performance, capacity and reliability of structures as seen through incremental dynamic analysis,” *Berkeley, Calif.*, no. 151, pp. 1–172, 2005.
- [34] J. W. Baker, “Efficient analytical fragility function fitting using dynamic structural analysis,” *Earthq. Spectra*, vol. 31, no. 1, pp. 579–599, 2015, doi: 10.1193/021113EQS025M.

پیوست

جدول پ ۱ مقاطع تیر وستون ساختمان‌های ۵ طبقه طراحی شده با مقادیر مختلف C_d

Story	Elevation (m)	5S/Cd4			5S/Cd5			5S/Cd5.5		
		Beam size	Column size		Beam size	Column size		Beam size	Column size	
			Exterior	Interior		Exterior	Interior		Exterior	Interior
1	3.8	W10X100	W12X106	W12X170	W14X61	W14X132	W14X211	W14X74	W14X99	W14X211
2	7.6	W12X106	W12X106	W12X170	W14X99	W14X132	W14X211	W14X99	W14X99	W14X211
3	11.4	W10X112	W12X96	W12X136	W14X74	W14X68	W14X132	W14X82	W14X99	W14X132
4	15.2	W10X77	W12X96	W12X136	W14X61	W14X68	W14X132	W14X61	W14X99	W14X132

5	19	W10X45	W12X96	W12X120	W14X43	W14X48	W14X48	W14X68	W14X38	W14X48
---	----	--------	--------	---------	--------	--------	--------	--------	--------	--------

جدول پ ۱ ادامه

Story	Elevation (m)	5S/Cd6			5S/Cd7			5S/Cd8		
		Beam size	Column size		Beam size	Column size		Beam size	Column size	
			Exterior	Interior		Exterior	Interior		Exterior	Interior
1	3.8	W12X106	W12X136	W12X230	W12X106	W12X170	W12X305	W12X170	W14X176	W14X311
2	7.6	W12X152	W12X136	W12X230	W12X190	W12X170	W12X305	W12X210	W14X176	W14X311
3	11.4	W12X120	W12X96	W12X190	W12X152	W12X120	W12X210	W14X176	W14X132	W14X233
4	15.2	W12X79	W12X96	W12X190	W12X96	W12X120	W12X210	W12X120	W14X132	W14X233
5	19	W12X50	W12X96	W12X96	W12X79	W12X96	W12X96	W12X58	W14X132	W14X233

جدول پ ۲ مقاطع تیر وستون ساختمان‌های ۱۰ طبقه طراحی شده با مقادیر مختلف C_d

Story	Elevation (m)	10S/Cd4			10S/Cd5			Added plate thickness (mm)	
		Beam size	Column size		Beam size	Column size		Exterior	Interior
			Exterior	Interior		Exterior	Interior		
1	3.8	W21X62	W24X146	W24X131	W21X101	W18X143	W18X175	0.0	8.0
2	7.6	W21X83	W24X146	W24X131	W21X111	W18X143	W18X175	0.0	8.0
3	11.4	W21X83	W24X131	W24X131	W21X111	W18X130	W18X175	0.0	8.0
4	15.2	W21X68	W24X131	W24X131	W21X101	W18X130	W18X175	0.0	8.0
5	19	W21X73	W24X94	W24X131	W21X101	W18X106	W18X175	0.0	0.0
6	22.8	W21X57	W24X94	W24X131	W21X83	W18X106	W18X175	0.0	0.0
7	26.6	W21X62	W24X94	W24X94	W21X93	W18X86	W18X130	0.0	5.0
8	30.4	W18X50	W24X94	W24X94	W21X57	W18X86	W18X130	0.0	5.0
9	34.2	W18X46	W24X94	W24X94	W21X68	W18X60	W18X106	0.0	0.0
10	38	W18X40	W24X94	W24X94	W21X50	W18X60	W18X106	0.0	0.0

جدول پ ۲ ادامه

Story	Elevation (m)	10S/Cd5			10S/Cd6			10S/Cd7		
		Beam size	Column size		Beam size	Column size		Beam size	Column size	
			Exterior	Interior		Exterior	Interior		Exterior	Interior
1	3.8	W21X83	W24X146	W24X192	W21X93	W24X162	W24X176	W21X101	W24X146	W24X229
2	7.6	W21X122	W24X146	W24X192	W21X122	W24X162	W24X176	W21X147	W24X146	W24X229
3	11.4	W21X111	W24X131	W24X162	W21X122	W24X131	W24X176	W21X132	W24X131	W24X207
4	15.2	W21X93	W24X131	W24X162	W21X101	W24X131	W24X176	W21X132	W24X131	W24X207
5	19	W21X101	W24X131	W24X146	W21X111	W24X103	W24X176	W18X130	W24X131	W24X192
6	22.8	W21X83	W24X131	W24X146	W21X83	W24X103	W24X176	W18X130	W24X131	W24X192
7	26.6	W21X83	W24X94	W24X131	W18X119	W24X94	W24X146	W18X130	W24X103	W24X162
8	30.4	W21X55	W24X94	W24X131	W18X71	W24X94	W24X146	W18X86	W24X103	W24X162
9	34.2	W21X50	W24X84	W24X94	W18X65	W21X73	W24X131	W18X86	W21X73	W24X131
10	38	W21X50	W24X84	W24X94	W18X50	W21X73	W24X131	W18X60	W21X73	W24X131

جدول پ ۲ ادامه

Story	Elevation (m)	10S/Cd8		
		Beam size	Column size	
			Exterior	Interior
1	3.8	W18X130	W24X176	W24X279
2	7.6	W18X192	W24X176	W24X279
3	11.4	W18X192	W24X146	W24X250
4	15.2	W18X158	W24X146	W24X250
5	19	W21X147	W24X131	W24X207
6	22.8	W21X111	W24X131	W24X207
7	26.6	W21X132	W21X111	W24X176
8	30.4	W21X83	W21X111	W24X176
9	34.2	W21X93	W21X73	W21X132
10	38	W21X68	W21X73	W21X132

جدول پ ۳ مقاطع تیر وستون ساختمان‌های ۱۵ طبقه طراحی شده با مقادیر مختلف C_d

Story	Elevation (m)	15S/Cd4			15S/Cd5			15S/Cd5.5		
		Beam size	Column size		Beam size	Column size		Beam size	Column size	
			Exterior	Interior		Exterior	Interior		Exterior	Interior
1	3.8	W21X93	W24X306	W24X192	W21X132	W24X279	W24X229	W21X147	W36X282	W24X229
2	7.6	W21X111	W24X306	W24X192	W21X147	W24X279	W24X229	W21X147	W36X282	W24X229
3	11.4	W21X122	W24X250	W24X192	W21X147	W24X229	W24X229	W21X147	W36X256	W24X229
4	15.2	W21X111	W24X250	W24X192	W21X147	W24X229	W24X229	W21X147	W36X256	W24X229
5	19	W21X122	W24X192	W24X192	W21X147	W21X182	W24X229	W21X147	W36X210	W24X229
6	22.8	W21X101	W24X192	W24X192	W21X147	W21X182	W24X229	W21X147	W36X210	W24X229
7	26.6	W18X143	W24X162	W24X192	W21X132	W21X166	W24X229	W21X132	W36X194	W24X229
8	30.4	W21X93	W24X162	W24X192	W21X132	W21X166	W24X229	W21X132	W36X194	W24X229
9	34.2	W18X143	W21X122	W24X176	W21X132	W21X147	W24X207	W21X147	W27X129	W24X207
10	38	W18X97	W21X122	W24X176	W21X111	W21X147	W24X207	W21X122	W27X129	W24X207
11	41.8	W18X119	W21X111	W24X146	W21X122	W21X111	W24X162	W21X122	W27X114	W24X192
12	45.6	W18X76	W21X111	W24X146	W21X93	W21X111	W24X162	W21X93	W27X114	W24X192
13	49.4	W18X97	W21X73	W21X122	W21X93	W21X83	W24X131	W21X93	W27X94	W24X162
14	53.2	W18X60	W21X73	W21X122	W21X83	W21X83	W24X131	W21X93	W27X94	W24X162
15	57	W18X60	W21X48	W21X48	W21X83	W21X83	W24X131	W21X93	W27X94	W24X162

جدول پ ۳ ادامه

Story	Elevation (m)	15S/Cd6			15S/Cd7			15S/Cd8		
		Beam size	Column size		Beam size	Column size		Beam size	Column size	
			Exterior	Interior		Exterior	Interior		Exterior	Interior
1	3.8	W21X132	W27X281	W27X258	W24X131	W24X279	W24X306	W27X129	W24X279	W24X335
2	7.6	W21X166	W27X281	W27X258	W24X162	W24X279	W24X306	W30X132	W24X279	W24X335
3	11.4	W21X166	W27X235	W27X235	W24X176	W24X229	W24X306	W27X178	W24X229	W24X335
4	15.2	W21X166	W27X235	W27X235	W24X162	W24X229	W24X306	W30X132	W24X229	W24X335
5	19	W21X166	W27X178	W27X235	W24X176	W24X192	W24X306	W27X178	W24X207	W24X335
6	22.8	W21X166	W27X178	W27X235	W24X162	W24X192	W24X306	W27X146	W24X207	W24X335
7	26.6	W18X192	W27X161	W27X235	W24X176	W24X192	W24X279	W27X178	W24X192	W24X306
8	30.4	W18X192	W27X161	W27X235	W24X146	W24X192	W24X279	W27X146	W24X192	W24X306
9	34.2	W18X192	W27X146	W27X217	W24X162	W24X176	W24X250	W30X148	W24X162	W24X279
10	38	W18X158	W27X146	W27X217	W24X131	W24X176	W24X250	W30X116	W24X162	W24X279
11	41.8	W18X175	W27X114	W27X194	W24X146	W24X131	W24X229	W30X132	W24X131	W24X250
12	45.6	W18X119	W27X114	W27X194	W24X103	W24X131	W24X229	W27X114	W24X131	W24X250
13	49.4	W18X143	W27X84	W24X162	W24X103	W24X103	W24X176	W30X108	W24X103	W24X176
14	53.2	W18X86	W27X84	W24X162	W24X103	W24X103	W24X176	W27X84	W24X103	W24X176
15	57	W18X86	W27X84	W24X162	W24X103	W24X103	W24X176	W27X84	W24X103	W24X176

جدول پ ۴ مقاطع تیر وستون ساختمان های ۲۰ طبقه طراحی شده با مقادیر مختلف Cd

Story	Elevation (m)	20S/Cd4			20S/Cd5			20S/Cd5.5		
		Beam size	Column size		Beam size	Column size		Beam size	Column size	
			Exterior	Interior		Exterior	Interior		Exterior	Interior
1	3.8	W27X84	W36X441	W36X194	W24X94	W36X441	W36X210	W30X108	W36X441	W36X210
2	7.6	W27X102	W36X441	W36X194	W24X117	W36X441	W36X210	W30X108	W36X441	W36X210
3	11.4	W27X114	W36X395	W36X194	W24X131	W36X395	W36X210	W30X116	W36X395	W36X210
4	15.2	W27X114	W36X395	W36X194	W24X131	W36X395	W36X210	W30X116	W36X395	W36X210
5	19	W27X114	W36X361	W27X217	W24X146	W36X330	W36X210	W30X108	W36X361	W36X194
6	22.8	W27X114	W36X361	W27X217	W24X131	W36X330	W36X210	W30X116	W36X361	W36X194
7	26.6	W27X102	W36X282	W27X194	W24X146	W36X282	W36X210	W30X116	W36X282	W36X194
8	30.4	W27X102	W36X282	W27X194	W24X131	W36X282	W36X210	W30X116	W36X282	W36X194
9	34.2	W27X102	W36X256	W27X178	W24X146	W36X232	W36X210	W30X116	W36X256	W36X182
10	38	W24X103	W36X256	W27X178	W24X131	W36X232	W36X210	W30X116	W36X256	W36X182
11	41.8	W27X102	W27X178	W27X178	W24X131	W36X210	W36X194	W30X116	W36X210	W36X182
12	45.6	W24X103	W27X178	W27X178	W24X131	W36X210	W36X194	W30X108	W36X210	W36X182
13	49.4	W27X102	W27X146	W27X161	W24X146	W27X146	W36X194	W30X124	W27X146	W36X182
14	53.2	W24X94	W27X146	W27X161	W24X131	W27X146	W36X194	W30X108	W27X146	W36X182
15	57	W24X94	W27X129	W27X161	W24X131	W27X129	W36X182	W30X108	W27X129	W36X170
16	60.8	W24X94	W27X129	W27X161	W24X103	W27X129	W36X182	W27X102	W27X129	W36X170
17	64.6	W24X94	W27X114	W27X129	W24X131	W27X114	W27X178	W30X108	W27X114	W27X161
18	68.4	W24X68	W27X114	W27X129	W24X94	W27X114	W27X178	W27X102	W27X114	W27X161
19	72.2	W24X68	W27X94	W27X94	W24X94	W27X84	W27X129	W24X94	W27X102	W27X161
20	76	W24X68	W27X94	W27X94	W24X94	W27X84	W27X129	W24X94	W27X102	W27X161

جدول پ ۴ ادامه

Story	Elevation (m)	20S/Cd6			20S/Cd7			20S/Cd8		
		Beam size	Column size		Beam size	Column size		Beam size	Column size	
			Exterior	Interior		Exterior	Interior		Exterior	Interior
1	3.8	W24X146	W36X441	W36X247	W30X124	W36X441	W36X262	W30X124	W36X441	W36X330
2	7.6	W24X162	W36X441	W36X247	W30X148	W36X441	W36X262	W30X148	W36X441	W36X330
3	11.4	W24X162	W36X395	W36X247	W27X161	W36X361	W36X262	W30X173	W36X361	W36X330
4	15.2	W24X162	W36X395	W36X247	W27X178	W36X361	W36X262	W27X194	W36X361	W36X330
5	19	W24X176	W36X330	W36X247	W27X161	W36X361	W36X262	W27X194	W36X330	W36X330
6	22.8	W24X162	W36X330	W36X247	W27X178	W36X361	W36X262	W27X194	W36X330	W36X330
7	26.6	W24X176	W36X282	W36X231	W27X178	W36X282	W36X262	W27X217	W36X282	W36X302
8	30.4	W24X162	W36X282	W36X231	W27X178	W36X282	W36X262	W30X191	W36X282	W36X302
9	34.2	W24X176	W36X256	W36X231	W27X178	W36X282	W36X262	W30X191	W36X256	W36X302
10	38	W24X162	W36X256	W36X231	W27X178	W36X282	W36X262	W30X191	W36X256	W36X302
11	41.8	W24X176	W36X210	W36X231	W27X178	W36X231	W36X262	W30X211	W36X210	W36X302
12	45.6	W24X162	W36X210	W36X231	W27X178	W36X231	W36X262	W30X191	W36X210	W36X302
13	49.4	W24X176	W27X178	W36X231	W27X178	W33X201	W36X256	W30X211	W33X201	W36X302
14	53.2	W24X162	W27X178	W36X231	W27X161	W33X201	W36X256	W30X191	W33X201	W36X302
15	57	W24X162	W27X146	W36X194	W27X178	W33X169	W36X247	W30X191	W33X201	W36X282
16	60.8	W24X131	W27X146	W36X194	W30X116	W33X169	W36X247	W30X173	W33X201	W36X282
17	64.6	W24X146	W27X129	W36X170	W30X132	W33X152	W36X182	W30X173	W33X152	W36X247
18	68.4	W24X84	W27X129	W36X170	W27X84	W33X152	W36X182	W27X129	W33X152	W36X247
19	72.2	W24X94	W27X84	W27X129	W27X84	W33X130	W36X150	W27X94	W33X130	W36X150
20	76	W24X55	W27X84	W27X129	W27X84	W33X130	W36X150	W27X94	W33X130	W36X150

جدول پ ۵ مقاطع تیر وستون ساختمان های ۲۵ طبقه طراحی شده با مقادیر مختلف Cd

Story	Elevation (m)	25S/Cd4			25S/Cd5				
		Beam size	Column size		Added plate thickness (mm)		Beam size	Column size	
			Exterior	Interior	Exterior	Interior		Exterior	Interior
1	3.8	W24X103	W36X652	W36X210	0.0	0.0	W24X176	W36X652	W36X256
2	7.6	W24X146	W36X652	W36X210	0.0	0.0	W24X176	W36X652	W36X256

3	11.4	W24X146	W36X652	W36X210	0.0	8.0	W24X176	W36X652	W36X247
4	15.2	W24X162	W36X652	W36X210	0.0	8.0	W24X176	W36X652	W36X247
5	19	W24X146	W36X529	W36X210	0.0	5.0	W24X176	W36X529	W36X247
6	22.8	W24X146	W36X529	W36X210	0.0	5.0	W24X176	W36X529	W36X247
7	26.6	W24X146	W36X487	W36X210	0.0	5.0	W24X176	W36X487	W36X247
8	30.4	W24X146	W36X487	W36X210	0.0	5.0	W24X176	W36X487	W36X247
9	34.2	W24X146	W36X395	W36X210	0.0	8.0	W24X176	W36X395	W36X247
10	38	W24X146	W36X395	W36X210	0.0	8.0	W24X176	W36X395	W36X247
11	41.8	W24X131	W36X330	W36X210	0.0	0.0	W24X192	W36X330	W36X247
12	45.6	W24X146	W36X330	W36X210	0.0	0.0	W24X176	W36X330	W36X247
13	49.4	W24X131	W36X282	W36X210	0.0	0.0	W24X192	W36X302	W36X247
14	53.2	W24X131	W36X282	W36X210	0.0	0.0	W24X176	W36X302	W36X247
15	57	W24X131	W36X232	W36X194	0.0	0.0	W24X192	W36X232	W36X247
16	60.8	W24X131	W36X232	W36X194	0.0	0.0	W24X192	W36X232	W36X247
17	64.6	W24X131	W36X210	W36X194	0.0	0.0	W24X207	W27X194	W36X247
18	68.4	W24X117	W36X210	W36X194	0.0	0.0	W24X192	W27X194	W36X247
19	72.2	W24X146	W27X146	W36X182	0.0	0.0	W24X192	W27X178	W36X232
20	76	W24X103	W27X146	W36X182	0.0	0.0	W24X176	W27X178	W36X232
21	79.8	W24X146	W27X129	W27X194	0.0	0.0	W24X162	W27X146	W36X194
22	83.6	W24X84	W27X129	W27X194	0.0	0.0	W24X146	W27X146	W36X194
23	87.4	W24X84	W27X102	W27X178	0.0	0.0	W24X117	W27X114	W36X170
24	91.2	W24X84	W27X102	W27X178	0.0	0.0	W24X117	W27X114	W36X170
25	95	W24X84	W27X94	W27X178	0.0	0.0	W24X117	W27X114	W36X170

جدول ۵ ادامه

Story	Elevation (m)	25S/Cd5.5					25S/Cd6			
		Beam size	Column size		Added plate thickness (mm)		Beam size	Column size		
			Exterior	Interior	Exterior	Interior		Exterior	Interior	
1	3.8	W30X148	W36X652	W36X282	0.0	0.0	W24X176	W36X652	W36X330	
2	7.6	W30X173	W36X652	W36X282	0.0	0.0	W24X192	W36X652	W36X330	
3	11.4	W30X173	W36X652	W36X282	0.0	0.0	W24X229	W36X652	W36X330	
4	15.2	W30X148	W36X652	W36X282	0.0	0.0	W24X192	W36X652	W36X330	
5	19	W30X148	W36X529	W36X247	0.0	0.0	W24X229	W36X529	W36X330	
6	22.8	W30X148	W36X529	W36X247	0.0	0.0	W24X207	W36X529	W36X330	
7	26.6	W30X148	W36X441	W36X247	0.0	0.0	W24X229	W36X487	W36X330	
8	30.4	W30X148	W36X441	W36X247	0.0	0.0	W24X207	W36X487	W36X330	
9	34.2	W30X148	W36X395	W36X232	0.0	15.0	W24X229	W36X395	W36X330	
10	38	W30X148	W36X395	W36X232	0.0	15.0	W24X229	W36X395	W36X330	
11	41.8	W33X141	W36X330	W36X232	0.0	15.0	W24X229	W36X395	W36X330	
12	45.6	W30X148	W36X330	W36X232	0.0	15.0	W24X229	W36X395	W36X330	
13	49.4	W30X173	W36X282	W36X232	0.0	10.0	W24X250	W36X361	W36X330	
14	53.2	W33X141	W36X282	W36X232	0.0	10.0	W24X207	W36X361	W36X330	
15	57	W30X173	W36X232	W36X232	0.0	10.0	W24X279	W36X232	W36X330	
16	60.8	W30X173	W36X232	W36X232	0.0	10.0	W24X229	W36X232	W36X330	
17	64.6	W30X173	W36X210	W36X232	0.0	15.0	W24X279	W36X210	W36X330	
18	68.4	W33X141	W36X210	W36X232	0.0	15.0	W24X229	W36X210	W36X330	
19	72.2	W30X173	W27X194	W36X232	0.0	10.0	W24X250	W27X217	W36X330	
20	76	W30X148	W27X194	W36X232	0.0	10.0	W24X229	W27X217	W36X330	
21	79.8	W30X148	W27X161	W36X232	0.0	5.0	W24X229	W27X178	W36X262	
22	83.6	W30X116	W27X161	W36X232	0.0	5.0	W24X176	W27X178	W36X262	
23	87.4	W30X116	W27X102	W36X160	0.0	0.0	W24X162	W27X129	W36X231	
24	91.2	W27X102	W27X102	W36X160	0.0	0.0	W24X94	W27X129	W36X231	
25	95	W27X102	W27X102	W36X160	0.0	0.0	W24X94	W27X129	W36X231	

جدول ۵ ادامه

Story	Elevation (m)	25S/Cd7					25S/Cd8				
		Beam size	Column size		Added plate thickness (mm)		Beam size	Column size		Added plate thickness (mm)	
			Exterior	Interior	Exterior	Interior		Exterior	Interior	Exterior	Interior
1	3.8	W30X191	W36X652	W36X361	0.0	0.0	W30X173	W36X652	W36X395	0.0	0.0
2	7.6	W30X211	W36X652	W36X361	0.0	0.0	W30X191	W36X652	W36X395	0.0	0.0
3	11.4	W30X191	W36X652	W36X330	0.0	0.0	W30X191	W36X652	W36X395	0.0	0.0
4	15.2	W30X173	W36X652	W36X330	0.0	0.0	W30X211	W36X652	W36X395	0.0	0.0
5	19	W30X191	W36X529	W36X330	0.0	0.0	W30X211	W36X529	W36X395	0.0	0.0
6	22.8	W30X173	W36X529	W36X330	0.0	0.0	W30X211	W36X529	W36X395	0.0	0.0
7	26.6	W30X211	W36X441	W36X330	0.0	0.0	W30X235	W36X441	W36X395	0.0	0.0
8	30.4	W30X191	W36X441	W36X330	0.0	0.0	W30X235	W36X441	W36X395	0.0	0.0
9	34.2	W30X211	W36X395	W36X330	0.0	0.0	W30X261	W36X395	W36X395	0.0	0.0
10	38	W30X211	W36X395	W36X330	0.0	0.0	W30X261	W36X395	W36X395	0.0	0.0
11	41.8	W30X235	W36X330	W36X330	0.0	12.0	W30X292	W36X330	W36X395	0.0	15.0
12	45.6	W30X235	W36X330	W36X330	0.0	12.0	W33X263	W36X330	W36X395	0.0	15.0
13	49.4	W33X221	W36X330	W36X330	0.0	12.0	W33X291	W36X330	W36X395	0.0	15.0
14	53.2	W33X221	W36X330	W36X330	0.0	12.0	W33X291	W36X330	W36X395	0.0	15.0
15	57	W33X241	W36X256	W36X330	0.0	12.0	W33X318	W36X330	W36X395	0.0	28.0
16	60.8	W33X241	W36X256	W36X330	0.0	12.0	W33X318	W36X330	W36X395	0.0	28.0
17	64.6	W33X241	W36X247	W36X330	0.0	12.0	W33X354	W36X302	W36X395	0.0	30.0
18	68.4	W33X241	W36X247	W36X330	0.0	12.0	W33X318	W36X302	W36X395	0.0	30.0
19	72.2	W33X241	W36X210	W36X330	0.0	12.0	W33X318	W36X302	W36X395	0.0	22.0

20	76	W33X221	W36X210	W36X330	0.0	12.0	W33X318	W36X302	W36X395	0.0	22.0
21	79.8	W33X221	W36X182	W36X330	0.0	0.0	W33X291	W36X231	W36X395	0.0	12.0
22	83.6	W30X191	W36X182	W36X330	0.0	0.0	W30X235	W36X231	W36X395	0.0	12.0
23	87.4	W30X191	W36X160	W36X247	0.0	0.0	W30X261	W36X182	W36X330	0.0	0.0
24	91.2	W27X94	W36X160	W36X247	0.0	0.0	W30X99	W36X182	W36X330	0.0	0.0
25	95	W27X94	W36X160	W36X247	0.0	0.0	W30X99	W36X182	W36X330	0.0	0.0