

بررسی رفتار دینامیکی غیرخطی سازه‌های فولادی با سیستم‌های مختلف مهاربندی محوری

فخرالدین دانش و حمید آبرفت

چکیده: با توجه به اصل ظرفیت طراحی در خصوص طراحی مقاوم سازه‌ها در برابر زلزله، آیین‌نامه زلزله ایران، ضریب کاهش مقاومت (ضریب رفتار) برای سازه‌های فولادی با سیستم‌های مختلف بادبندی را یکسان در نظر گرفته است. این در حالی است که نوع سیستم مهاربند و نحوه شکل‌پذیری اعضا در این سیستم‌ها با هم متفاوت می‌باشد.

در این تحقیق میزان شکل‌پذیری سازه‌های فولادی با سیستم بادبندی با اشکال مختلف و نحوه رعایت اصل ظرفیت طراحی در خصوص این نوع سازه‌ها را مورد بررسی قرار داده است. بر این اساس سازه‌های مختلف از نظر تعداد طبقات و نوع مهاربندی‌های مختلف بر اساس آیین‌نامه ایران طراحی و تحت اثر رکوردهای واقعی زلزله، آنالیز دینامیکی غیرخطی شده‌اند. نتایج حاصل از این تحقیق نشان می‌دهد که انواع مختلف سیستم بادبندی در میزان شکل‌پذیری سازه‌ها تأثیر دارند و قرار دادن ضریب کاهش مقاومت یکسان برای سازه‌های با سیستم‌های متفاوت بادبندی صحیح به نظر نمی‌رسد. همچنین نتایج حاصل از آنالیز دینامیکی غیرخطی بر این موضوع تأکید دارد که ضوابط آیین‌نامه، اصل ظرفیت طراحی را تأمین نمی‌کند و بیشتر ستون‌ها در این نوع سازه‌ها در اثر کمناش از بین می‌روند و در نتیجه تحمل ظرفیت قابل انتظار را نداشته و از شکل‌پذیری مورد نظر برخوردار نیستند. در این تحقیق براساس روش پیشنهادی مؤلفین مدل‌ها مجدداً طراحی و آنالیز گردیده‌اند. نتایج حاصله نشان می‌دهد که مدل‌های پیشنهادی از شکل‌پذیری و ظرفیت بالاتری نسبت به مدل‌های طراحی شده بر اساس آیین‌نامه برخوردارند.

واژه‌های کلیدی: قاب مهاربندی شده، اصل ظرفیت طراحی، ضریب رفتار و رفتار غیرخطی

۱. مقدمه

در سازه‌های بلند فولادی استفاده از این روش برای جلوگیری از تغییر مکان‌های بزرگ در موقع زلزله توصیه می‌گردد. بنابراین مطالعه بر روی سیستم مهاربندی شده و بررسی رفتار این گونه سازه‌ها از اهمیت خاصی برخوردار است. در آیین‌نامه زلزله‌ی ایران (۲۸۰۰) [۱] ضریب کاهش مقاومت (ضریب رفتار) برای انواع سیستم‌های مهاربندی یکسان در نظر گرفته شده است در صورتی که به نظر می‌رسد شکل مهاربندی بر روی رفتار آن اثر داشته باشد.

بر اساس اصل ظرفیت طراحی در این سیستم‌ها مهاربندها به عنوان اعضا شکل‌پذیر اجازه داده می‌شوند که از حالت الاستیک خارج شده و در حالت رفتار فشاری و کششی انرژی زلزله را تلف کنند. در مقابل بقیه اعضا خصوصاً ستون‌ها بایستی طوری طراحی شوند که

از نظر تاریخی، مهاربندها از پایان قرن نوزدهم تاکنون برای پایداری جانبی اکثر ساختمان‌ها مورد استفاده بوده‌اند. مجسمه آزادی که در سال ۱۸۸۳ در نیویورک ساخته شد، یکی از اولین سازه‌های مهاربندی شده بزرگ می‌باشد. در ایران نیز استفاده از سیستم مهاربندی در ساختمان‌های فولادی بسیار متداول است و مخصوصاً

این مقاله در تاریخ ۸۲/۲/۲۴ دریافت و در تاریخ ۸۶/۱۰/۱۰ به تصویب نهایی رسیده است.

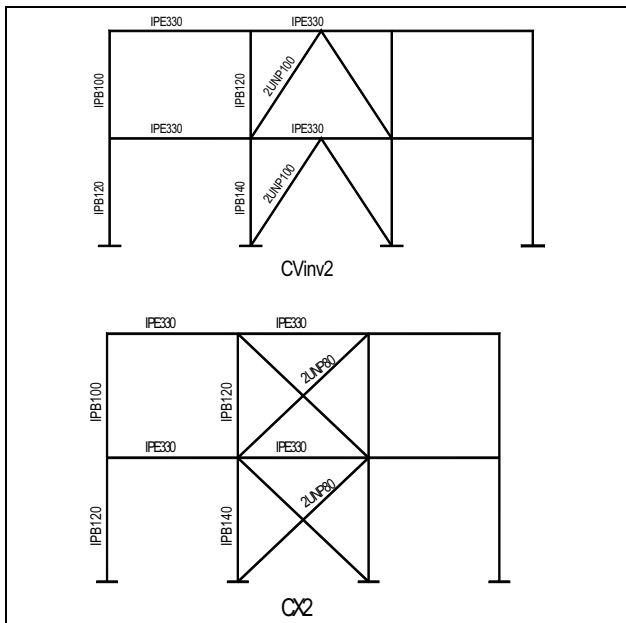
دکتر فخرالدین دانش، استادیار دانشکده عمران دانشگاه خواجه نصیرالدین طوسی danesh@kntu.ac.ir

حمید آبرفت، دانش‌آموخته کارشناسی ارشد، دانشکده عمران، دانشگاه خواجه نصیرالدین طوسی hamid-abroft@yahoo.com

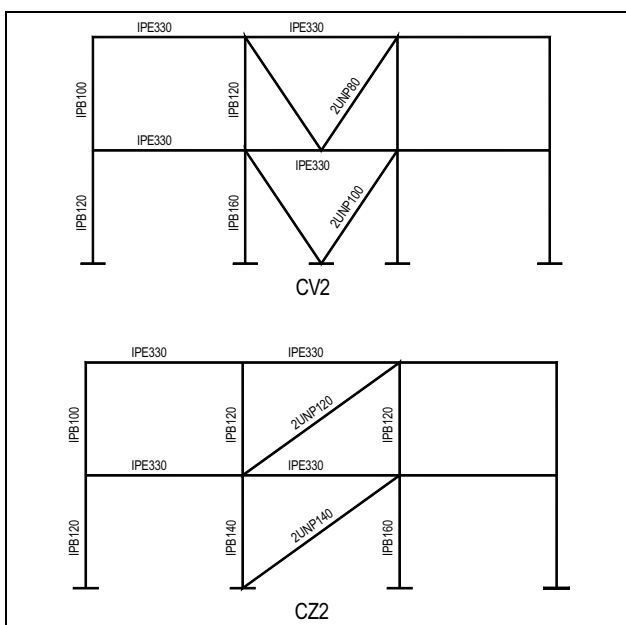
گام افزایشی PGA برابر $0.1g$ تا رسیدن به حالت نهایی مدل) قرار گرفته‌اند. نرم‌افزار به‌کار برده شده در این تحقیق DRAIN-2DX می‌باشد.

۳. روشهای طراحی

جهت طراحی مقاطع، براساس آیین‌نامه ۲۸۰۰، طبق آیین‌نامه AISC (1983) [۳] همه اعضا به روش تنش مجاز طراحی شده‌اند. پس از آن طبق پیوست ۲ آیین‌نامه ۲۸۰۰ (ویرایش دوم) کنترل‌های مورد نظر برای اعضای مهاربندی صورت گرفته است. آنگاه طبق بند ۵ پیوست ۲.



شکل ۱. مدل‌های دو طبقه طراحی شده بر اساس آیین‌نامه



شکل ۲. مدل‌های دو طبقه طراحی شده بر اساس آیین‌نامه

در حالت الاستیک باقی مانده و از کماتش در این اعضا جلوگیری شود. با رعایت این موضوع می‌توان انتظار داشت که سازه از شکل پذیری مناسب برخوردار گشته و بتواند نیروی زلزله را از طریق مهاربندها تلف نماید.

این رفتار در زلزله‌های نورث‌ریچ و کوبه در مورد ساختمان‌های فلزی با سیستم مهاربند مورد مطالعه قرار گرفته است. به طوری که در زلزله نورث‌ریچ به دلیل عدم تحمل نیروی کششی موجود در مهاربند در رفتار غیرخطی باعث خرابی ورق اتصال مهاربند به ستون گردیده و در زلزله کوبه به دلیل طراحی مناسب، نیروی زلزله به خوبی توسط مهاربندها گرفته شده و بقیه اعضا سالم مانده و اثری از خرابی در ستون هادیده نشده است.

از آن جا که میزان شکل‌پذیری سازه بسته به نوع رفتار غیرخطی اعضا آن سازه دارد و ضریب کاهش مقاومت در آیین‌نامه مرتبط با شکل‌پذیری سازه می‌باشد نمی‌توان برای سازه‌های با مهاربندی مختلف و رفتار غیرخطی متفاوت ضریب کاهش مقاومت یکسان در نظر گرفت.

برای بررسی این موضوع، در این تحقیق سازه‌های مهاربندی شده با شکل‌های مختلف مورد بررسی قرار گرفته و ضریب رفتار آنها با روش طیف ظرفیت فریم [۵] محاسبه شده و نتایج، مورد مقایسه قرار گرفته‌اند.

۲. مدل‌های مورد بررسی

برای این تحقیق ۸ مدل دو بعدی در نظر گرفته شده‌اند که ۴ مدل به صورت دو طبقه و ۴ مدل دیگر به صورت شش طبقه مطابق اشکال ۱-۴ در نظر گرفته شده است. همگی این مدل‌ها دارای سه دهانه ۵ متری بوده، ارتفاع هر طبقه $3/5$ متر و عرض بارگیر هر قاب ۴ متر می‌باشد. مهاربندهای مورد استفاده برای هر کدام از این دو دسته به صورت X شکل، تک قطری (Z شکل)، V شکل و V شکل معکوس در نظر گرفته شده‌اند.

جهت بارگذاری ساختمان‌ها از آیین‌نامه بارگذاری ایران (۵۱۹) [۲] و ویرایش دوم آیین‌نامه ۲۸۰۰ استفاده شده است. بار مرده طبقات و بام به طور تقریبی ۵۷۰، سربار معادل تیغه‌بندی ۱۳۰ و بار زنده طبقات و بام برابر ۲۰۰ کیلوگرم بر متر مربع منظور شده است. کاربری ساختمان مسکونی، محل احداث پروژه تهران و خاک زمین نوع II فرض شده است.

بنابراین با توجه به نوع و محل ساختمان ضرایب $A=0/35$ ، $I=1$ و $T_0=0/5$ Sec و $R=6$ می‌باشند. با مشخص بودن همه ضرایب، ضریب زلزله برابر $0/146$ و برش پایه برای مدل‌های دو و شش طبقه به ترتیب $12/965$ و $38/894$ تن به دست می‌آیند.

مدل‌های فوق تحت آنالیزهای دینامیکی غیرخطی متعددی تحت رکوردهای نرمالیزه شده زمین‌لرزه‌های ناغان، طبس و ال‌سنتر و (با

آیین نامه ۲۸۰۰ مقاومت کششی و فشاری ستون ها مورد کنترل قرار گرفت. درمورد سازه های دو طبقه نیز طراحی مهاربندها مطابق بند ۵-۸ همین پیوست صورت گرفته است.

۴. کنترل معیارهای شکست کلی و موضعی در سازه ها

حالت نهایی سازه به دو صورت شکست کلی و موضعی کنترل گردید. شکست کلی شامل مکانیزم کلی، مکانیزم طبقه نرم، کنترل تغییر مکان سازه از حدود مقرر آیین نامه و ناپایداری سازه و شکست موضعی شامل کمناش کلی تیر یا ستون و کنترل چرخش زاویه ای از ظرفیت چرخشی عضو در نظر گرفته شدند.

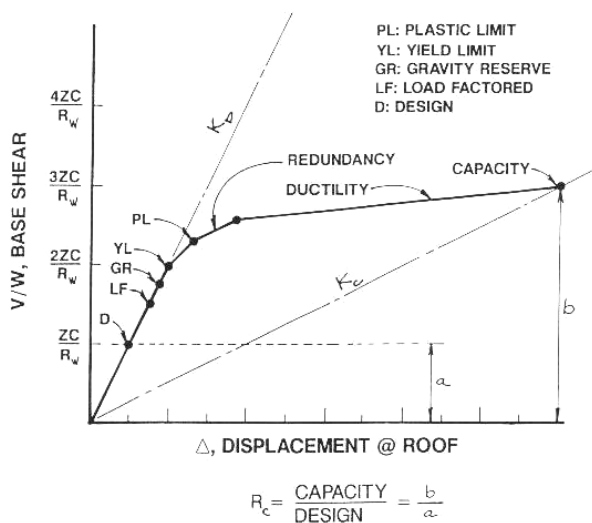
در این تحقیق برای کنترل چرخش زاویه ای از روش Kato [۷] و [۸] استفاده گردیده است. در مورد تغییر مکان نسبی هر طبقه نیز طبق استاندارد FEMA356 [۹] برای سه حد ۱/۵، ۲ و ۳ درصد کنترل صورت گرفته و برای هر کدام از این حدود ضریب رفتار محاسبه شده است.

۵. تعیین ضریب رفتار (روش فریمن)

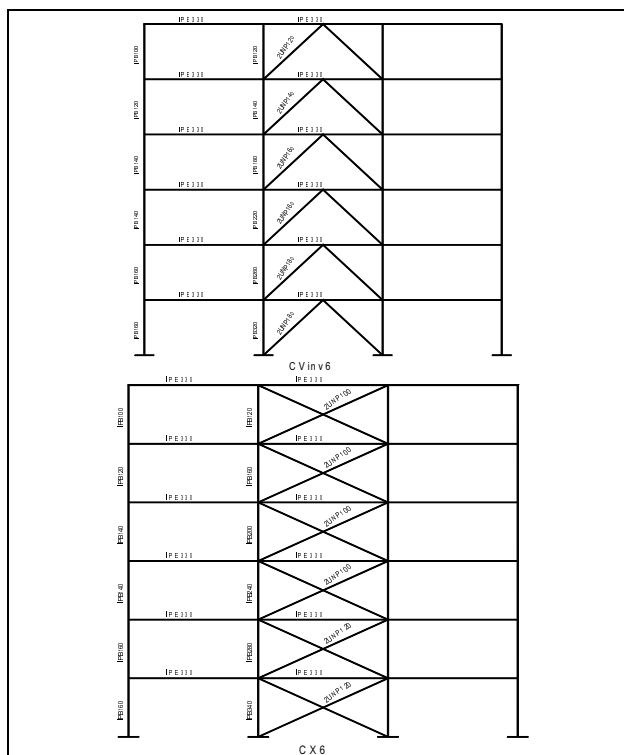
در این روش دو عبارت اصلی ظرفیت سازه و نیروهای ناشی از زلزله در نظر گرفته می شوند. سپس عواملی که ظرفیت را افزایش و نیروهای زلزله را کاهش می دهد مشخص خواهد شد و مطابق فرمول زیر ضریب رفتار سازه محاسبه می گردد.

$$R = R_C \times R_D \quad (1)$$

اگر نسبت ظرفیت نهایی سازه (b) را به ظرفیت سازه به هنگام طراحی (a) محاسبه کنیم، می توان به یک نسبت ظرفیت افزایش یافته دست یافت که آن را R_C می نامند. در شکل ۵ نحوه به دست آمدن ظرفیت سازه نشان داده شده است.

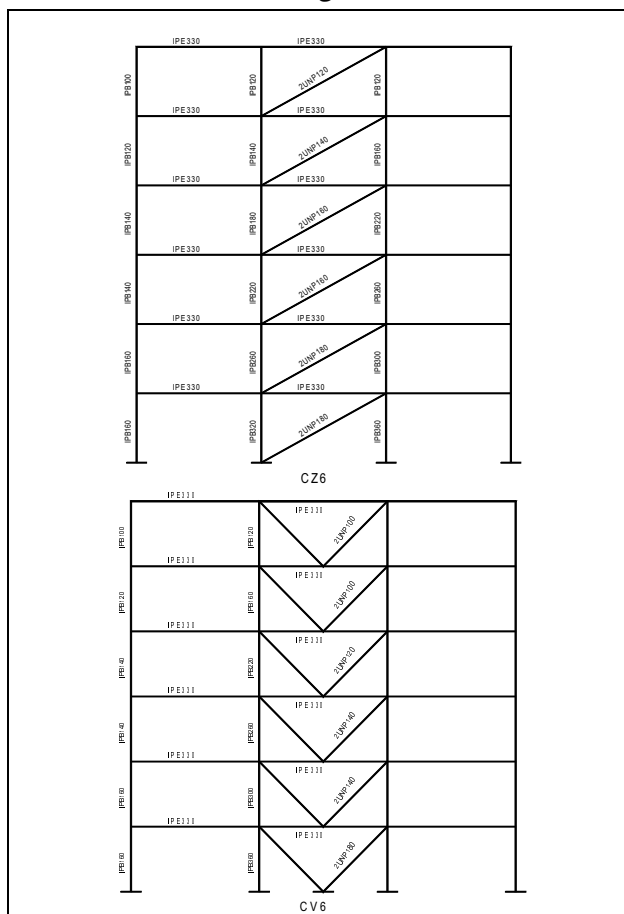


شکل ۵. نحوه تعیین ظرفیت افزایش یافته



شکل ۳. مدل های شش طبقه طراحی شده بر اساس

آیین نامه



شکل ۴. مدل های شش طبقه طراحی شده بر اساس

آیین نامه

در لحظه نهایی رابطه زیر را که بر پایه سختی سکانت تنظیم گردیده، پیشنهاد می‌نماید.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{S_D}{S_A \cdot g}} \quad (5)$$

۶. نتایج آنالیزها

در این تحقیق آنالیز استاتیکی و دینامیکی غیرخطی هر یک از مدل‌های طراحی شده با استفاده از نرم‌افزار DRAIN-2DX صورت گرفته که به دلیل حجم زیاد اطلاعات در این مقاله فقط نتایج آنالیز دینامیکی غیرخطی آورده شده است. به منظور این که حداکثر شتاب زلزله برای شتابنگاشت‌های مختلف مربوط به حدود کمانش، گسیختگی مهاربند و حد نهایی سازه به طور دقیق مشخص شوند رکوردها طوری مقیاس شده‌اند که از شتاب حدود $0.05g$ تا شتاب متناظر با حد نهایی سازه، به ازای هر $0.1g$ افزایش شتاب، یک بار آنالیز صورت گرفته است و حتی در بعضی موارد میزان افزایش شتاب $0.01g$ در نظر گرفته شده است. مهم‌ترین نتایج حاصل از یک تحلیل دینامیکی شامل مقادیر حداکثر تغییر مکان جانبی طبقات، تغییر مکان نسبی بین طبقات (دریفت)، ضریب برش پایه، شکل‌پذیری طبقه و توزیع برش در طبقات می‌باشد. نام‌گذاری قاب‌ها بدین صورت است که X ، Z ، V و V_{inv} نوع سیستم مهاربندی و عدد ذکر شده، تعداد طبقات را مشخص می‌کنند.

۱-۶. نتایج آنالیز دینامیکی مدل‌های طراحی شده براساس روش آیین‌نامه

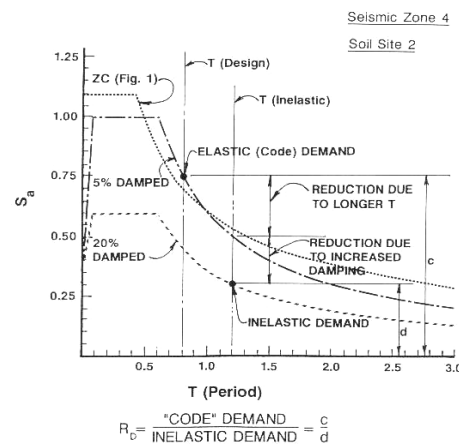
برای این دسته از سازه‌ها، حداکثر شتاب و حداکثر تغییر مکان نسبی طبقه (برحسب درصد) تحت رکوردهای مورد نظر با استفاده از نرم‌افزار محاسبه شده و در جدول (۱) آورده شده است. برای بدست آوردن حداکثر شتاب، رکورد زلزله را با ضرایب مختلف شتاب نرمالیزه نموده و به سازه اعمال گردیده تا سازه به نقطه نهایی خود بر اساس تعریف نقطه نهایی که در قسمت (۴) این مقاله آورده شده برسد. شتاب نرمالیزه شده در آن نقطه که منجر به خرابی سازه گردیده به عنوان حداکثر شتاب آن رکورد برای سازه مورد نظر تعیین شده است.

نتایج آنالیزها نشان می‌دهد که تمامی مدل‌ها قبل از رسیدن به شتاب طراحی با ایجاد کمانش در ستون‌ها به نقاط بحرانی خود می‌رسند و ظرفیت شکل‌پذیری بسیار پایین‌تر از حد انتظار آیین‌نامه را دارند. به عنوان نمونه رفتار مدل دو طبقه CX2 تحت رکوردهای طیس و ال‌سنترو در شکل (۷) و (۸) نشان داده شده است. همان‌گونه که دیده می‌شود تحت رکورد طیس در شتاب $0.08g$ اولین کمانش مهاربند و در $0.12g$ کمانش ستون و حالت نهایی اتفاق افتاده است و در زلزله ال‌سنترو نیز همین وضعیت در شتاب‌های $0.10g$ و $0.16g$ رخ داده است.

پس از انجام آنالیز غیرخطی می‌توان مقدار ضریب برش پایه (C_B) و جابجایی افقی قاب در تراز بام (Δ_R) را در لحظه تشکیل اولین مفصل پلاستیک و در لحظه نهایی محاسبه نمود. با توجه به مقادیر به دست آمده برای C_B در لحظه نهایی و همین‌طور در لحظه طراحی سازه، ضریب رفتار ناشی از ظرفیت سازه از رابطه زیر محاسبه می‌گردد:

$$R_c = \frac{(C_B)_{Ultimate}}{(C_B)_{design}} \quad (2)$$

به هنگام وقوع زمین‌لرزه و ورود سازه به ناحیه غیرارتجاعی، پریود آن طولانی‌تر شده و میرایی آن افزایش یابد. با طولانی‌تر شدن پریود و افزایش میرایی، نیروهای ناشی از زلزله کاهش می‌یابد. همان‌گونه که در شکل زیر نشان داده شده است اگر پریود موثر (پایه) به اندازه 50% افزایش یابد و میرایی موثر از 5% به 20% افزایش یابد، نیروی وارده غیرخطی معادل 0.4 نیروی وارده خطی خواهد بود. معکوس 0.4 یا نسبت $\frac{c}{d}$ در شکل ۶ R_D نامیده می‌شود که در این مثال خاص مقدار آن $2/5$ خواهد بود.



شکل ۶. نحوه تعیین ضریب رفتار ناشی از کاهش نیروی

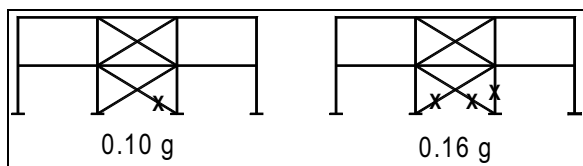
وارده

برای محاسبه ضریب رفتار ناشی از کاهش نیروی وارده، لازم است ابتدا مشخصات طیف ظرفیت سازه در لحظه طراحی (S_A) و همچنین لحظه نهایی (S_D) محاسبه شوند. جهت محاسبه این پارامترها روابط ساده شده‌ای را که فریمن برای قاب‌های منظم پیشنهاد می‌نماید بکار گرفته شده است. این روابط به شرح زیرند:

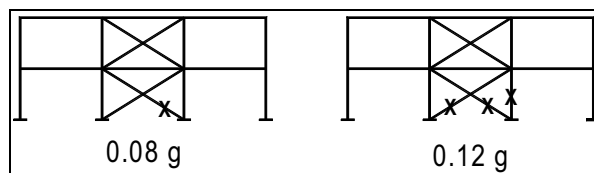
$$S_A = \frac{C_B}{0.8} \quad (3)$$

$$S_D = \frac{\Delta_R}{1.3} \quad (4)$$

که در هر لحظه C_B ضریب برش پایه و Δ_R میزان جابجایی افقی تراز بام می‌باشد. فریمن جهت محاسبه پریود غیرخطی سازه



شکل ۸. رفتار مدل CX2 تحت اثر رکورد ال سنترو



شکل ۷. رفتار مدل CX2 تحت اثر رکورد طبس

جدول ۱. مقدار شتاب و حداکثر تغییر مکان نسبی در مدل های دو طبقه تحت اثر زلزله های مختلف

حدود کنترلی		مقدار شتاب در حالت کمانش اولین مهاربند بر حسب در صد از g	حداکثر شتاب در حالت نهایی (درصد g)	حداکثر تغییر مکان نسبی در حالت نهایی (درصد)
CX2	ناغان	۰/۱۷	۰/۲۸	۰/۱۶
	طبس	۰/۰۸	۰/۱۲	۰/۱۶
	ال سنترو	۰/۱۰	۰/۱۶	۰/۱۵
CZ2	ناغان	۰/۲۷	۰/۳۱	۰/۲۴
	طبس	۰/۱۵	۰/۱۶	۰/۲۱
	ال سنترو	۰/۲۱	۰/۲۳	۰/۲۲
CV2	ناغان	۰/۱۱	۰/۱۶	۰/۲۴
	طبس	۰/۱۵	۰/۲۱	۰/۲۴
	ال سنترو	۰/۱۶	۰/۲۱	۰/۲۵
CVinv2	ناغان	۰/۲۳	۰/۸۵	۱/۵۹
	طبس	۰/۱۰	۰/۵۳	۱/۰۹
	ال سنترو	۰/۱۴	۰/۵۶	۱/۶۵

که در این جدول آمده است در حالت نهایی مقادیر تغییر مکان نسبی طبقات بسیار کمتر از حد مجاز بوده و نشان می دهد که رفتار مدل ها به دلیل کمانش زود هنگام ستون ها از شکل پذیری لازم برخوردار نمی باشد.

جدول شماره ۱ مقدار حداکثر شتاب نهایی تحت اثر رکوردهای مختلف و نیز شتاب در مرحله کمانش اولین مهاربند را نشان می دهد. به غیر از مدل های CVinv2 بقیه مدل ها در کمتر از شتاب طراحی به علت کمانش در ستون ها به حد نهایی خود رسیده اند. همان گونه

جدول ۲. مقدار شتاب و حداکثر تغییر مکان نسبی در مدل های شش طبقه تحت اثر زلزله های مختلف

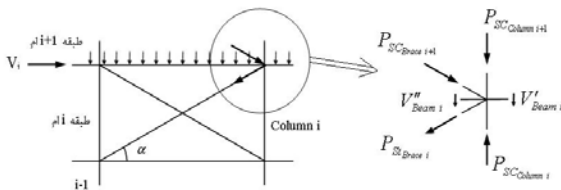
حدود کنترلی		مقدار شتاب در حالت کمانش اولین مهاربند بر حسب در صد از g	حداکثر شتاب در حالت نهایی (درصد g)	حداکثر تغییر مکان نسبی در حالت نهایی (درصد)
CX6	ناغان	۰/۱۷	۰/۳۰	۰/۵۱
	طبس	۰/۱۰	۰/۱۶	۰/۵۴
	ال سنترو	۰/۱۶	۰/۲۶	۰/۵۳
CZ6	ناغان	۰/۲۱	۰/۲۹	۰/۵۶
	طبس	۰/۱۱	۰/۱۶	۰/۷۱
	ال سنترو	۰/۲۱	۰/۲۲	۰/۴۸
CV6	ناغان	-	۰/۲۶	۰/۵۰
	طبس	-	۰/۱۳	۰/۵۳
	ال سنترو	-	۰/۲۱	۰/۵۳
CVinv6	ناغان	-	۰/۲۴	۰/۴۵
	طبس	-	۰/۲۹	۰/۴۴
	ال سنترو	-	۰/۲۱	۰/۴۷

ضریب رفتار در نظر گرفته شده در طراحی که مقدار ۶ می باشد به دست نمی آید. از طرف دیگر مشاهده می گردد که مقدار این ضریب با توجه به نوع سیستم مهاربندی متغیر است و مقدار یکسانی که در آیین نامه آورده شده است صحیح نمی باشد. این ضریب در آیین نامه اروپا (EC8) با توجه به نوع سیستم مهاربندی متفاوت می باشد. مجدداً دیده می شود که مقدار این ضریب برای مدل های دو طبقه مهاربندی های V شکل معکوس نزدیک به اعداد آیین نامه می باشد ولی در مدل های شش طبقه از همان نوع مهاربندی اعداد کمتر و مشابه سایر مدل ها با عدد پیشنهادی آیین نامه فاصله دارد.

مشابه همین وضعیت در مورد مدل های شش طبقه در جدول شماره ۲ نیز دیده می شود. نکته قابل توجه این که حتی مدل CVinv6 بر خلاف مدل دو طبقه که رفتار نسبی بهتری از خود نشان داده بود در مدل شش طبقه در زلزله های مختلف در شتاب های کمتر از شتاب طراحی به نقطه نهایی خود رسیده است. همچنین دیده می شود که در این مدل ها قبل از کمانش در مهاربندها ستون ها دچار کمانش می گردند که نشانگر رفتار غیر شکل پذیر آنها می باشد. ضریب رفتار مدل های طراحی شده با روش آیین نامه با استفاده از روش فریمین محاسبه شده و در جدول ۳ آورده شده اند. همان گونه که مشاهده می شود فقط در مورد قاب CVinv2 ضریب رفتار تا حدود ۵ می رسد و در بقیه موارد به حدود ۳ محدود می شود و

جدول ۳. ضریب رفتار سازه های طراحی شده با روش آیین نامه ۲۸۰۰ [۴]

رکورد های	CX2	CZ2	CV2	CVinv2	CX6	CZ6	CV6	CVinv6
ناغان	۲/۸۵۶	۳/۵۱۴	۳/۳۱۵	۵/۲۷۴	۳/۵۴۷	۳/۴۲۲	۲/۹۰۷	۲/۶۳۹
طیس	۲/۸۲۹	۳/۹۹۳	۳/۲۳۳	۴/۶۸۵	۳/۳۸۹	۳/۳۶۸	۲/۶۲۸	۳/۰۶۳
ال سنتر	۲/۷۶۰	۴/۰۳۴	۳/۲۸۸	۵/۳۱۵	۳/۴۷۷	۳/۱۱۴	۲/۸۲۷	۳/۱۲۱



شکل ۹. بارهای وارد شده به ستون در حالت طراحی به روش پیشنهادی [۴]

با بررسی نتایج آنالیز می توان استنتاج نمود که در ضوابط آیین نامه موضوع اصل ظرفیت طراحی مبنی بر کنترل کمانش در ستون ها و باقی ماندن این اعضاء در حالت الاستیک و اجازه تلف شدن انرژی زلزله در مهاربندها رعایت نگردیده و در نتیجه سازه ها نتوانسته اند میزان شکل پذیری و ضریب کاهش مقاومت مورد نظر در آیین نامه را به دست آورند.

برای رفع این مشکل روش پیشنهادی برای طراحی این نوع سازه ها براساس رعایت اصل طراحی ظرفیت در این تحقیق ارائه گردیده است. فلسفه طراحی ظرفیت در قالب سه نظریه ی زیر شکل گرفته است [۵]:

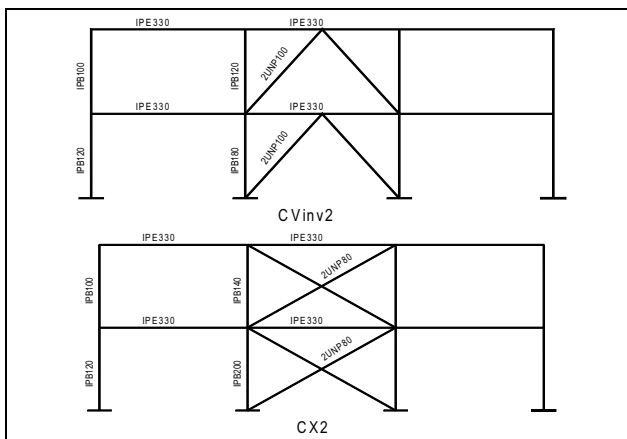
- ۱- انتخاب شکل مناسب سازه برای پاسخ غیرالاستیک
- ۲- انتخاب مناسب موقعیت مفاصل پلاستیک به منظور متمرکز کردن تغییر شکل های پلاستیک
- ۳- ایمن ساختن سازه در مقابل تغییر شکل های سازه ای نامطلوب بوسیله تأمین مقاومت مناسب.

با رعایت اصول فوق، ستون های چشمه مهاربندی در این سازه ها براساس ظرفیت نهایی مهاربندها در کشش و فشار طراحی شده اند. به عبارت دیگر ستون هر طبقه طوری طراحی شده که مقاومت فشاری آن از مجموع مقاومت فشاری ستون طبقه بالاتر، برش تیرهای متصل به ستون در همان طبقه و مقاومت فشاری و کششی مهاربند های متصل به آن بیشتر باشد. رابطه زیر و مثال شکل ۹ موضوع را بهتر نشان می دهد [۴]:

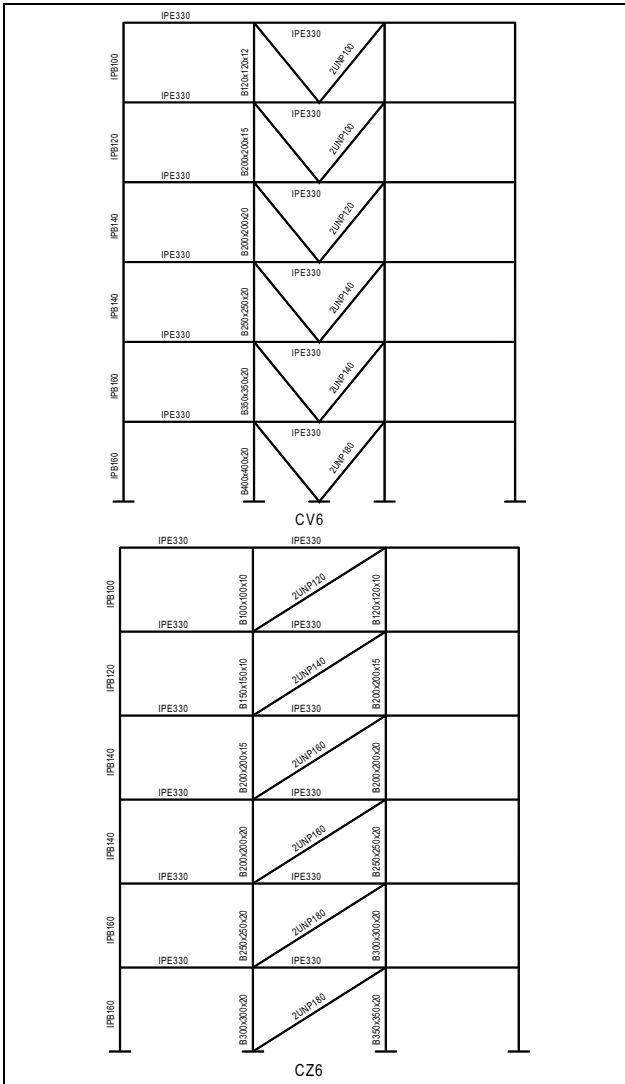
$$P_{SC, column i} \geq P_{SC, column i+1} + \sum V_{beam i} + (P_{SC, brace i+1} + P_{St, brace i}) \sin \alpha \quad (۶)$$

۲-۶. مدل های طراحی شده بر اساس روش پیشنهادی

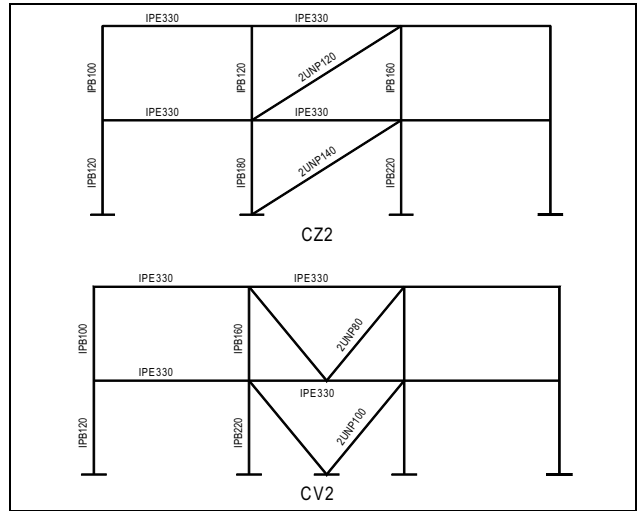
سازه های آنالیز شده بر اساس روش آیین نامه مجدداً با روش پیشنهادی طراحی و آنالیز شده اند. مقاطع تیر و ستون ها برای مدل های پیشنهادی در مرجع [4] آورده شده است. در شکل های زیر مدل های طراحی شده به روش پیشنهادی نشان داده شده است.



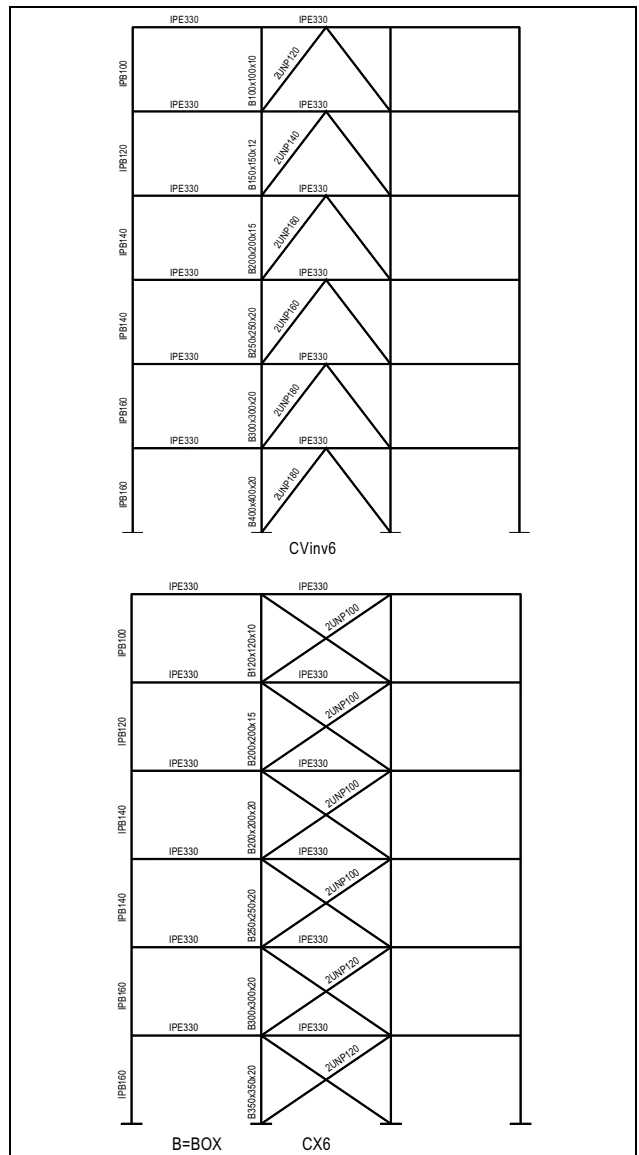
شکل ۱۰. مدل های دو طبقه طراحی شده به روش پیشنهادی



شکل ۱۳. مدل های شش طبقه طراحی شده به روش پیشنهادی

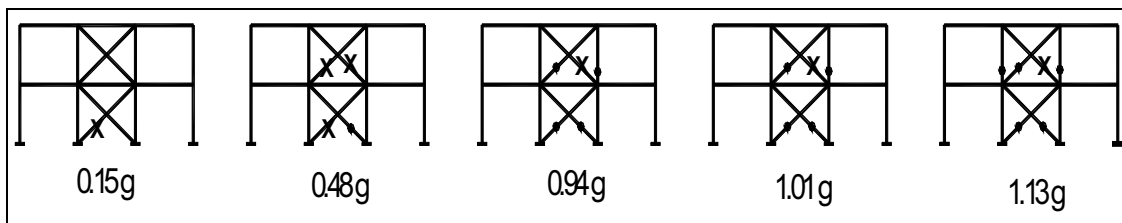


شکل ۱۱. مدل های دو طبقه طراحی شده به روش پیشنهادی



شکل ۱۲. مدل های شش طبقه طراحی شده به روش پیشنهادی

شکل (۱۴) رفتار قاب CX2 را نشان می دهد که تحت رکورد ناغان در ۰/۱۵g اولین مهاربند کماتش کرده است. با افزایش شتاب تا ۰/۴۸g اولین تسلیم در مهاربند طبقه اول اتفاق می افتد و در این شتاب، سایر مهاربندها نیز کماتش کرده اند ولی هیچ اثری از تسلیم در سایر اعضا مشاهده نمی شود. دوباره شتاب را افزایش می دهیم و در ۰/۹۴g سازه به حد تغییر مکان نسبی ۱/۵٪ می رسد و در این شتاب سه مهاربند تسلیم و یکی کماتش کرده است و در یکی از ستون ها نیز مفصل پلاستیک تشکیل شده است. همچنین مقادیر حداکثر شتاب برای تغییر مکان نسبی ۲٪ و ۳٪ به ترتیب ۱/۰۱ و ۱/۱۳ برابر شتاب زمین و نوع رفتار سازه در این شتاب ها در شکل نشان داده شده است. بدین ترتیب ملاحظه می شود که ظرفیت سازه فراتر از حد پیش بینی شده بوده و از مد شکست زودرس کماتش ستون ها جلوگیری به عمل آمده و ظرفیت نهایی سازه بیشتر توسط حداکثر تغییر مکان نسبی رقم زده می شود.



شکل ۱۴. مقادیر شتاب برای زلزله ناغان در حالت های مختلف رفتاری

درصد تغییر مکان نسبی طبقات را بدون کماتش ستون پشت سر گذاشته و رفتار بسیار مطلوب و شکل پذیری را از خود نشان داده‌اند.

نتایج آنالیز شامل تعیین مقدار شتاب برای این مدل‌ها در حالت رخداد کماتش اولین مهاربند و نیز حداکثر شتاب در حالت‌های مختلف تغییر مکان نسبی طبقات در جدول ۴ آورده شده‌اند. همانگونه که مشاهده می‌شود همگی این مدل‌ها تا حداکثر ۳

جدول ۴. مقادیر شتاب (درصد g) در حالت کماتش اولین مهاربند و در مقادیر مختلف تغییر مکان نسبی

در مدل‌های طراحی شده با روش پیشنهادی در زلزله‌های مختلف [۴]

مدل‌های طراحی	رکورد های زلزله زلزله	مقادیر شتاب (در صد g) در حالت های زیر			
		کوماتش مهاربند	دریفت ۱/۵٪	دریفت ۲/۲٪	دریفت ۳٪
CX2	ناغان	۰/۱۵	۰/۹۴	۱/۰۱	۱/۱۳
	طیس	۰/۰۸	۰/۷۵	۰/۷۶	۰/۸۵
	ال سنتر	۰/۱۵	۰/۶۲	۰/۷۲	۰/۸۷
CZ2	ناغان	۰/۳۳	۰/۸۸	۱/۰۵	۱/۱۵
	طیس	۰/۱۴	۰/۸۵	۱/۰۵	۱/۰۷
	ال سنتر	۰/۲۱	۰/۸۸	۰/۹۲	۱/۰۱
CV2	ناغان	۰/۱۸	۰/۹۶	۱/۰۱	۱/۱۱
	طیس	۰/۱۲	۰/۷۴	۰/۷۸	۰/۹۱
	ال سنتر	۰/۱۹	۰/۶۶	۰/۸۲	۱/۱۲
CVinv2	ناغان	۰/۲۱	۰/۸۲	۰/۹۴	۱/۰۸
	طیس	۰/۱۰	۰/۷۰	۰/۸۵	۰/۹۶
	ال سنتر	۰/۱۴	۰/۶۰۶	۰/۶۲	۰/۹۹
مدل های	رکورد های زلزله زلزله	مقادیر شتاب (در صد g) در حالت های زیر			
		کوماتش مهاربند	دریفت ۱/۵٪	دریفت ۲/۲٪	دریفت ۳٪
CX6	ناغان	۰/۱۸	۰/۹۰	۱/۳۲	۲/۱۵
	طیس	۰/۲۰	۰/۶۵	۰/۹۷	۱/۷۱
	ال سنتر	۰/۱۴	۰/۵۴	۰/۸۲	۱/۳۰
CZ6	ناغان	۰/۱۹	۰/۹۷	۱/۳۲	۱/۸۴
	طیس	۰/۱۴	۰/۴۸	۰/۶۱	۰/۹۴
	ال سنتر	۰/۱۲	۰/۴۶	۰/۵۲	۰/۸۲
CV6	ناغان	۰/۲۳	۰/۸۲	۰/۹۳	۱/۲۵
	طیس	۰/۱۷	۰/۳۹	۰/۵۲	۱/۷۱
	ال سنتر	۰/۱۶	۰/۴۷	۰/۴۹	۰/۷۵
CV _{in} _{v6}	ناغان	۰/۲۸	۱/۲۰	۱/۵۸	۲/۵۵
	طیس	۰/۲۰	۰/۷۹	۰/۸۰	۰/۹۵
	ال سنتر	۰/۱۴	۰/۶۳	۰/۷۵	۱/۱۷

افزایش یافته است. این موضوع نشانگر جذب انرژی و شکل پذیری بیشتر این سازه ها می باشد. مجدداً متفاوت بودن ضریب کاهش مقاومت برای سازه های با مهاربندی های متفاوت در این مدل ها نیز دیده می شود.

برای این دسته از سازه ها نیز، ضریب رفتار برای سه حالت تغییر مکان نسبی ۱/۵، ۲٪ و ۳٪ محاسبه شده و نتایج آن در جدول ۵ آورده شده است. در این جدول نیز مشاهده می شود که مقدار ضریب رفتار نسبت به مدل های طراحی شده بر اساس آئین نامه

جدول ۵. ضریب رفتار مدل های طراحی شده با روش پیشنهادی [۴]

رکورد های	معیارهای مختلف	ضریب رفتار مدل ها تحت اثر رکورد های مختلف برای معیار های مختلف							
		CX2	CZ2	CV2	CVinv2	CX6	CZ6	CV6	CVinv6
ناغان	نسبی تغییر مکان ۱/۵٪	۵/۵۴۷	۶/۹۱۵	۵/۴۵۹	۵/۲۱۳	۴/۶۸۴	۵/۶۵۱	۵/۱۱۱	۶/۳۴۹
طبس		۵/۵۲۳	۶/۹۱۳	۵/۳۵۹	۵/۱۳۸	۵/۰۶۰	۵/۱۹۹	۴/۹۷۱	۶/۴۳۸
ال سنتر		۵/۵۴۵	۶/۸۷۴	۵/۳۷۰	۵/۲۷۹	۴/۸۴۷	۵/۲۶۹	۵/۲۹۰	۶/۳۵۴
ناغان	نسبی تغییر مکان ۲٪	۵/۸۴۵	۷/۴۷۱	۶/۰۵۶	۵/۶۲۶	۵/۲۵۶	۶/۴۸۵	۵/۳۱۷	۷/۳۵۵
طبس		۵/۸۸۳	۷/۵۰۸	۶/۴۳۸	۶/۰۰۴	۵/۹۵۴	۵/۸۱۹	۵/۲۶۴	۷/۰۵۱
ال سنتر		۵/۸۶۳	۷/۴۶۴	۶/۱۲۴	۵/۷۸۲	۵/۸۲۳	۶/۰۳۶	۵/۴۸۲	۶/۹۴۷
ناغان	نسبی تغییر مکان ۳٪	۷/۱۳۹	۸/۱۲۹	۷/۱۶۹	۶/۸۱۸	۷/۲۶۲	۷/۷۱۷	۵/۸۳۴	۸/۵۷۶
طبس		۶/۹۲۶	۸/۸۷۶	۷/۵۱۲	۶/۷۶۵	۷/۵۴۲	۷/۷۰۱	۷/۲۹۰	۷/۷۰۳
ال سنتر		۶/۹۱۴	۹/۶۱۰	۷/۵۱۶	۶/۸۳۴	۷/۰۸۴	۷/۵۶۹	۵/۵۱۰	۸/۱۷۸

مشاهده می گردد در سازه های شش طبقه حداکثر ۶/۱ و در سازه های دو طبقه حداکثر ۳/۳ درصد فولاد بیشتر مصرف می گردد ولی با توجه به افزایش شکل پذیری و ظرفیت این سازه ها و نیز نوع مناسب خرابی (خرابی مهاربندها و عدم شکست موضعی ستون ها) این درصد اضافی توجیه اقتصادی دارد. [۴]

۳-۶. میزان افزایش وزن سازه های پیشنهادی

با توجه به مقاطع مورد استفاده، وزن فولاد مصرفی در هر یک از سازه ها محاسبه شده و میزان درصد فولاد اضافی برای سازه های طراحی شده با روش پیشنهادی نسبت به سازه های طراحی شده با روش آیین نامه ۲۸۰۰ در جدول ۶ آورده شده است. همانگونه که

جدول ۶. درصد افزایش فولاد در روش پیشنهادی نسبت به روش آیین نامه [۴]

تناژ فولاد	CX2	CZ2	CV2	Cvinv2	CX6	CZ6	CV6	Cvinv6
درصد فولاد اضافی	٪۲/۵	٪۲/۲	٪۳/۳	٪۱/۴	٪۵/۶	٪۴/۴	٪۶/۱	٪۵/۸

۲- اصل طراحی ظرفیت در آیین نامه ۲۸۰۰ در طراحی سازه های مهاربندی محوری به خوبی در نظر گرفته نشده است.
 ۳- ضریب رفتار ۶ که آیین نامه ۲۸۰۰ برای این نوع سازه ها پیشنهاد می کند قابل حصول نبوده و نیز برای همه ی انواع مهاربندهای محوری یکسان نمی باشد.
 ۴- در سازه های طراحی شده با روش پیشنهادی، خرابی به صورت تسلیم و کمانش در مهاربندها اتفاق می افتد و ستون ها دچار کمانش و شکست موضعی نمی شوند.
 ۵- سازه های طراحی شده با روش پیشنهادی، ظرفیت، شکل پذیری و ضریب رفتار بیشتری نسبت به سازه های طراحی شده با آیین نامه ۲۸۰۰ را دارند.
 ۶- طراحی سازه ها با روش پیشنهادی، اگرچه درصد فولاد مصرفی را کمی افزایش می دهد ولی با توجه به اینکه رفتار سازه را بهبود می بخشد، توجیه اقتصادی دارد.

۷. نتیجه گیری

همان گونه که در این مقاله شرح داده شد سازه های طراحی شده با سیستم مهاربندی های محوری بر اساس آیین نامه ۲۸۰۰ دارای شکل پذیری بسیار کم می باشند. در این سازه ها در بیشتر موارد ستون ها دچار کمانش زودرس گشته و اجازه جذب انرژی در مهاربندها را نمی دهند.
 در مقابل سازه های طراحی شده با روش پیشنهادی رفتار شکل پذیر از خود نشان داده و دارای ظرفیت بالای جذب انرژی می باشند. مواردی از نتایج در زیر آورده شده و نتایج کامل در مرجع [۴] آمده است.
 ۱- در سازه های مهاربندی محوری طراحی شده با روش آیین نامه ۲۸۰۰، قبل از تسلیم مهاربندها، ستون ها دچار کمانش کلی می شوند.

مراجع

- [۱] «آیین‌نامه طرح ساختمانها در برابر زلزله»، استاندارد ۲۸۰۰، ویرایش دوم، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، آذر ۱۳۷۸.
- [۲] «آیین‌نامه حداقل بار وارده بر ساختمان ها و ابنیه فنی»، استاندارد ۵۱۹، دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، ۱۳۷۹.
- [۳] «آیین‌نامه سازه‌های فولادی AISC»، ترجمه دکتر سید رسول میرقادری، ۱۳۷۶.
- [۴] آبرفت، حمید، «بررسی رفتار دینامیکی غیرخطی سازه‌های فولادی با سیستم‌های مختلف مهاربندی»، پایان‌نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه خواجه نصیرالدین طوسی، ۱۳۸۱.
- [5] Freeman, S.A., "On the Correlation of Forces to Earthquake Demands", Proceedings of 4th U.S.-Japan Workshop on improvement of Buildings Structural Design and Costruction Practices (ATC 15-3), August. 1990, PP. 245-268.
- [6] Powell, G.H., Prakash, V. Filippou, F.C., "DRAIN-2DX: Base Program User Guide", UCB/SEMM-92/29, University of California, Berkeley, December, 1992.
- [7] Kato, B., "Rotation Capacity of Steel Members Subject to Local Buckling" 9th World Conference on Earthquake Engineering .Vol. IV .Paper 6-2-3, August 2-9, Tokyo-Kyoto, 1988.
- [8] Kato, B., "Rotation Capacity of H-Section Members as Determined by Local Buckling", Journal of Constructional Steel Research, N. 13, 1989, PP. 95-109.
- [9] "PreStandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings", FEMA 356, November 2000.