

محاسبه ضریب رفتار و تغییرات آن با افزایش ارتفاع در سازه های فولادی با سیستم لوله ای مهاربندی شده

افشین قادری

کارشناسی ارشد رشته عمران-سازه
دانشگاه آزاداسلامی واحد تهران جنوب

چکیده

ضریب رفتار سازه در برگیرنده عملکرد غیر ارتجاعی سازه است و نشانگر مقاومت پنهان سازه در مرحله غیر خطی می باشد. تغییر شکلهای غیر ارتجاعی و خمیری سازه می توانند سبب جذب نیروهای زلزله و کاهش برش پایه ساختمان گردد یکی از سیستم های سازه ای معمول مورد استفاده در ساختمان های بلند، سیستم لوله ای مهاربندی شده می باشد. در آیین نامه های موجود ضریب رفتار مربوط به این گونه سیستم ها و پارامترهای شکل پذیری و مقاومت افزون آن بیان نشده است. برخی از مهندسين جهت محاسبه ضریب رفتار سازه های لوله ای مهاربندی شده، از ضریب رفتار مربوط به قاب های خمشی ویژه با مهاربندهای ویژه استفاده می کنند.

این تحقیق شامل سه مدل ساختمان بلند ۲۰، ۴۰ و ۶۰ طبقه، مطابق آیین نامه های متعارف طراحی شده و تحت ۲ نوع تحلیل پوش اور و تحلیل دینامیکی غیر خطی قرار گرفته اند و با استفاده از روش FEMA P695 ضریب رفتار محاسبه گردیده است. از ده شتاب نگاشت برای ارزیابی و محاسبه ضریب رفتار و انجام آنالیز دینامیکی فزاینده استفاده شده است. نتایج حاصل از این تحقیق نشان داد که ضریب رفتار $R = 7.0$ در سازه ها با سیستم لوله ای مهاربندی شده در محدوده مورد بررسی در این پژوهش مناسب می باشد. همچنین نتایج نشان داد که با افزایش ارتفاع ایمنی لرزه ای کاهش می یابد.

واژه های کلیدی: ساختمان های بلند، ضریب رفتار، سیستم لوله ای مهاربندی شده، تحلیل دینامیکی فزاینده

مقدمه

محاسبه ی ضریب رفتار به عنوان عاملی که در بر گیرنده ی عملکرد غیر ارتجاعی سازه ها در برابر زلزله های شدید است، کاربرد وسیعی در آیین نامه ها، به منظور تعیین مقاومت ارتجاعی مورد نیاز سازه ها دارد. هر چه مقدار این ضریب به واقعیت نزدیک تر باشد تعیین مقاومت مورد نیاز سازه، دقیق تر خواهد بود. تجربه تاثیر زلزله های گذشته بر سازه ها نشان می دهد که سازه ها در هنگام زلزله رفتاری غیر خطی دارند و بدین دلیل مقدار قابل توجهی از انرژی ورودی زلزله را بصورت انرژی میرایی و پسماند تلف می کنند. بنابراین سازه ها را معمولاً بر اساس ضوابط آئین نامه های زلزله برای نیروی زلزله که بسیار کمتر از نیروی لازم در حالت رفتار خطی الاستیک می باشد طراحی می نمایند. تحلیل رفتار و طراحی دقیق سازه ها در مقابل زلزله های شدید تنها با تحلیل غیرخطی میسر می باشد. این نوع تحلیل نیز با توجه به وقت گیر بودن محاسبات و نیاز به داشتن نرم افزارهای پیشرفته و دانش تحلیل قوی، روشی پرهزینه است و انجام آن برای سازه های معمولی در دفاتر مهندسی عملاً غیراقتصادی می باشد. بنابراین با توجه به سهولت و گستردگی روش های تحلیل و طراحی خطی سازه ها، امروزه روش متداول مورد استفاده در آئین نامه های طراحی لرزه ای کشورهای مختلف، بر اساس تحلیل و طراحی سازه در محدوده خطی با نیروهای تقلیل یافته زلزله می باشد. نیروی زلزله برای تحلیل و طراحی خطی سازه ها، از یک طیف خطی زلزله بدست می آید. به منظور کاهش نیروی اعمالی زلزله بدلیل رفتار غیر خطی سازه ناشی از عواملی مانند شکل پذیری، اضافه مقاومت، میرایی و غیره، نیروی خطی محاسبه شده از طیف خطی طرح بوسیله ضریبی به نام ضریب رفتار سازه (R)، کاهش پیدا می کند. با در نظر گرفتن موارد ذکر شده در بالا و همچنین سیستم های سازه ای جدید که برای مقاومت در مقابل بارهای جانبی پیشنهاد می گردند، روشهای مختلف و متفاوتی برای ارزیابی این گونه سیستم ها و محاسبه ضریب رفتار مناسب برای آنها بوجود آمده است. در این تحقیق از روش پیشنهاد شده در FEMA P695 [1] که از تحلیل دینامیکی افزایشی برای محاسبه ضریب رفتار استفاده می کند، ضریب رفتار مورد ارزیابی و محاسبه قرار گرفته است.

تعریف ساختمان بلند:

تعریف مشخصی از ساختمان بلند وجود ندارد و تشخیص ویژگی های یک ساختمان که آن را به عنوان ساختمان بلند طبقه بندی کند، کار دشواری است. ولفگانگ شولر در کتاب خود ساختمان های ۱۰ تا بیش از ۱۰۰ طبقه را بعنوان ساختمان بلند معرفی می کند.

در همسایگی یک ساختمان یک طبقه ممکن است یک ساختمان ۵ طبقه بلند به نظر برسد. یک ساختمان ۵۰ طبقه در یک شهر ممکن است بلند نامیده شود، در حالی که شهروندان یک شهر کوچک؛ با افتخار به آسمان خراش شش طبقه ای در شهر خود اشاره می کنند. در شهرهای بزرگ مانند شیکاگو و منهتن و اکنون در کشورهای عربی با تعداد زیاد ساختمان های بلند، یک سازه اگر بخواهد در مقایسه با همسایگان خود بلند به نظر برسد، باید دارای ۱۰۰ تا ۱۲۰ طبقه باشد. یک ساختمان بلند نمی تواند بر حسب روابط مشخصی وابسته به ارتفاع یا تعداد طبقات تعریف شود. به بیان دیگر توافق واحدی بر سر آنچه یک ساختمان را بلند به حساب می آورد یا در چه ارتفاعی یا با چه تعداد طبقاتی یک ساختمان می تواند بلند نامیده شود، وجود ندارد.

انواع ساختمان های بلند

سیستم های سازه ای برای ساختمان های بلند به دو دسته زیر تقسیم بندی کردند:

۱ - سیستم سازه ای داخلی: در سیستم های سازه ای داخلی سهم بیشتری از المانهای باربر درون ساختمان و در نزدیکی هسته قرار گرفته اند. سیستم های سازه ای داخلی به طور کلی به سه دسته تقسیم میشوند:

۱. قاب خمشی

۲. خرپای برشی یا دیوار برشی

۳. مهار بازویی

۲- سیستم سازه ای خارجی: در سیستم سازه ای خارجی بخش اصلی سیستم مقاوم باربر جانبی در پیرامون ساختمان قرار دارد و بیشتر المانهای باربر در خطوط پیرامونی ساختمان توزیع می گردند. سیستم های سازه ای خارجی به طور کلی به دو دسته تقسیم می گردند:

۱- سیستم های لوله ای:

- سیستم لوله قابی

- سیستم لوله مهاربندی شده

- سیستم لوله دسته شده

- سیستم لوله در لوله

۲- سیستم شبکه قطری: سیستم شبکه قطری هم از نظر سازه ای و هم از نظر معماری عملکرد بهتری دارد زیرا با حذف ستونها از داخل ساختمان فضای مناسب تری در اختیار معماران قرار خواهد گرفت.

از آنجایی که موضوع پژوهش سیستم لوله ای مهاربندی شده می باشد لذا در ذیل به معرفی سیستم مذکور می پردازیم:

سیستم لوله ای مهاربندی شده

سیستم لوله ای مهاربندی شده نوع بسیار متفاوتی از لوله است که اغلب به عنوان لوله بادبندی از آن یاد می شود. این سیستم کارایی لوله قابی را با افزایش دادن پتانسیل آن برای استفاده در ساختمان های بلندتر ارتقا می دهد و اجازه می دهد فاصله ستون ها بیشتر باشد. سیستم لوله ای مهار بندی شده را می توان در سازه ای فلزی، بتنی و سازه های مرکب مورد استفاده قرار داد. با اضافه کردن مهارهای قطری با ارتفاع چند طبقه در سطح لوله، سختی و کارایی قاب های لوله ای را می توان بهبود بخشید. بدین طریق سیستم لوله ای مهار شده یا سیستم لوله خرابایی حاصل می گردد که می توان در سازه های با ارتفاع بیشتر و با فاصله بیشتر بین ستونها استفاده کرد. در سازه های فلزی، مهاربندی های قطری فلزی مورد استفاده قرار می گیرند در حالی که در ساختمان های بتنی این مهاربندی با پر کردن پنجره ها یا دیوارهای برشی به شکل قطری در سطح سازه صورت می گیرد.

ساختمان ۵۰ طبقه Third Avenue Building 1985 در نیویورک اولین سازه بتنی بود که این ایده در آن مورد استفاده قرار گرفت شکل (۱).

ساختمان ۵۸ طبقه Onterie Center 1986 در شیکاگو نمونه دیگری از این سیستم در یک سازه بتن آرمه می باشد.



شکل (۱): ساختمان بتنی ۵۰ طبقه Third Avenue 1985 نیویورک

در این نوع سیستم سازه ای اعضای قطری که معمولاً نوارهای قطری با خرپاهایی بر روی وجوه عمودی هستند با یکدیگر بر هم کنش می دهند تا یک رفتار سه بعدی به دست آورند و به طور مجازی تاثیرات لنگی برش را در هر دو قسمت قاب های

بال و جان حذف کنند. به دنبال آن فاصله گذاری ستون ها می تواند بیشتر و اندازه آن ها و تیرهای محیطی کمتر باشد. بنابراین پنجره های بزرگتری نسبت به سازه های لوله ای متعارف خواهند داشت. مهاربندها همچنین به عملکرد بهتر لوله در تحمل بارگذاری ثقلی کمک میکند.

به عبارت دیگر مهاربندی موجب می گردد که، ستون های پیرامونی در تحمل بارهای جانبی و ثقلی با یکدیگر عمل کنند. بنابراین یک طره لوله ای بسیار سخت حاصل می گردد که رفتار آن تحت بارهای جانبی بسیار نزدیک به یک لوله کاملاً صلب است، این ترکیب برای ساختمان های بلند لاغر با مساحت کف کم بسیار مناسب می باشد و برای اولین بار توسط فضولور خان در ساختمان فلزی ۱۰۰ طبقه John Hancock شیکاگو (۱۹۶۹) مورد استفاده قرار گرفته است. ساختمان ۷۲ طبقه بانک چین در هنگ کنگ (۱۹۹۰) نمونه بسیار خوبی از این سیستم در یک سازه مرکب می باشد.

استفاده از بادبندی در سیستم ها لوله ای احتمال ایجاد نیروهای محوری بیش از اندازه در ستون های کناری را از میان می برد. این سیستم در سازه های با بیش از ۱۰۰ طبقه قابل کاربرد می باشد.

رفتار لوله های مهاربندی شده

مود رفتاری سازه محیطی مهاربندی شده تحت اثر نیروی قائم یا افقی را می توان با جمع نمودن اثرات مهاربندهای قطری با عملکرد سازه متشکل از ستون های قائم مشخص نمود.

بارگذاری ثقلی: اگر ستون های یک سازه قاب محیطی دارای مقاطع یکسان باشند بار قائم انتقالی از کف ها در ستون های گوشه ای نسبت به ستونهای میانی تنش و کاهش طول کمتری ایجاد خواهد کرد.

در نقاط تقاطع قطر ها و ستون های میانی، ستون های میانی بیش از نقاط متناظر در قطر ها به طرف پایین تغییر مکان می یابند. برای سازگاری به نیروهای قائمی نیاز است که ستون ها را به طرف بالا قطر ها را به طرف پایین بکشد لذا بخشی از نیروهای اولیه ستون های میانی به وسیله نیروهای به سمت بالای نقاط تقاطع خنثی می گردد. نیروهای به سمت پایین قطر ها به ستون های گوشه ای منتقل می شود و نیروهای فشاری در آنها افزایش می یابد.

بارگذاری جانبی: در اینجا نیروهای سازه ای قابی را که رفتار مشابه بال کششی دارد در نظر می گیریم. در ابتدا قطر ها در کشش بوده و بدلیل اثرات لنگی برش ستون های میانی کمتر از ستون های گوشه تحت تنش قرار می گیرند. نقاط اتصال در گوشه نسبت به نقاط متناظر روی ستون های میانی بیشتر به طرف بالا تغییر مکان می یابد. برای تامین سازگاری نیروهای اندرکنش قائم ستون های میانی را به بالا و قطر ها را به پایین می کشد. این نیروها باعث افزایش کشش در ستون های میانی و کاهش آن در ستون- های کناری می گردد.

در مجموع استفاده از اعضای مهاربندی در سازه های لوله ای، با کمک به توزیع متعادل تر نیروهای ثقلی و جانبی در ستون های پیرامونی قاب، موجب کاهش در تاخیر برشی می گردند.

مروری بر تحقیقات پیشین

Po- Chien Hsiao و همکاران [9] عملکرد لرزه ای و ضریب رفتار مناسب برای قاب های مهاربندی شده همگرای ویژه را مورد بررسی قرار دادند. آنها در تحقیق خود از سه سازه ۳، ۹ و ۲۰ طبقه با سیستم مهاربند همگرای ویژه استفاده کردند و سپس با استفاده از روش پیشنهاد شده در FEMA P695 [1] عملکرد لرزه ای و ضریب رفتار مناسب برای سازه های نمونه را مورد ارزیابی قرار دادند. پلان و نمای جانبی سازه های نمونه در شکل (۲) قابل مشاهده می باشد.

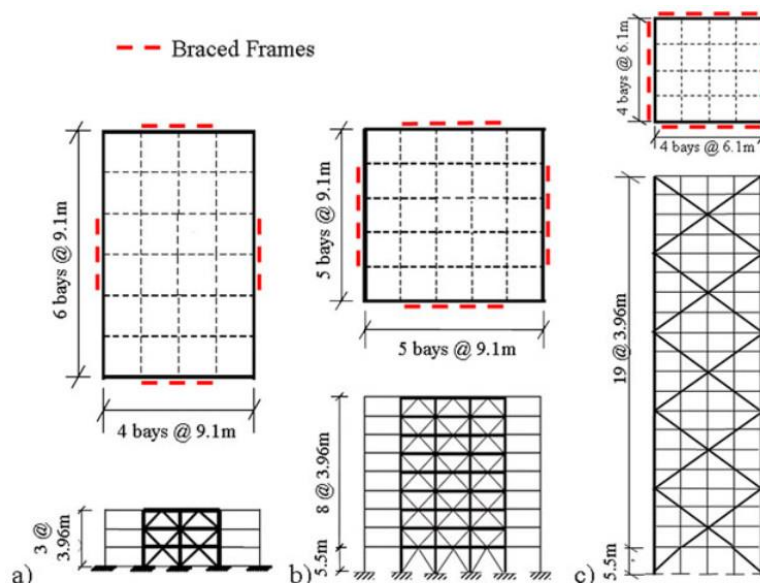


Figure 1. Elevations and floor plans of (a) three-story, (b) nine-story and (c) 20-story buildings.

شکل (۲): نما و پلان طبقات سازه های نمونه ۳، ۹ و ۲۰ طبقه در نظر گرفته شده در تحقیق Po- Chien Hsiao و همکاران [9]

براساس روش پیشنهاد شده در [1] FEMA P695 برای اینکه ضریب رفتار مناسب برای یک سازه انتخاب گردد ابتدا باید سازه نمونه با استفاده از یک ضریب رفتار و براساس آیین نامه های طراحی، طراحی گردد و سپس با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی و تحلیل دینامیکی افزایشده ضریب رفتار انتخاب شده مورد ارزیابی قرار گیرد تا قابل قبول بودن یا نبودن آن تعیین گردد. بنابراین، Po- Chien Hsiao و همکاران هر یک از سازه های نمونه را با استفاده از ضریب رفتار های متفاوت طراحی و سپس با استفاده از تحلیل دینامیکی فزاینده (IDA) و با استفاده از روش [1] FEMAP695 ضریب رفتار مناسب برای هر یک از سازه های نمونه را پیشنهاد دادند. برای سازه ۳ طبقه از R، ۳، ۴، ۶ و ۸؛ برای سازه ۹ طبقه از R، ۳، ۶، ۷ و ۸ و برای سازه ۲۰ طبقه از R، ۳، ۴، ۶ و ۸ استفاده نمودند. این درحالی بود که آیین نامه های طراحی R برابر با ۶ را برای سیستم های با مهارندهای همگرای ویژه بکاربرده بودند.

در جدول (۱) خلاصه ای از مشخصات طراحی نشان داده شده است.

جدول (۱): خلاصه مشخصات طراحی سازه های نمونه براساس Po- Chien Hsiao و همکاران [9]

Table I. Design parameters and periods.

Model buildings	R	Gravity loads (kN)		C_S	T (s)	T_I (s)
		Floor	Roof			
Three-story	3	9379	9011	0.390	0.31	0.34
	4			0.293		0.36
	5			0.234		0.37
	6			0.195		0.38
Nine-story	3	9721	9317	0.258	0.73	0.69
	6			0.129		0.84
	7			0.111		0.88
	8			0.097		0.94
20-Story	3	2952	2610	0.144	1.31	1.49
	4			0.108		1.66
	6			0.072		1.85
	8			0.054		2.01

در جدول (۲) نتایج حاصل از تحلیل‌ها برای سازه‌های ۳ و ۲۰ طبقه که با استفاده از ضریب رفتار ۳ و ۶ طراحی شده بودند و براساس روش [1] FEMA P695 مورد ارزیابی قرار گرفته شده بودند، ارائه شده است. در این جدول نتایج براساس دو روش مقیاس‌سازی متفاوت ارائه گردیده است. روش اول مقیاس‌نمودن که براساس روش پیشنهادی [1] FEMA P695 بوده و روش دوم که مقیاس‌نمودن هر رکورد با استفاده از $S_a [T_1]$ انجام شده است.

جدول (۲): نتایج تحلیل IDA برای سازه‌های ۳ و ۲۰ طبقه گزارش شده توسط Po-Chien Hsiao و همکاران [9]

Table II. Summary of evaluations of the three-story and 20-story buildings using FEMA P695 incremental dynamic analysis procedure.

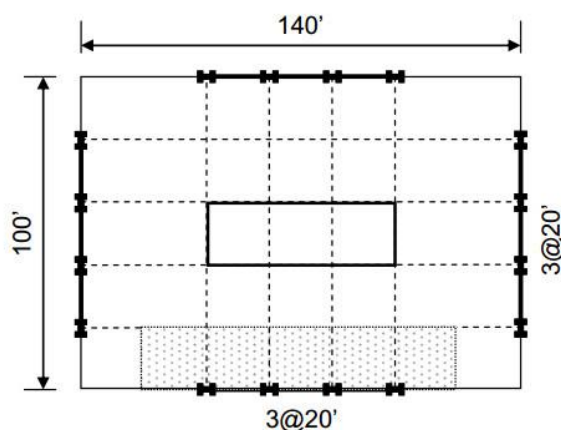
Scaling methods	M1 [$S_T(T)$]				M2 [$S_a(T)$]			
	3-Story		20-Story		3-Story		20-Story	
Model buildings								
R factors	6	3	6	3	6	3	6	3
$S_{MT} (g)$	1.76	1.76	0.65	0.65	1.76	1.76	0.65	0.65
$S_{CT} (g)$	1.88	2.8	0.55	0.82	2.5	3.35	0.65	0.93
CMR	1.07	1.60	0.85	1.26	1.42	1.91	1.00	1.43
SSF	1.4	1.4	1.65	1.65	1.4	1.4	1.65	1.65
ACMR	1.50	2.23	1.39	2.08	1.99	2.67	1.65	2.36
Accep. ACMR20%	1.73	1.73	1.73	1.73	1.73	1.73	1.73	1.73
Pass/Fail	Fail	Pass	Fail	Pass	Pass	Pass	Fail	Pass

CMR, collapse margin ratio; SSF, spectral shape factor; ACMR, adjusted collapse margin ratio.

نتایج نشان دادند که با کاهش R ضریب CMR که یکی از پارامترهای اصلی در ارزیابی ایمنی لرزه‌ای محسوب می‌گردد برای کلیه مدل‌ها افزایش می‌یابد.

بهرحال نتایج حاصل با استفاده از دو روش مقیاس‌سازی سازگار باهم نیستند. با استفاده از روش اول هر دو سازه که با استفاده از R برابر با ۳ طراحی شده بودند ضوابط ارزیابی را pass کردند، درحالی که ACMR بدست آمده برای سازه ۲۰ طبقه از سازه ۳ طبقه کوچکتر است. در مقابل، با استفاده از روش مقیاس‌سازی دوم، فقط سازه ۲۰ طبقه که با استفاده از R برابر با ۶ طراحی گردیده بود ضوابط ارزیابی را pass نکرده است. بنابراین، با استفاده از روش اول ضریب رفتار برابر با ۳ برای هر دو سازه پیشنهاد گردید؛ و با استفاده از روش مقیاس‌سازی دوم، ضریب رفتار ۶ برای سازه ۳ طبقه و ضریب رفتار ۳ برای سازه ۲۰ طبقه پیشنهاد گردیده است.

F. Zareian و همکاران [10] عملکرد فروریزش قاب‌های خمشی ویژه فولادی با اتصالات RBS را با استفاده از روش FEMA P695 [1] مورد ارزیابی قرار داده‌اند. متغیرهای مورد بررسی در این تحقیق شامل: (۱) تاثیر افزایش ارتفاع (تعداد طبقات) بر روی ایمنی لرزه‌ای و (۲) گروه‌های طراحی لرزه‌ای مختلف (SDC) که محدوده D_{min} و D_{max} بود، بودند و با در نظر گرفتن این متغیرها به بررسی عملکرد فروریزش قاب‌های خمشی فولادی پرداختند. سازه‌هایی که آنها در تحقیق خود استفاده نمودند شامل قاب‌های خمشی ویژه سه دهانه با تعداد طبقات در محدوده ۱ تا ۲۰ طبقه قرار داشت. در شکل شماره ۲-۳ پلان و در جدول شماره ۲-۳ بصورت خلاصه مشخصات هر یک از سازه‌های نمونه نشان داده شده است. همچنان که در جدول ۲-۳ مشاهده می‌گردد سازه‌های نمونه براساس تعداد طبقات و گروه طراحی لرزه‌ای به چند گروه عملکردی تقسیم گردیده‌اند، بنابراین، مطابق با [1] FEMA P695 باید تک تک سازه‌های نمونه و در نهایت هر یک از گروه‌های عملکردی مورد ارزیابی قرار گیرند.



(شکل ۳): پلان سازه های نمونه براساس F. Zareian و همکاران [10]

مدل های مورد استفاده در تحقیق و هدف از انتخاب آن ها

در این پژوهش از ۳ ساختمان بلند ۲۰، ۴۰ و ۶۰ طبقه با سیستم لوله ای مهاربندی شده استفاده شده است.

دلایل استفاده از این مدل ها را می توان در قالب موارد زیر بیان کرد:

مدل ها ۳ بعدی انتخاب می شوند تا رفتار واقعی سازه بدست آید.

مدل ها ۳ بعدی انتخاب می شوند تا بتوان همزمان اثر تعداد دهانه (درجه نامعینی) بر رفتار غیرخطی سازه را مشخص کرد.

مدل ها با تعداد طبقات مختلف ایجاد می شوند تا بتوان اثر ارتفاع بر رفتار لرزه ای آن ها را بررسی کرد.

پلان ثابت فرض می شود تا بتوان مقایسه مناسبی بین مدل ها انجام داد.

سیستم لوله ای مهاربندی شده انتخاب می شود، چرا که ضریب رفتار سیستم های بلند لوله ای مهاربندی شده از جنس فولادی در آیین نامه ها مشخص نشده است.

مشخصات هندسی مدل های مورد استفاده

در مدلسازی سازه فرضیات زیر استفاده شده است:

از نرم افزار ETABS نسخه ۱۵-۲-۲ برای طراحی سازه های نمونه استفاده گردیده است.

از نرم افزار PERFORM نسخه ۵ برای طراحی غیرخطی سازه های نمونه استفاده گردیده است.

در این پژوهش از آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰، ویرایش چهارم) برای منظور نمودن ضوابط لرزه ای و از مبحث ششم ویرایش ۱۳۹۲ (بارهای وارد بر ساختمان ها) برای بارگذاری و برای طراحی اجزای سازه ای از مبحث دهم ویرایش ۱۳۹۲ (طرح و اجرای ساختمان های فولادی) استفاده گردیده است.

محل ساخت شهر تهران در نظر گرفته شده است.

کاربری ساختمان مسکونی ($I = 1.0$).

منطقه با خطر نسبی خیلی زیاد ($A = 0.35$).

نوع زمین III

نوع سیستم مقاوم لرزه ای با توجه به آیین نامه ۲۸۰۰-۴ [6]، سیستم دوگانه ویژه با مهاربند همگرای ویژه ($R = 7.0$)، $C_d = 5.5$ ، $\Omega_0 = 2.5$) انتخاب شده است.

ابعاد سازه ها در هر دو جهت اصلی برابر و مساوی $36 * 36$ متر انتخاب گردیده است.

در هر راستا از ۵ دهانه استفاده می شود که دهانه های میانی نقش ثقلی دارند و دهانه های کناری لوله ای مهاربندی شده می باشند با یک ستون اضافه در وسط هر دهانه.

فواصل بین دهانه های میانی (دهنه های ثقلی) ۱۲ و دهنه های لوله ای مهاربندی شده ۶ متر می باشد.

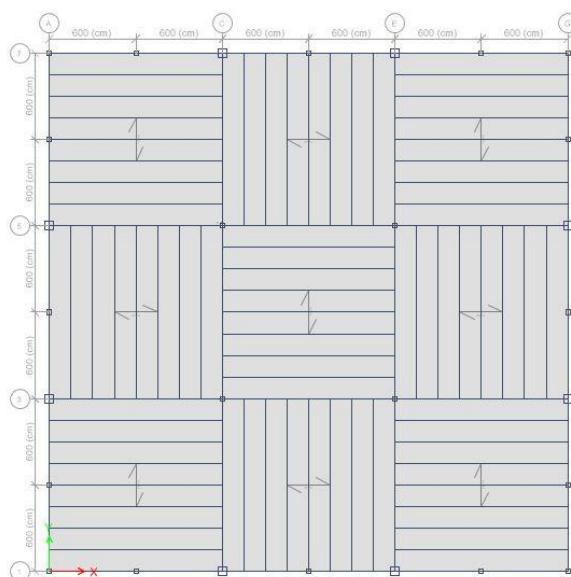
ارتفاع کلیه طبقات (طبقه همکف و دیگر طبقات) برابر $3/3$ متر انتخاب گردیده است.

اتصال تیر به ستون در دهانه‌های میانی مفصل و در دهانه‌های کناری گیردار است. هیچگونه نامنظمی چه در پلان و چه در ارتفاع در نظر گرفته نشده است. از اثر اندرکنش خاک-فنداسیون-سازه صرفنظر گردیده است. بار زنده قابل کاهش کلیه طبقات بجز بام برابر 200 Kg/m^2 و بار تیغه‌های داخلی 100 Kg/m^2 در نظر گرفته شده است. بار زنده قابل کاهش بام برابر با بار برف و مساوی 150 Kg/m^2 در نظر گرفته شده است. از درصد میرایی بحرانی ۱ درصد استفاده گردیده است. ستون‌ها و مهاربندها از نوع باکس و تیرها از نوع ۱ شکل انتخاب شده‌اند. از مدلسازی راه پله صرفنظر گردیده است. در ساختمان‌های با سقف تیرچه بلوک، کامپوزیت و یا دال دوطرفه به دلیل صلبیت زیاد درون صفحه‌ای تحت شرایط خاصی می‌توان آن‌ها را صلب یا دیافراگم فرض کرد. در این صورت دو سر تیرها نسبت به هم جابجا نشده و نیروی محوری در آن‌ها به وجود نمی‌آید. بنابراین کلیه گره‌هایی که دارای ارتفاع یکسان هستند با یکدیگر دیافراگم و مقید می‌شوند. در نتیجه سقف‌ها بصورت صلب در نظر گرفته شده‌اند. در هر ۱۰ طبقه از یک مهاربند ضربدری استفاده گردیده است. اتصال مهاربندها به تیرها و ستونها به صورت مفصلی می‌باشد. پارامترهای طراحی سازه‌های نمونه بصورت خلاصه در جدول شماره (۳) نشان داده شده است.

جدول (۳): پارامترهای طراحی سازه‌های نمونه

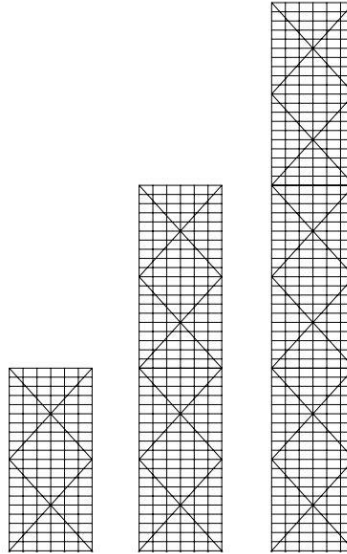
تعداد طبقات	پارامترهای طراحی نمونه‌ها									
	نسبت شتاب مینا (A)	I	R	Ω_0	C_d	T (s)	T_1 (s)	C	C_{min}	K
۲۰	۰/۳۵	۱/۰	۷/۰	۲/۵۰	۵/۵۰	۱/۴۵	۱/۶۰	۰/۰۷۷۲	۰/۰۴۲	۱/۴۷۵
۴۰	۰/۳۵	۱/۰	۷/۰	۲/۵۰	۵/۵۰	۲/۴۴	۲/۷۲	۰/۰۵۴۱	۰/۰۴۲	۲/۰
۶۰	۰/۳۵	۱/۰	۷/۰	۲/۵۰	۵/۵۰	۳/۳۰	۳/۶۹	۰/۰۴۵۳	۰/۰۴۲	۲/۰

پلان سازه‌های نمونه در شکل (۴) نشان داده است.



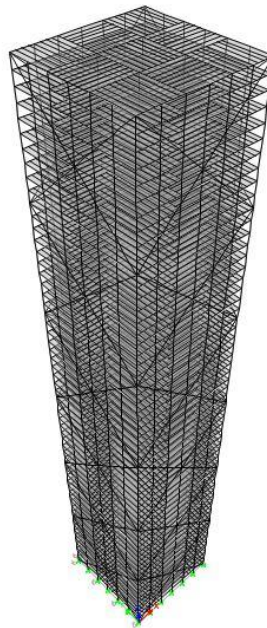
شکل (۴): پلان سازه‌های نمونه

شکل (۴) بترتیب از چپ نمای سازه های نمونه ۲۰، ۴۰ و ۶۰ طبقه را نشان می دهد.



شکل (۵): نمای سازه های نمونه ۲۰، ۴۰ و ۶۰ طبقه

شکل شماره (۶) نمای سه بعدی سازه نمونه ۶۰ طبقه را نشان می دهد.



شکل (۶): نمای سه بعدی سازه نمونه ۶۰ طبقه

مصالح فولاد مورد استفاده

با فرض استفاده از فولاد ST52 مشخصات مصالح فولاد مورد استفاده برای تحلیل و طراحی در جدول ۴ ارائه شده است.

جدول (۴): مشخصات مصالح فولاد مورد استفاده در تحلیل و طراحی

Weight (kg/m ³)	E (kg/cm ²)	Poission 's ratio	Fy (Kg/cm ²)	Fu (kg/cm ²)
7850	2039000	0.3	3600	5200

در این جدول:

E: مدول الاستیسیته.

Fy: تنش تسلیم فولاد.

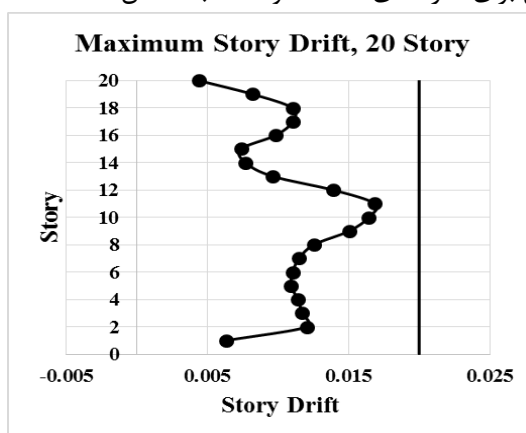
Fu: تنش نهایی فولاد.

زاویه مهاربند ها

براساس تحقیق انجام گرفته توسط [14] Kyoung Sun Moon بر روی سازه های باند با سیستم مهاربندی، زاویه بهینه مهاربند ها برای اینگونه سیستم ها را $47/3$ درجه پیشنهاد نموده است. در این تحقیق با توجه به محدودیت های ارتفاعی موجود در آیین نامه ۲۸۰۰ ویرایش چهارم، زاویه مهاربند ها با افق $42/50$ درجه در نظر گرفته شده است.

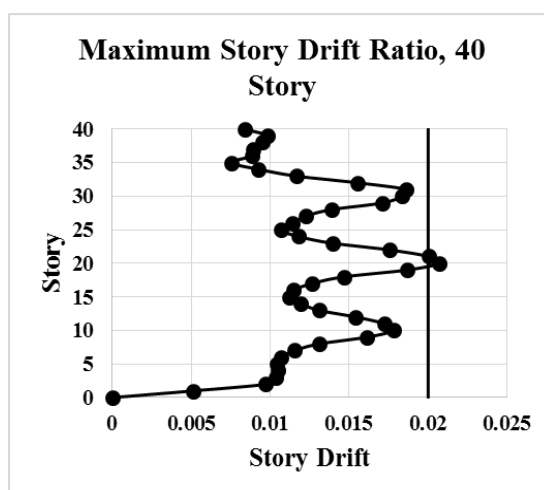
نتایج دریافت طبقات حاصل از تحلیل دینامیکی طیفی

در ذیل نتایج تحلیل دینامیکی طیفی برای سازه های ۲۰، ۴۰ و ۶۰ طبقه نشان داده شده است.



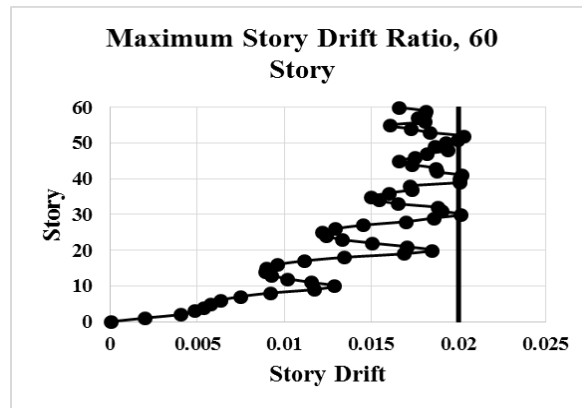
شکل (۷): دریافت طبقات ناشی از تحلیل طیفی سازه ۲۰ طبقه

همانگونه که از شکل مشخص است ماکزیمم دریافت ایجاد شده در طبقات از دریافت مجاز تعیین گردیده توسط آیین نامه (۰/۰۲) کمتر می باشد.



شکل (۸): دریافت طبقات ناشی از تحلیل طیفی سازه ۴۰ طبقه

همانگونه که از شکل مشخص است ماکزیمم دریافت ایجاد شده در طبقات از دریافت مجاز تعیین گردیده توسط آیین نامه (۰/۰۲) کمتر می باشد.

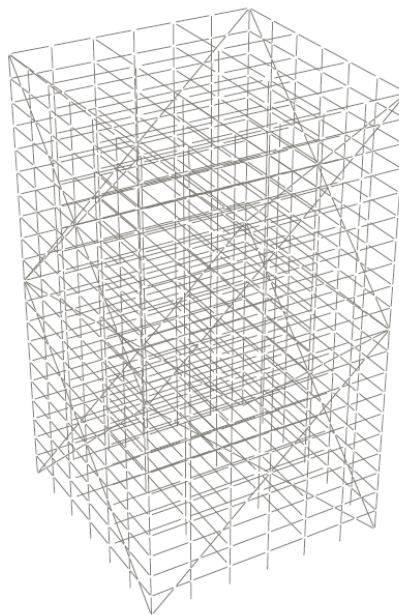


شکل (۹): دریفت طبقات ناشی از تحلیل طیفی سازه ۶۰ طبقه

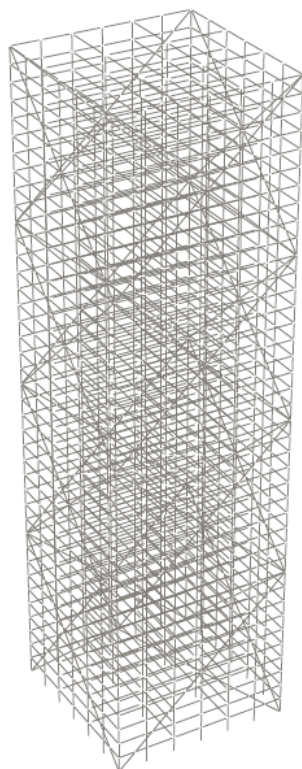
مدلسازی و ارزیابی غیر خطی مدل ها

مدلسازی مدل ها

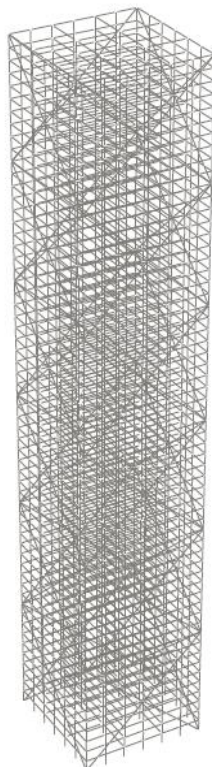
کلیه مدل ها با استفاده از برنامه غیر خطی پرفورم مدلسازی گردیده‌اند، سپس با استفاده از ضوابط نشریه ۳۶۰ [8] خصوصیات خطی و غیر خطی کلیه اعضا تعریف گردیده است. سپس با وارد نمودن زوج شتابنگاشت‌های مورد استفاده در برنامه پرفورم اقدام به تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی گردیده است.



شکل (۱۰): نمای کلی از ساختمان ۲۰ طبقه در برنامه پرفورم



شکل (۱۱): نمای کلی از ساختمان ۴۰ طبقه در برنامه پرفورم



شکل (۱۲): نمای کلی از ساختمان ۶۰ طبقه در برنامه پرفورم

رفتار غیر خطی سازه

اعضای سازه ای اصلی و غیراصلی

اعضای اصلی آن دسته از اعضای سازه هستند که برای باربری جانبی در نظر گرفته شده‌اند. اما اعضای غیر اصلی اعضایی هستند که حذف آنها از سازه خللی در سیستم باربر جانبی ایجاد نکند. به عنوان مثال تیغه‌های داخلی یا پوشش دال و ستونی که متکی به قاب محیطی باربر جانبی باشند، اعضای غیر اصلی محسوب می‌گردند. همچنین لنگر خمشی پای ستونی که مفصل طراحی شده است، برای باربری جانبی ضروری نیست لذا غیراصلی محسوب می‌شود.

گاهی اعضایی از سازه تحت بار جانبی تغییر شکل‌هایی را متحمل می‌شوند که بیش از ظرفیت آنهاست. لذا زودتر از اعضای دیگر از سیستم باربر جانبی خارج می‌شوند. در چنین شرایطی طراح می‌تواند این اعضا را غیر اصلی فرض کرده و به آنها اجازه تغییرشکل همساز با سازه را بدهد مشروط بر آنکه این تغییر شکل‌ها و خرابی احتمالی ناشی از آن منجر به کاهش باربری قائم و جانبی سایر اعضا نگردد. به عنوان مثال تیر هم بند در دیوارهای هم بسته می‌تواند به عنوان عضو غیر اصلی محسوب گردد، در صورتیکه پس از تغییر شکل‌های زیاد و خارج شدن از سیستم باربری جانبی، دیوارها همچنان باربری جانبی را تامین کنند. در تمام ساختمان‌ها معمولاً همه اعضای سازه‌ای و همچنین غیرسازه‌ای بر روی سختی، جرم و میرایی ساختمان موثرند و در هنگام زلزله دچار تغییرشکل شده و نیروهایی را متحمل می‌شوند، اما وجود این اعضا برای پایداری ساختمان در برابر زلزله ضروری نمی‌باشد. اعضای سازه‌ای که نقش قابل توجهی در حمل بارهای جانبی دارند، اعضای اصلی و اعضایی که وجود آنها برای حمل بارهای جانبی ضروری نمی‌باشند، اعضای غیر اصلی تعریف می‌شوند.

سطوح عملکرد ساختمان

یک سطح عملکرد نشانه حداکثر خرابی مورد انتظار سازه می‌باشد، بطوری که اگر خرابی از این سطح فراتر رود سازه وارد سطح عملکرد دیگر شده و سطح عملکرد آن تغییر می‌کند.

سطوح عملکرد ساختمان بر اساس سطح عملکرد اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای آن تعیین می‌شود. همچنین برای آشنایی و انتخاب بهتر سطوح مختلف عملکرد ساختمان میزان خسارت وارد بر اعضای اصلی و غیراصلی و همچنین میزان تغییرمکان جانبی گذرا و ماندگار پیش بینی شده برای هر یک از سطوح عملکرد ارائه شده است.

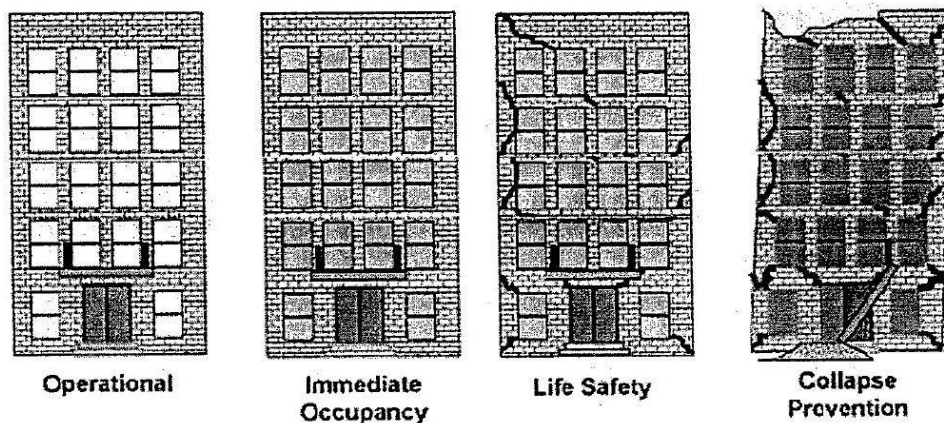
جدول (۵): سطوح عملکرد ساختمان بر اساس سطح عملکرد اجزای سازه ای و غیر سازه ای

سطح عملکرد ساختمان				
خدمت رسانی بی وقفه (A-1)	قابلیت استفاده بی وقفه (B-1)	ایمنی جانی (C-3)	آستانه فرو ریزش (E-5)	
بسیار کم	کم	متوسط	شدید	خسارت کلی ساختمان
سختی و مقاومت اعضا تقریباً تغییری نمی‌کند. تغییرشکل ماندگار و ترک خوردگی در اعضا ایجاد نمی‌شود.	سختی و مقاومت اعضا تقریباً تغییری نمی‌کند. تغییرشکل ماندگار و ترک خوردگی در اعضا ایجاد نمی‌شود.	سختی و مقاومت باقیمانده در تمام طبقات وجود دارد. سیستم باربر ثقلی عمل می‌کند. گسیختگی دیوارها خارج از صفحه آنها رخ نمی‌دهد. تغییر شکل ماندگار در سازه وجود دارد.	سختی و مقاومت باقیمانده ناچیز ولی ستون‌ها و دیوارها عمل می‌کنند. تغییرشکل‌های ماندگار زیاد است. دیوارها و دست اندازهای مهار نشده گسیخته می‌شوند. ساختمان در آستانه فرو ریزش است.	اعضای سازه ای
تمام سیستم‌های لازم	آسانسورها قابل استفاده	از خطرات فرو ریزش	خرابی گسترده در	اعضای

غیرسازه ای	برای عملکرد ساختمان فعال باقی می ماند. دیوارهای داخلی و نما و سقفها ترک نمی خورند. خرابی های ناچیز ایجاد شده و سیستم تاسیسات و برق رسانی فعال باقی می ماند.	مجدد باقی می ماند. تجهیزات اطفا حریق قابل استفاده هستند. تاسیسات ساختمان دچار خرابی ناچیز می شوند به گونه ای که با تعمیر جزئی قابل استفاده می شوند.	اشیاء جلوگیری می شود اما بسیاری از تاسیسات ساختمان و عناصر معماری صدمه می بینند.	اعضای غیر سازه ای ایجاد میشود.
------------	---	---	--	--------------------------------

Operational	O	۱- سطح خدمت رسانی بی وقفه
Immediat Occupancy	IO	۲- سطح استفاده بی وقفه
LifeSafety	LS	۳- سطح ایمنی جانی
Collaps Prevention	CP	۴- آستانه فرو ریزش

رفتار سازه در هر یک از سطوح عملکردی در شکل (۱۳) به صورت شماتیک نشان داده شده است.



شکل (۱۳): نمایش رفتار سازه در سطوح عملکرد مختلف

- ۱- سطوح عملکرد خدمت رسانی بی وقفه (A-۱)
ساختمانی دارای سطح عملکرد خدمت رسانی بی وقفه است که اجزای سازه ای آن دارای سطح عملکرد ۱ (قابلیت استفاده بی وقفه) و اجزای غیرسازه ای آن دارای سطح عملکرد A (خدمت رسانی بی وقفه) باشند.
- ۲- سطوح عملکرد استفاده بی وقفه (B-۱)
ساختمانی دارای سطح عملکرد قابلیت استفاده بی وقفه است که اجزای سازه ای آن دارای سطح عملکرد ۱ (قابلیت استفاده بی وقفه) و اجزای غیر سازه ای آن دارای سطح عملکرد B (قابلیت استفاده بی وقفه) باشند.
- ۳- سطوح عملکرد ایمنی جانی (C-۳)
ساختمانی دارای سطح عملکرد ایمنی جانی است که اجزای سازه ای آن دارای سطح عملکرد ۳ (ایمنی جانی) و اجزای غیر سازه ای آن دارای سطح عملکرد C (ایمنی جانی) باشند.
- ۴- سطوح عملکرد آستانه فرو ریزش (E-۵)
ساختمانی دارای سطح عملکرد آستانه فرو ریزش است که اجزای سازه ای آن دارای سطح عملکرد ۵ (آستانه فرو ریزش) باشند. در این حالت محدودیتی برای سطح عملکرد اجزای غیرسازه ای وجود ندارد (سطح عملکرد لحاظ نشده E).

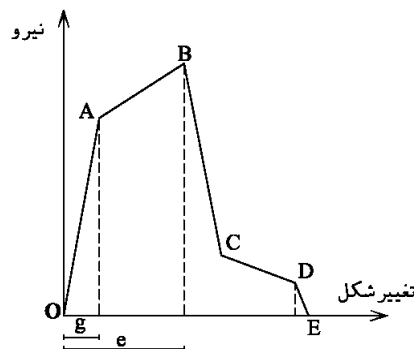
رفتار اجزای سازه

رفتار اجزای سازه با توجه به نوع تلاش داخلی آنها و منحنی «نیرو - تغییرشکل» حاصل به صورت کنترل شونده توسط تغییرشکل و یا کنترل شونده توسط نیرو می‌باشد.

رفتار شکل پذیر

اعضای اصلی سازه برای آنکه کنترل شونده توسط تغییر شکل محسوب شوند باید $\frac{e}{g} \geq 2$ باشد. اما اعضای غیر اصلی که

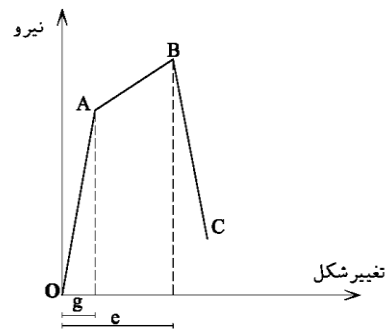
رفتاری مطابق شکل دارند با هر نسبتی از $\frac{e}{g}$ کنترل شونده توسط تغییرشکل محسوب می‌شوند.



شکل (۱۴): رفتار شکل پذیر

رفتار نیمه شکل پذیر

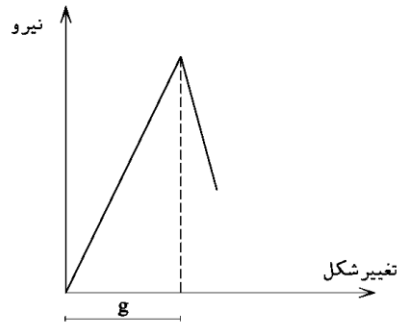
برای آنکه اعضای اصلی و غیر اصلی کنترل شونده توسط تغییر شکل محسوب شوند باید $\frac{e}{g} \geq 2$ باشد.



شکل (۱۵): رفتار نیمه شکل پذیر

رفتار ترد

اعضای اصلی و غیر اصلی با رفتاری مطابق رفتار شکل فوق کنترل شونده توسط نیرو محسوب می‌شوند.



شکل (۱۶): رفتار ترد

مکانیزم خرابی و کنترل آن

رفتار اجزای سازه بر اساس مکانیزم خرابی به دو صورت کنترل می‌شود:

۱- کنترل شونده توسط تغییر شکل

۲- کنترل شونده توسط نیرو

کنترل شونده توسط تغییر شکل

چنانچه عضو در اثر اعمال نیرو و حین تحمل نیرو و ورود به مرحله غیر ارتجاعی از خود تغییر شکل نشان دهد و با اندازه گیری این تغییر شکل بتوان میزان خرابی را تخمین زد، این عضو از اعضای کنترل شونده توسط تغییرشکل محسوب می‌شود. به عنوان مثال مکانیزم خرابی تیر تحت خمش یک مکانیزم خرابی کنترل شونده توسط تغییرشکل محسوب می‌شود. کشش و فشار محوری در مهاربندها باید با رفتار کنترل شونده توسط تغییرشکل در نظر گرفته شود.

کنترل شونده توسط نیرو

اگر مکانیزم خرابی عضو تحت اثر نیرو غیر قابل اندازه گیری به لحاظ تغییرشکل باشد، این عضو از اعضای کنترل شونده توسط نیرو محسوب می‌شود. به عنوان مثال ستونی که تحت اثر بار کمانش کرده و خراب می‌شود، مکانیزم خرابی آن کنترل شونده توسط نیرو محسوب می‌شود.

بطور مثال در ساختمانهای با قابهای مهاربندی شده، نیروی محوری در مهاربندهای قطری، از نوع کنترل شونده توسط تغییرشکل هستند و نیروی موجود در اتصالات مهاربند و نیروی محوری موجود در ستون ها، از نوع تلاش های کنترل شونده، توسط نیرو می‌باشند. بنابراین حداکثر نیرویی که می‌تواند به اتصالات و ستون ها منتقل شود را با جاری شدن و کمانش مهاربند کنترل می‌کنند.

پارامترهای مدلسازی غیر خطی و معیارهای پذیرش اعضا

پارامترهای مدلسازی غیر خطی و معیارهای پذیرش بر اساس نشریه ۳۶۰ [8] در مدلسازی رفتار غیر خطی اعضا مورد استفاده قرار گرفته است. از پارامترهای مدلسازی غیر خطی مندرج در نشریه ۳۶۰ [8] در تعریف منحنی رفتار غیر خطی اعضا استفاده میشود. از معیارهای پذیرش در تعریف سطوح عملکرد استفاده میشود.

پارامترهای مدلسازی غیر خطی و معیارهای پذیرش تیرها

پارامترهای مدلسازی غیر خطی و معیارهای پذیرش تیرها بر اساس نشریه ۳۶۰ [8] در مدلسازی رفتار غیر خطی اعضا مورد استفاده قرار گرفته است. از پارامترهای مدلسازی غیر خطی مندرج در نشریه ۳۶۰ [8] در تعریف منحنی رفتار غیر خطی تیرها استفاده گردیده است. از معیارهای پذیرش در تعریف سطوح عملکرد تیرها استفاده گردیده است. پارامترهای مدلسازی غیر خطی و معیارهای پذیرش تیرها بر اساس نشریه ۳۶۰ [8] در جدول (۶) نشان داده شده است.

جدول (۶): پارامترهای مدلسازی و معیارهای پذیرش تیرها

معیارهای پذیرش					پارامترهای مدل‌سازی			جزء/ تلاش
زاویه‌ی چرخش خمیری، رادیان					نسبت تنش پس‌ماند	زاویه‌ی چرخش خمیری، رادیان		
اعضای اصلی ^{۱۴}		کلیه‌ی اعضا				c	b	
CP	LS	CP	LS	IO				
تیرها - در خمشی ^{۱۵}								
۱۱θ _y	۹θ _y	۸θ _y	۶θ _y	θ _y	۰/۶	۱۱θ _y	۹θ _y	الف: $\frac{h}{t_w} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}, \frac{b_f}{2t_f} \leq 0.3 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$
۴θ _y	۳θ _y	۳θ _y	۲θ _y	۰/۲۵θ _y	۰/۲	۶θ _y	۴θ _y	ب: $3.75 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \leq \frac{h}{t_w} \leq 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ یا $0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \leq \frac{b_f}{2t_f} \leq 0.76 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$
با استفاده از درون‌یابی خطی و کوچک‌ترین مقدار حاصل					پ: مقادیر $\frac{h}{t_w}$ یا $\frac{b_f}{2t_f}$ بین مقادیر داده‌شده در ردیف الف و ب			
رفتار نیروکنترل					ت: $\frac{h}{t_w} \geq 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}, \frac{b_f}{2t_f} \geq 0.76 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$			

پارامترهای مدلسازی غیر خطی و معیارهای پذیرش ستون‌ها:

پارامترهای مدلسازی غیر خطی و معیارهای پذیرش ستون‌ها بر اساس نشریه ۳۶۰ [8] در مدلسازی رفتار غیر خطی اعضا مورد استفاده قرار گرفته است. از پارامترهای مدلسازی غیر خطی مندرج در نشریه ۳۶۰ [8] در تعریف منحنی رفتار غیر خطی ستونها استفاده گردیده است. از معیارهای پذیرش در تعریف سطوح عملکرد ستونها استفاده گردیده است. پارامترهای مدلسازی غیر خطی و معیارهای پذیرش ستونها بر اساس نشریه ۳۶۰ [8] در جدول (۷) شان داده شده است.

جدول (۷): پارامترهای مدلسازی و معیارهای پذیرش ستونها

ستون‌ها - در خمشی (حول محور یا مصالح) ^۱								
برای $P / P_{CL} \leq 0.2$								
۱۱θ _y	۹θ _y	۸θ _y	۶θ _y	θ _y	۰/۶	۱۱θ _y	۹θ _y	الف: $\frac{h}{t_w} \leq 1.76, \frac{b_f}{2t_f} \leq 0.3 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$
۴θ _y	۳θ _y	۳θ _y	۲θ _y	۰/۲۵θ _y	۰/۲	۶θ _y	۴θ _y	ب: $2.7 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \leq \frac{h}{t_w} \leq 4.4 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ یا $0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \leq \frac{b_f}{2t_f} \leq 0.76 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$
با استفاده از درون‌یابی خطی و کوچک‌ترین مقدار حاصل					پ: مقادیر $\frac{h}{t_w}$ یا $\frac{b_f}{2t_f}$ بین مقادیر داده‌شده در ردیف الف و ب			
رفتار نیروکنترل					ت: $\frac{h}{t_w} \geq 4.4 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}, \frac{b_f}{2t_f} \geq 0.76 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$			
برای $0.2 < P / P_{CL} \leq 0.50$								
۴	۶	۲	۵	۰/۲۵θ _y	۰/۲	۴	۳	الف: $\frac{h}{t_w} \leq 1.52 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}, \frac{b_f}{2t_f} \leq 0.3 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$
۱/۲θ _y	۱/۲θ _y	۰/۸θ _y	۰/۵θ _y	۰/۲۵θ _y	۰/۲	۱/۵θ _y	θ _y	ب: $2.34 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \leq \frac{h}{t_w} \leq 3.8 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ یا $0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \leq \frac{b_f}{2t_f} \leq 0.76 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$
با استفاده از درون‌یابی خطی و کوچک‌ترین مقدار حاصل					پ: مقادیر $\frac{h}{t_w}$ یا $\frac{b_f}{2t_f}$ بین مقادیر داده‌شده در ردیف الف و ب			
رفتار نیروکنترل					ت: $\frac{h}{t_w} \geq 3.8 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}, \frac{b_f}{2t_f} \geq 0.76 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$			
رفتار نیروکنترل					برای $P_{UF} / P_{CL} > 0.5$			

پارامترهای مدلسازی غیر خطی و معیارهای پذیرش مهاربندها براساس نشریه ۳۶۰ در جدول (۸) نشان داده شده است.

(جدول ۸): پارامترهای مدل‌سازی مهاربندها در دستورالعمل بهسازی ویرایش ۹۲

جدول (۵-۴): پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش در روش‌های غیرخطی- اجزای سازه‌ی فولادی

معیارهای پذیرش				پارامترهای مدل‌سازی ^{۱ و ۲}				جزء / تلاش
تغییر شکل خمیری				نسبت تنش پس‌ماند	تغییر شکل خمیری			
اعضای غیر اصلی		اعضای اصلی ^۳			کلیه اعضا	a	b	
CP	LS	CP	LS	IO	c	b	a	تیرها و ستون‌ها در کنش (به استثنای تیر و ستون‌های قاب یا مهاربندی واگرا)
۷ Δ _T	۶ Δ _T	۵ Δ _T	۳ Δ _T	۰.۲۵ Δ _T	۱۰۰	۷ Δ _T	۵ Δ _T	مهاربند فشاری (به استثنای مهاربندهای واگرا) ^۴
								برای $\frac{KL}{r} \geq 4.2 \sqrt{E/F_{cr}}$
۱۰۰ Δ _C	۸۰ Δ _C	۸۰ Δ _C	۶۰ Δ _C	۰.۲۵ Δ _C	۰.۳	۱۰ Δ _C	۰.۵ Δ _C	الف: زوج نبشی و زوج تودانی کماتش داخل صفحه ^۵
۹۰ Δ _C	۷۰ Δ _C	۷۰ Δ _C	۵۰ Δ _C	۰.۲۵ Δ _C	۰.۳	۹ Δ _C	۰.۵ Δ _C	ب: زوج نبشی و زوج تودانی کماتش خارج صفحه ^۶
۱۰۰ Δ _C	۸۰ Δ _C	۸۰ Δ _C	۶۰ Δ _C	۰.۲۵ Δ _C	۰.۳	۱۰ Δ _C	۰.۵ Δ _C	پ: مقطع Z یا I
۹۰ Δ _C	۷۰ Δ _C	۷۰ Δ _C	۵۰ Δ _C	۰.۲۵ Δ _C	۰.۳	۹ Δ _C	۰.۵ Δ _C	ت: مقطع قوطی و مقاطع لوله‌ای شکل
								برای $\frac{KL}{r} \leq 2.1 \sqrt{E/F_{cr}}$
۸ Δ _C	۷ Δ _C	۷ Δ _C	۵ Δ _C	۰.۲۵ Δ _C	۰.۵	۸ Δ _C	۱۰ Δ _C	الف: زوج نبشی و زوج تودانی کماتش داخل صفحه ^۷
۷ Δ _C	۶ Δ _C	۶ Δ _C	۴ Δ _C	۰.۲۵ Δ _C	۰.۵	۷ Δ _C	۱۰ Δ _C	ب: زوج نبشی و زوج تودانی کماتش خارج صفحه ^۸
۸ Δ _C	۷ Δ _C	۷ Δ _C	۵ Δ _C	۰.۲۵ Δ _C	۰.۵	۸ Δ _C	۱۰ Δ _C	پ: مقطع Z یا I
۷ Δ _C	۶ Δ _C	۶ Δ _C	۴ Δ _C	۰.۲۵ Δ _C	۰.۵	۷ Δ _C	۱۰ Δ _C	ت: مقطع قوطی و مقاطع لوله‌ای شکل
با استفاده از درون‌یابی خطی بین مقادیر داده‌شده برای مهاربندهای لایه و قوی محاسبه می‌شود.								برای $2.1 \sqrt{E/F_{cr}} < \frac{KL}{r} < 4.2 \sqrt{E/F_{cr}}$
۱۳ Δ _T	۱۱ Δ _T	۹ Δ _T	۷ Δ _T	۰.۲۵ Δ _T	۰.۸	۱۴ Δ _T	۱۱ Δ _T	مهاربند کششی (به استثنای مهاربندی‌های واگرا) ^۹

۱- Δ_C تغییر شکل محوری در بار کماتشی مورد انتظار می‌باشد.

۲- Δ_T تغییر شکل محوری در بار نظیر کششی حد تسلیم (بار لهدگی مورد انتظار) می‌باشد.

تحلیل غیر خطی

در این بخش روش های تحلیل غیر خطی برای ارزیابی عملکرد سیستم های مقاوم جانبی پیشنهاد داده شده مورد بررسی قرار داده می شود.

روش های تحلیل های غیر خطی

تحلیل استاتیکی غیر خطی (پوش اور)^۱ و تحلیل دینامیکی غیر خطی (تاریخچه پاسخ)^۲ بمنظور بدست آوردن اطلاعاتی از سیستم از قبیل: اضافه مقاومت سیستم، تغییرات پیروود و ظرفیت فروریزش بر روی کلیه مدل های نمونه انجام گردیده است. ابتدا تحلیل استاتیکی غیر خطی بمنظور صحت سنجی و معتبر بودن مدل‌سازی و همچنین بدست آوردن داده های آماری مانند اضافه مقاومت سیستم Ω، شکل پذیری بر مبنای پیروود^۳ μ_T انجام گردیده است. سپس تحلیل دینامیکی غیر خطی برای محاسبه ظرفیت فروریزش میانه S_{CT}، و نسبت حد شکست^۴ CMR انجام شده است.

برای انجام دادن هر یک از تحلیل های بالا ابتدا باید بارگذاری ثقلی بر روی مدل سازه های تعریف و اعمال گردد. ترکیب بار مورد استفاده برای بارگذاری ثقلی متفاوت از ترکیب بار مورد استفاده برای طراحی سازه های نمونه می باشد، بنابراین در این پژوهش برای اعمال بارهای ثقلی از ترکیب بار پیشنهاد شده در نشریه ۳۶۰ ویرایش ۱۳۹۲ [8] استفاده گردیده و بصورت رابطه زیر که در زیر آورده شده است:

$$Q_G = 1.1[Q_D + Q_L]$$

که در آن Q_D بار مرده و Q_L ۲۵٪ بار زنده طراحی کاهش نیافته است که نباید از بار زنده واقعی موجود در هنگام ارزیابی کمتر باشد.

تحلیل استاتیکی غیر خطی (پوش اور)

تحلیل استاتیکی غیر خطی پس از اعمال بارهای ثقلی که از ترکیب بار رابطه (۳-۱) برای آنها استفاده گردیده بود، تحت نیروهای جانبی استاتیکی که نحوه توزیع این نیروها در ارتفاع سازه های نمونه در ادامه آورده شده است انجام گردیده است. در

¹ Nonlinear Static Analysis

² Nonlinear Dynamic Analysis

³ Period Based Ductility

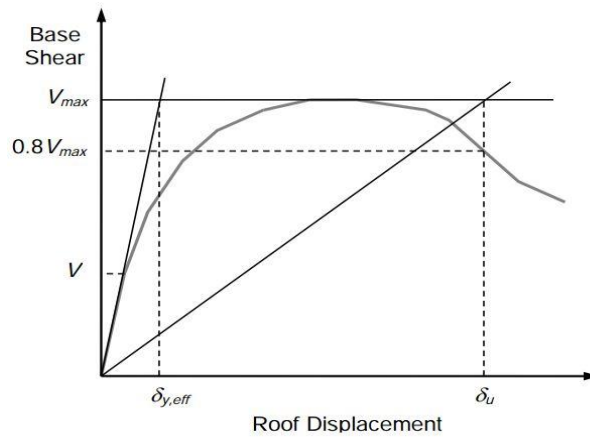
⁴ Collapse Margin Ratio

واقع، تحلیل پوش اور مطابق با روش تحلیل استاتیکی غیرخطی (NSP) ۳ نشریه ۳۶۰ ویرایش ۱۳۹۲ [8] تعریف شده، انجام گردیده است. همچنین، چگونگی توزیع نیروهای جانبی در ارتفاع سازه مطابق با بند ۳-۳-۳-۱ همین آیین نامه بوده است. بنابراین براساس این بند توزیع عمودی نیروهای جانبی F_x در تراز هر طبقه X متناسب با شکل مد اول سازه های نمونه بوده است و به بیان ریاضی بصورت رابطه زیر قابل بیان کردن می باشد:

$$F_x \propto m_x \cdot \phi_{1,x}$$

که m_x جرم در تراز X یا جرم هر طبقه در تراز X و $\phi_{1,x}$ شکل مد اول در تراز یا طبقه X می باشد. به عبارت دیگر، نیروی جانبی اعمال شده بر سازه های نمونه در هر طبقه از حاصل ضرب جرم هر طبقه در مقدار شکل مد اول آن طبقه بدست آمده است.

مطابق با روش [1] FEMA P695 سازه باید تا تغییر مکانی هل داده شود یا عبارتی تحلیل تا زمانی ادامه یابد که برش پایه پایه سازه به ۸۰ درصد برش پایه حداکثر برسد یا به عبارت بهتر، نقطه شکست سازه یا تغییرمکان شکست سازه به تغییرمکان متناظر با برش پایه ای گفته می شود که این برش پایه ۸۰ درصد برش پایه حداکثر قابل تحمل سازه باشد. باید توجه گردد که تغییر مکان اشاره گردیده در بالا به تغییرمکان بام اطلاق می گردد. به منظور درک بهتر در شکل (۱۷) بصورت شماتیک مفاهیم ارائه شده نشان داده شده است.



شکل (۱۷): منحنی پوش اور تحلیل استاتیکی غیر خطی

در شکل V_{max} ، برش پایه حداکثر، V ، برش پایه طراحی سازه، δ_u ، تغییرمکان نهایی یا تغییرمکان شکست سازه یا تغییرمکان متناظر با نقطه ای که در آن نقطه ۲۰ درصد از مقاومت سازه از دست رفته است ($0.8V_{max}$). تحلیل استاتیکی غیرخطی برای تعیین V_{max} و δ_u انجام و سپس با استفاده از این پارامترها فرا مقاومت سازه های نمونه (Ω) و شکل پذیری بر مبنای پریود (μ_T) محاسبه گردیده است. ضریب فرا مقاومت برای مدل سازه های نمونه (Ω) بصورت رابطه زیر تعریف می گردد که نسبت برش پایه حداکثر قابل تحمل V_{max} ، به برش پایه طراحی V می باشد.

$$\Omega = \frac{V_{max}}{V}$$

شکل طیف رکورد های انتخاب شده بر روی ظرفیت فروریزش سازه های نمونه تأثیر گذار می باشد، زیرا قبل از فروریزش، کشیدگی یا اضافه پریود^۵ در سازه اتفاق می افتد که این تغییر در پریود مد اول (T_1) باعث اثر گذاشتن مقادیر طیفی در پریود های بزرگتر از پریود مد اول بر روی پاسخ سازه می گردد. با ایجاد یک رابطه مناسب برای مقادیر β_1 (برای کسب اطلاعات

⁵ Period Elongation

بیشتر در مورد پارامتر β_1 و نحوه محاسبه آن به [1] FEMA P695 مراجعه گردد)، بصورت ایده آل می توان رابطه ای را برای پیش بینی مقادیر تقریبی اضافه پریرود مانند نسبت پریرود در آستانه فرو ریزش به پریرود اولیه T_1 را ایجاد نمود. به هر حال، پریرود در آستانه فروریزش پارامتری تقریباً ناشناخته مانده است. بنابراین [1] FEMA P695 یک روش جایگزین را برای محاسبه اضافه پریرود پیشنهاد کرده است.

بمنظور ایجاد یک روش جایگزین برای محاسبه اضافه پریرود، ابتدا باید ظرفیت تغییرشکل سازه را با استفاده از تحلیل پوش اور تعیین گردد. سپس با تعریف پارامتر μ_T که شکل پذیری بر مبنای پریرود نامیده شده است می توان از این روش جایگزین برای محاسبه اضافه پریرود استفاده نمود. نحوه محاسبه پارامتر μ_T در ادامه تشریح شده است. ریشه دوم μ_T با تقریب خوبی با نسبت پریرود در آستانه فروریزش به پریرود مد اول (T_1) برابر می باشد. بهر حال، این رابطه بصورت کاملاً دقیق برقرار نمی باشد زیرا شکل تغییرشکل یافته سازه در زمان خرابی سازه تغییر می کند. با این وجود، پارامتر μ_T جایگزینی قابل قبول برای تعیین تقریبی اضافه پریرود قبل از فروریزش می باشد. شکل پذیری بر مبنای پریرود (μ_T) بصورت نسبت جابجایی نسبی نهایی بام (δ_u) به جابجایی نسبی موثر تسلیم بام تعریف شده و مطابق با رابطه زیر محاسبه می گردد:

$$\mu_T = \frac{\delta_u}{\delta_{y,eff}}$$

در رابطه بالا به $\delta_{y,eff}$ جابجایی نسبی موثر تسلیم بام گفته می شود و از رابطه زیر محاسبه می گردد.

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

که به ضریب C_0 ، نسبت جابجایی بام سازه چند درجه آزادی به جابجایی بام سازه یک درجه آزادی، $\frac{V_{max}}{W}$ برش پایه حداکثر همپایه شده با وزن سازه، g ثابت ثقل، T دوره تناوب اساسی (مد اول) (پریرود تجربی که در آیین نامه ۲۸۰۰ ویرایش ۴ [6] تعریف گردیده است) و T_1 پریرود مد اول سازه های نمونه که با استفاده از تحلیل مقادیر ویژه پس از طراحی سازه های نمونه محاسبه شده است، گفته می شود.

ضریب C_0 ضریب اصلاح برای ارتباط تغییرمکان طیفی سیستم یک درجه آزادی به تغییرمکان بام سیستم چند درجه آزادی است که در نشریه ۳۶۰ ویرایش ۱۳۹۲ [8] بصورت رابطه زیر تعریف شده است و برابر است با:

$$C_0 = \frac{\sum_1^N m_x \varphi_{1,x}}{\varphi_{1,r} \sum_1^N m_x \varphi_{1,x}^2}$$

که m_x ، جرم در تراز x یا در طبقه x و $\Phi_{1,x}(1,r)$ ، مقدار جابجایی جانبی مود اول در تراز x (بام) و N ، تعداد طبقات یا تعداد تراز ها می باشد.

تحلیل دینامیکی غیر خطی

مطابق با روش پیشنهاد گردیده در [1] FEMA P695 بمنظور ارزیابی عملکرد لرزه ای سازه های نمونه باید علاوه بر تحلیل استاتیکی غیرخطی تحلیل دینامیکی غیرخطی نیز انجام گردد. بنابراین، تحلیل دینامیکی غیرخطی با استفاده از ۱۰ جفت شتاب نگاشت و براساس مفهوم تحلیل IDA که توسط [15] Vamatsikos and Cornell (2000) معرفی گردیده است، انجام شده است. در ادامه توضیحاتی در خصوص مفهوم تحلیل IDA، نحوه انجام آن و پارامترها و خروجی های در نظر گرفته شده در این پژوهش آورده شده است.

مطابق [1] FEMA P695 هر گروه عملکردی باید دارای سه مدل باشد بنابراین از سه مدل ۲۰ و ۴۰ و ۶۰ طبقه استفاده شده. همچنین مدل ها باید دارای ارتفاع متفاوت باشند و از ضوابط نشریه ۳۶۰ جهت معرفی مشخصات مفاصل پلاستیک به نرم افزار استفاده شود.

نتیجه گیری

در این تحقیق سه سازه ۲۰، ۴۰ و ۶۰ طبقه با سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی لوله ای مهاربندی شده فولادی تحت تحلیل های استاتیکی غیر خطی و دینامیکی غیر خطی افزایش یافته قرار گرفتند و نتایج زیر حاصل گردید:

در تحلیل استاتیکی غیر خطی با افزایش ارتفاع بر مقاومت افزون سازه ها افزوده شده است. به ترتیب برای سازه ۲۰، ۴۰ و ۶۰ طبقه مقاومت افزون برابر با ۳/۰۹، ۳/۴۰ و ۶/۷۴ بدست آمده است.

در تحلیل استاتیکی غیر خطی شکل پذیری برمبنای پیوند با افزایش ارتفاع کاهش و به ترتیب برابر با ۷/۱۶۰، ۶/۶۷ و ۲/۵۵ برای سازه های ۲۰، ۴۰ و ۶۰ طبقه بدست آمده است.

در تحلیل دینامیکی افزایش یافته، نسبت حد فروریزش (CMR) برای سازه ۴۰ از سازه ۲۰ و ۶۰ طبقه کمتر و نسبت حد فروریزش سازه ۶۰ طبقه از سازه ۲۰ طبقه بیشتر بدست آمده است. نسبت حد فروریزش به ترتیب برای سازه های ۲۰، ۴۰ و ۶۰ برابر با ۱/۳۴۳، ۱/۲۰ و ۱/۵۴۶ حاصل گردیده است.

ACMR بترتیب برابر با ۲/۱۴، ۲/۲۳۲ و ۲/۳۸ بدست آمده است و با توجه به اینکه $ACMR_{20\%}$ برابر با ۱/۵۶ می باشد، بنابراین ضریب رفتار برابر با ۷ برای سازه های ۲۰، ۴۰ و ۶۰ طبقه مناسب می باشد.

با افزایش ارتفاع ضریب رفتار کمتر شده است و حاشیه اطمینان سازه ها بیشتر شده است.

ACMR متوسط گروه عملکردی برابر با ۲/۲۵ حاصل گردیده است که از $ACMR_{10\%}$ که برابر با ۱/۹۶ است بزرگتر می باشد و این نشان دهنده این موضوع است که ضریب رفتار برابر با ۷ برای سازه های نمونه مناسب می باشد.

با افزایش ارتفاع در مدل ها مقاومت افزون در سازه ها بیشتر شده و شکل پذیری کمتر شده است.

پیشنهادها

۱. محاسبه ضریب رفتار برای سازه های با تعداد طبقات بیشتر.
۲. محاسبه ضریب رفتار برای سازه های در پهنه های لرزه ای متفاوت.
۳. بررسی ضریب رفتار در سازه های بتنی دارای مهاربند های قطری.
۴. بررسی ضریب رفتار سازه های نامنظم در پلان و ارتفاع.
۵. بررسی ضریب رفتار با روش های دیگر و مقایسه با روش [1] FEMA P695.

منابع و مآخذ

منابع فارسی:

- [6] استاندارد ۲۸۰۰، (۱۳۹۳)، آیین نامه طراحی ساختمان در برابر زلزله، ویرایش ۴، تهران مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن.
- [7] مبحث دهم، (۱۳۹۲)، طرح و اجرای ساختمان های فولادی، ویرایش ۱۳۹۲، تهران مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن.
- [8] نشریه شماره ۳۶۰، دستورالعمل بهسازی لرزه ای ساختمانهای موجود (تجدید نظر اول)، ۱۳۹۲، معاونت برنامه ریزی و نظارت راهبردی رییس جمهور

مراجع لاتین:

- FEMA. (2009). "Quantification of building seismic performance factors." FEMA P695, Washington, DC.
- ATC-40, 1996, Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, prepared by the Applied Technology Council (Report No. ATC-40), Redwood City, California for the California Seismic Safety Commission (Report No. SSC 96-01).
- FEMA 273, 1997, NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, prepared by the Building Seismic Safety Council for the Federal Emergency Management Agency, 1997, Washington, D.C. (FEMA Publication No. 273).

- FEMA (2000), FEMA 356 Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- FEMA. (2004). "Improvement of inelastic seismic analysis procedures." FEMA 440, Washington, DC.
- Po-Chien Hsiao, Dawn E. Lehman and Charles W. Roeder, "Evaluation of the response modification coefficient and collapse potential of special concentrically braced frames," EARTHQUAKE ENGINEERING & STRUCTURAL DYNAMICS Earthquake Engng Struct. Dyn. 2013; 42:1547-1564.
- F. Zareian¹, D. G. Lignos², and H. Krawinkler³, "Evaluation of seismic collapse performance of steel special moment resisting frames using FEMA P695 (ATC-63) methodology," Structures Congress 2010 . 2010.
- AISC, 2005, *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, ANSI/AISC 341-05, American Institute for Steel Construction, Chicago, Illinois.
- ASCE, 2005, *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*, ASCE 7-05, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia.
- Jinkoo Kim, Soyeon Kim, "Performance-based seismic design of staggered truss frames with friction dampers," Thin-Walled Structures 111 (2017) 197-209.
- Kyoung Sun Moon, "Stiffness-based design methodology for steel braced tube structures: A sustainable approach," Engineering Structures 32 (2010) 3163-3170.
- Vamvatsikos, D., and Cornell, C.A., 2002, "Incremental Dynamic Analysis," Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 31, Issue 3, pp. 491-514.
- Bertero VV. Strength and deformation capacities of buildings under extreme environments. In Structural Engineering and Structural Mechanics, Pister KS (ed.). Prentice-Hall: Englewood Cliffs, NJ, 1977; 211-215.
- Luco N, Cornell CA. Effects of connection fractures on SMRF seismic drift demands. ASCE Journal of Structural Engineering 2000; 126:127-136.
- Mehanny SS, Deierlein GG. Modeling and assessment of seismic performance of composite frames with reinforced concrete columns and steel beams. Report No. 136, The John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University, Stanford, 2000.
- Nassar AA, Krawinkler H. Seismic demands for SDOF and MDOF systems. Report No. 95, The John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University, Stanford, 1991.
- PEER, 2006b, *PEER Structural Performance Database*, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Available at <http://nisee.berkeley.edu/spd/> and <http://maximus.ce.washington.edu/~peer1/>.
- Haselton, C.B., and Deierlein, G.G., 2007, *Assessing Seismic Collapse Safety of Modern Reinforced Concrete Frame Buildings*, John A. Blume Earthquake Engineering Center Technical Report No. 156, Stanford University, Stanford, California.
- Baker, J.W. and Cornell, C.A., 2006, "Spectral shape, epsilon and record selection," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 34 (10), pp. 1193-1217.
- Baker, J.W., 2005, *Vector-Valued Ground Motion Intensity Measures for Probabilistic Seismic Demand Analysis*, Ph.D. Dissertation, Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University, Stanford, California.
- Boore, D.M., Joyner, W.B., and Fumal, T.E., 1997, "Equations for estimating horizontal response spectra and peak accelerations from western North America earthquakes: a summary of recent work," *Seismological Research Letters*, 68 (1), pp. 128-153.

- Haselton, C.B., and Baker, J.W., 2006, "Ground motion intensity measures for collapse capacity prediction: Choice of optimal spectral period and effect of spectral shape," *Proceedings*, 8th National Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, California.
- Goulet, C., Haselton, C.B., Mitrani-Reiser, J., Stewart, J., Taciroglu, E., and Deierlein, G.G., 2006, "Evaluation of seismic performance of a codeconforming reinforced-concrete frame buildings - part I, ground motion selection and structural collapse simulation," *Proceedings*, 8th National Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, California.
- Zareian, F., 2006, *Simplified Performance-Based Earthquake Engineering*, Ph.D. Dissertation, Dept. of Civil and Environmental Engineering, Stanford University, Stanford, California.
- Haselton, C.B., 2006, *Assessing Seismic Collapse Safety of Modern Reinforced Concrete Moment-Frame Buildings*, Ph.D. Dissertation, Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University, Stanford, California.
- Ibarra, L.F., and Krawinkler, H., 2005b, *Global Collapse of Frame Structures Under Seismic Excitations*, PEER Report 2005/06, and John A. Blume Earthquake Engineering Center Technical Report No. I-8 References FEMA P695 152, Department of Civil Engineering, Stanford University, Stanford, California.
- Ibarra, L., and Krawinkler, H., 2005a, "Effect of uncertainty in system deterioration parameters on the variance of collapse capacity," *Proceedings*, ICOSSAR'05, Rome, Italy, pp. 3583-3590, Millpress, Rotterdam, ISBN 90 5966 040 4.
- HUMER J. L. and A. RAHGOZAR, 1996, "CONCEPT OF OVERSTENGTH IN SEISMIC DESIGN," Elsevier Science Ltd Paper No. 639.