

نیاز لرزه ای ستون ها در قاب های مهاربندی همگرای ناپیوسته در ارتفاع

امین محب خواه¹، مرضیه عاکفی²

1- استادیار سازه، گروه مهندسی عمران، دانشگاه ملایر، ملایر، ایران

amoheb@malayeru.ac.ir

2- دانشجوی کارشناسی ارشد سازه، گروه مهندسی عمران، دانشگاه ملایر، ملایر، ایران

marzie.akefi@malayeru.ac.ir

چکیده

در طراحی قاب های فولادی مهاربندی شده در برخی موارد به دلیل ملاحظات معماری، طراح ناچار به جابجایی مهاربند در پلان ساختمان می شود. این نوع سازه ها طبق اکثر آیین نامه های معتبر از جمله استاندارد 2800 نامنظم تلقی می شوند. در این قبیل سازه ها، ستون های زیر ناپیوستگی باید برای ترکیب بارهای زلزله تشدید یافته طراحی شوند. هدف از این پژوهش عبارتست از بررسی دقت ضریب اضافه مقاومتی که در این ترکیب بارها برای تشدید زلزله به کار گرفته می شود. در این راستا با استفاده از تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیر خطی، ظرفیت یک قاب مهاربندی همگرای فولادی سه طبقه در دو حالت منظم و نامنظم (با جابجایی خارج از صفحه مهاربندی در طبقه همکف) و نیز نیاز لرزه ای ستون های زیر ناپیوستگی برآورد شده و ضرایب اضافه مقاومت حاصل از این محاسبات با ضرایب پیشنهادی آیین نامه مقایسه شده است. نتایج حاصل بیانگر این مطلب است که در قاب های مهاربندی کوتاه مرتبه، ضریب اضافه مقاومت واقعی قاب های نامنظم از قاب های منظم کمتر می باشد.

واژه های کلیدی: تحلیل تاریخچه زمانی، مهاربند، ناپیوستگی در پلان، قاب فولادی

1. مقدمه

امروزه یکی از روش های متداول طراحی سازه ها استفاده از سیستم های مهاربندی در کنار قاب های ساده و خمشی می باشد. در برخی از موارد به دلیل اقتضای شرایط معماری، طراح ناچار به جا به جا کردن مهاربندها در پلان ساختمان می باشد، این نوع از جا به جایی در اکثر آیین نامه های معتبر با عنوان نامنظمی در پلان ساختمان (نامنظمی افقی) شناخته می شود ولی تا کنون رفتار لرزه ای این قبیل سازه ها به صورت جامع بررسی نشده است. در برخی از ساختمان ها به علت نیاز به باز شو در طبقه همکف برای ورودی پارکینگ و مواردی از این دست، مشاهده شده است که طراح مهاربندها را در طبقه همکف در پلان جا به جا نموده و به قاب هایی در صفحات مجاور منتقل کرده است.

مبحث ششم از مقررات ملی ساختمان ایران (1) با دسته بندی این نوع از سازه ها در رده ی ساختمان هایی که اعضای باربر جانبی آن تا روی شالوده ادامه پیدا نمی کند، تنها به ارائه ترکیب بارهای زیر، اضافه بر ترکیب بارهای معمول برای ستون هایی که این عضو را تحمل می نمایند، اکتفا نموده است:

$$1.0 D + 0.8 L \pm \Omega E \quad (1)$$

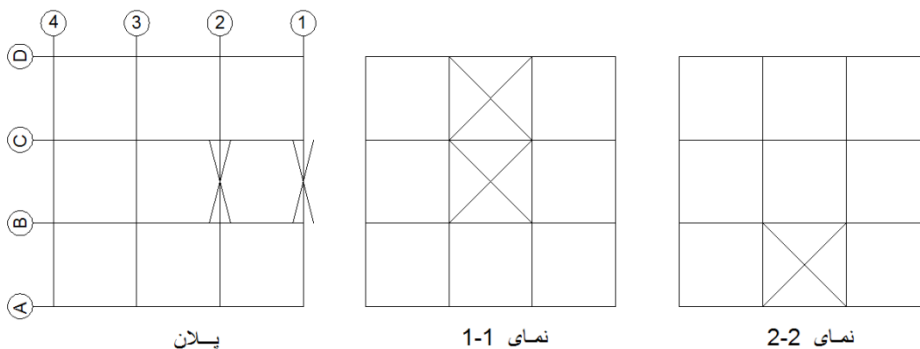
$$0.85 D \pm \Omega E \quad (2)$$

که در روابط فوق D ، L و E به ترتیب بارهای محوری ستون ناشی از بارهای مرده، زنده و زلزله می باشند. پارامتر اضافه مقاومت (Ω) نیز برابر $2/8$ در نظر گرفته می شود. در مبحث دهم از مقررات ملی ساختمان ایران (2) پارامتر اضافه مقاومت برای این سازه ها برابر عدد 2 پیشنهاد شده است؛ همچنین برای تیرهای حدفصل مهاربندی های جا به جا شده، اتصالات آن ها و دیافراگم ما بین آن ها، ضوابطی ارائه شده است ولی با این حال تحلیل استاتیکی معادل این نوع از ساختمان ها مجاز شناخته می شود. این در حالی است که در آیین نامه 7-ASCE [3]، تنها تحلیل طیفی و تحلیل تاریخچه زمانی پاسخ لرزه ای برای سازه های دارای نامنظمی افقی و قائم مجاز دانسته شده است.

تا کنون مطالعات گسترده ای بر روی انواع نامنظمی ها در ارتفاع ساختمان های کوتاه و بلند مرتبه مانند نامنظمی های جرم، سختی و مقاومت انجام شده است به عنوان مثال: والموسن و نائو [4] 1997؛ العلی و کروینکلر [5] 1998؛ داس و نائو [6] 2003؛ چین تای پکدی و چوپرا [7] 2004؛ سادی شاوا و دیگران [8] 2010. اما در مورد ناپیوستگی مهاربندها پژوهش های محدودی صورت گرفته است که عمدتاً به بررسی نامنظمی مهاربندها در ارتفاع ساختمان در یک صفحه مربوط می شوند؛ در این زمینه می توان به مقاله محب خواه و نصراله بیگی [9] 2012 اشاره نمود [9]. راهنمای آیین نامه 5-7-ASCE [10] در راستای شرح نامنظمی در پلان به ذکر مثالی از این نوع نامنظمی می پردازد و ساختمان خدمات شهری امپریال در ال سنتر و کالیفرنیا را معرفی می نماید که یک ساختمان بتن مسلح 6 طبقه با سیستم مقاوم جانبی از نوع دیوار برشی بوده که در طبقه همکف در یکی از قاب ها، دیوار برشی به قاب صفحه مجاور انتقال یافته بود. ستون طبقه همکف این ساختمان طی زلزله دره امپریال در 15 اکتبر 1979 دچار شکست شد، علت آسیب این ساختمان در چند نقطه موضوع چندین مقاله بوده؛ در این بین، [A.W.Plunkett & R.Shepherd 1983] [11] در مقاله ای با عنوان "آنالیز خرابی ساختمان خدمات شهری امپریال" به بررسی رفتار لرزه ای این ساختمان با استفاده از روش های آنالیز استاتیکی و تاریخچه زمانی پرداختند که نتایج آن با مشاهدات میدانی انطباق مناسبی داشت و ثابت کردند که ترکیب اثر لنگرهای دو محوره و بار محوری در خرابی ستون طبقه همکف تأثیر بسزایی داشته است.

در پژوهش حاضر ساختمان هایی که در آن ها مهاربندها در طبقه همکف در صفحه جا به جا شده است (شکل 1)، مورد بررسی قرار می گیرند و با استفاده از تحلیل دینامیکی غیر خطی به بررسی رفتار لرزه ای این

سیستم و اجزای مؤثر آن، از جمله ستون های مرتبط با این سیستم و نیز ضرایب مقاومت افزون، پرداخته خواهد شد.



شکل (1): پلان و نمای سازه نامنظم سه طبقه

1. روش انجام تحقیق

در پژوهش حاضر یک سازه سه طبقه به صورت سه بعدی مدل شده است و سپس نتایج حاصل از تحلیل استاتیکی در نرم افزار ETABS [12] با نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیر خطی در نرم افزار Seismostruct [13] مقایسه شده است. برای انجام تحلیل تاریخچه زمانی از هفت شتاب نگاشت سازگار با طیف طرح آیین نامه که با طیف طرح مقیاس شده اند، استفاده شده است.

2. انتخاب و مقیاس شتاب نگاشت ها

طبق مقررات آیین نامه 2800 [14] برای انجام تحلیل تاریخچه زمانی به دو روش می توان از شتاب نگاشت ها استفاده نمود:

- 1- اجرای تحلیل با سه رکورد زلزله و استناد به مقادیر حداکثر
- 2- اجرای تحلیل با هفت رکورد زلزله و استناد به مقادیر میانگین

در سال های اخیر در راستای آنکه بتوان با استفاده از تحلیل تاریخچه زمانی با کمترین میزان خطا ظرفیت واقعی سازه را تعیین نمود، مطالعات زیادی در خصوص استفاده از الگوریتم های فرا ابتکاری برای انتخاب و

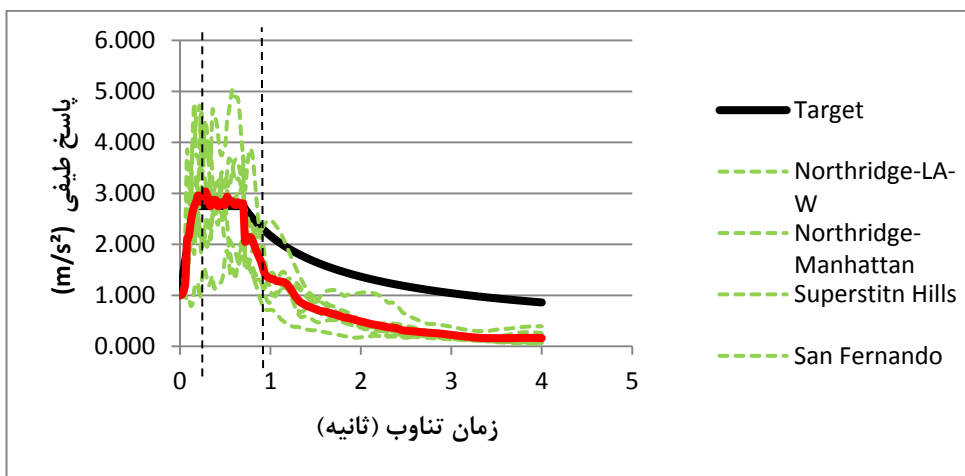
مقیاس شتاب نگاشت ها انجام شده تا بیشترین انطباق را با طیف طرح آیین نامه دارا باشند (به عنوان مثال: نعیم و همکاران 2004 [15]؛ علیمرادی و همکاران 2005 [16]؛ شهروزی و سازجینی 2012 [17]؛ کیهان و همکاران 2011 [18]). در این پژوهش برای انتخاب و مقیاس طیف شتاب نگاشت ها با طیف طرح آیین نامه از الگوریتم ترکیبی جستجوی هارمونی و دسته ذرات بهینه یاب استفاده شده است. بدین منظور ابتدا 62 زلزله از سایت PEER NGA DATA BASE [19] با در نظر گرفتن شرایط ذیل انتخاب شده اند :

- 1- بزرگای زلزله ها : 6-8/5
- 2- فاصله از رومرکز : 10 تا 70 کیلومتر
- 3- سرعت متوسط موج برشی : 175 تا 375 متر بر ثانیه
- 4- نوع خاک : خاک نوع 3

در ادامه 7 شتاب نگاشت که بیشترین انطباق را با طیف طرح آیین نامه داشتند با استفاده از الگوریتم جستجوی هارمونی انتخاب شده و با الگوریتم دسته ذرات بهینه یاب مقیاس شده اند، در جدول (1)، هفت شتاب نگاشت انتخابی و ضرایب مقیاس مورد نیاز مبحث ششم و درصد خطای طیف میانگین حاصل با طیف آیین نامه ارائه شده است. زمان تناوب سازه سه طبقه 0/38 ثانیه در نظر گرفته شده است، بنابراین طیف رکوردها در بازه 0.2T (0/08 ثانیه) تا 1.5T (0/7 ثانیه) باید منطبق یا بالاتر از طیف آیین نامه برای خاک نوع 3 باشد. طیف شتاب نگاشت ها در شکل (2) ارائه شده است.

جدول (1): شتاب نگاشت های مورد استفاده در تحلیل دینامیکی غیر خطی

شماره	زلزله	ایستگاه	PGA (m/s ²)	ضریب مقیاس
1	Cape Mendocino 1992	Rio Dell Overpass	0/385	1/604
2	Loma Prieta 1989	Halls Valle	0/134	1/415
3	N. Palm Springs 1986	Indio - Coachella Canal	0/053	1/251
4	Northridge 1994	Manhattan Beach	0/201	2/316
5	Northridge 1994	LA - W 15th St	0/104	1/114
6	San Fernando 1971	125 Lake Hughes	0/145	0/772
7	Superstitn Hills(B) 1987	Centro Imp. Co. Cent	0/358	1/776
	درصد خطا			4/34 %



شکل (2): طیف شتاب نگاشت ها و مقایسه طیف میانگین با طیف طرح آیین نامه

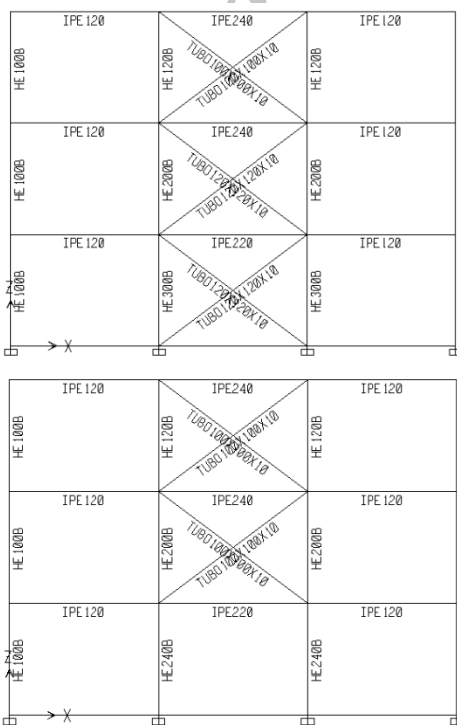
3. طراحی و تحلیل مدل های مورد مطالعه

در پژوهش حاضر برای بررسی اثرات جابجایی مهاربند در پلان بر روی ظرفیت کلی سازه و نیز نیاز محوری ستون های متأثر از جابجایی، یک مدل سه بعدی از یک قاب فولادی سه طبقه با مهاربندی همگرا با استفاده از تحلیل استاتیکی در نرم افزار Etabs تحلیل و طراحی گردید. این قاب در دو حالت منظم (با زنجیره مهاربندی پیوسته) و نامنظم (با زنجیره مهاربندی ناپیوسته به دلیل جابجایی خارج از صفحه مهاربندی در طبقه همکف) مورد بررسی قرار می گیرد. نمای قاب محور 1-1 از سازه منظم و نامنظم مورد مطالعه در شکل (3) نشان داده شده است. طراحی سازه بر اساس ضوابط طراحی لرزه ای مبحث دهم مقررات ملی با استفاده از روش LFRD می باشد. محل ساختگاه، شهر لس آنجلس انتخاب شده است که با توجه به شباهت لرزه خیزی این منطقه با مناطق لرزه خیز شدید ایران، انتخاب مناسبی می باشد. ستون های زیر زنجیره ناقص مهاربندها برای ترکیب بارهای شدید یافته طبق روابط (1) و (2) کنترل می شوند.

بعد از طراحی سازه های مورد نظر با استفاده از نتایج روش تحلیل استاتیکی معادل و اعمال زلزله شدید یافته، آنالیز دینامیکی با استفاده از هفت شتاب نگاشت انتخاب شده انجام شد. از آنجا که در خلال تحلیل دینامیکی غیرخطی برای محاسبه ضرایب اضافه مقاومت نیاز است که جرم از روی سازه حذف گردد تا نسبت تلاش محوری بدست آمده از تحلیل صرفاً ناشی از زلزله باشد و با توجه با اینکه این عمل سبب تغییر خصوصیات سازه که نیروی اینرسی بر آن ها تأثیر مستقیم دارد، مانند اندازه و توزیع نیرو، جابجایی در پلان و ... می گردد، از ستون معادل که در مطالعات گذشته مانند (ریچاردز 2008 [20]؛ مکرا و همکاران 2004 [21]؛ سابلی و همکاران 2003 [22]) به کار گرفته شده است استفاده می شود. با استفاده از این مفهوم، مقدار جرم هر طبقه به

صورت 4 جرم متمرکز در چهار گوشه سازه بر روی ستونی خارج از سیستم مهاربندی جانبی قرار گرفته و با المان های پیوندی صلب به مهاربندها متصل می شوند. همچنین، با توجه به اینکه جرم گسترده به صورت متمرکز مدل شده است، در هر یک از 4 نقطه تمرکز جرم، مقدار لختی دورانی جرم ها نیز محاسبه شده و در این نقاط قرار می گیرد.

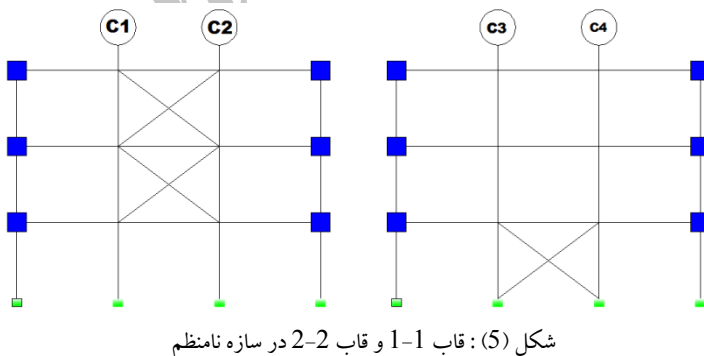
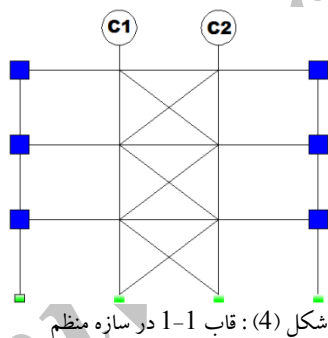
با توجه به اینکه پاسخ لرزه ای هر سازه وابسته به خواص دینامیکی و پاسخ اجزای تشکیل دهنده ی سازه است و از آنجا که در پژوهش حاضر به بررسی قاب های مهاربندی شده همگرا پرداخته می شود، رفتار لرزه ای غیر خطی کل سیستم به مدل سازی درست رفتار هیسترتیک هر یک از مهاربندها که در حین وقوع زلزله های شدید دچار کماتش یا تسلیم شدگی می شوند بستگی خواهد داشت [23]. برای دست یابی به این مهم، از مدل سازی بر اساس "پلاستیک شدگی گسترده" و با استفاده از روش المان فینر دار مطابق با روش پیشنهادی یوریز و مهین 2008 [23] استفاده شده است، که صحت این مدل و توانایی این روش برای برآورد پاسخ لرزه ای سازه های فولادی در مطالعات گذشته از جمله (سلیمانپور و اربابی 2007 [24] و محب خواه و نصراله بیگی 2012 [9]) تایید شده است. در این مدل عضو مهاربندی به چهار المان تقسیم می گردد و در عین حال از یک خیز کم به عنوان نقص اولیه استفاده می شود. با استفاده از این مدل می توان مقاومت کماتشی، رفتار پس کماتشی، مقاومت کششی، تغییر شکل خارج از صفحه و رفتار هیسترتیک مهاربندها با سطح مقطع فشرده را شبیه سازی نمود [9].



شکل (3): نمای قاب محور 1-1 از سازه منظم و نامنظم

4. نتایج تحلیل

ضریب اضافه مقاومت کلی سازه در جدول 2 نشان داده شده است. V_{II} برش پایه دینامیکی است که میانگین برش های پایه محاسبه شده از هفت شتاب نگاشت مورد بررسی می باشد. ضرایب اضافه مقاومت در ستون های زیر نامنظمی برای قاب 1-1 نامنظم و منظم نیز در جدول 3 نشان داده شده است. P_{II} میانگین نیروی محوری ستون های زیر نامنظمی است که از تحلیل دینامیکی توسط هفت شتاب نگاشت به دست آمده و P_e نیز نیروی محوری استاتیکی معادل ستون ها می باشد. در شکل (4) و شکل (5) نحوه نامگذاری ستون ها نشان داده شده است.



جدول (2): مقادیر ضریب اضافه مقاومت کلی در سازه سه طبقه

انواع قاب	برش پایه استاتیکی معادل V_e (KN)	برش پایه دینامیکی V_{II} (KN)	ضریب اضافه مقاومت (Ω)
منظم	1690/59	4626/43	2/74

نامنظم	1690/6	3740/05	2/21
--------	--------	---------	------

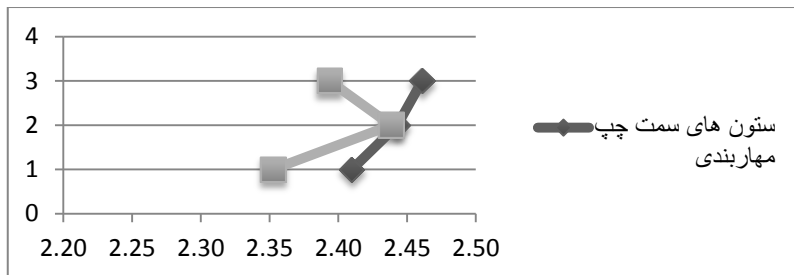
جدول (3): مقادیر ضریب اضافه مقاومت در ستون های قاب سه طبقه

انواع قاب	ستون کنار بادبند	طبقه	P_e (KN)	P_u (KN)	ضریب اضافه مقاومت (Ω)
منظم	C1	1	1100/5	2651/9	2/41
		2	565/98	1382/7	2/44
		3	157/27	387/03	2/46
	C2	1	1100/5	2588/8	2/35
		2	565/98	1380/1	2/44
		3	157/27	376/42	2/39
نامنظم	C1	1	825/65	1571/7	1/90
		2	571/39	1097/5	1/92
		3	158/62	309/11	1/95
	C2	1	825/65	1584/2	1/92
		2	571/39	1125/6	1/97
		3	158/62	299/01	1/89
	C3	1	359/55	770/75	2/14
	C4	1	359/55	767/36	2/13

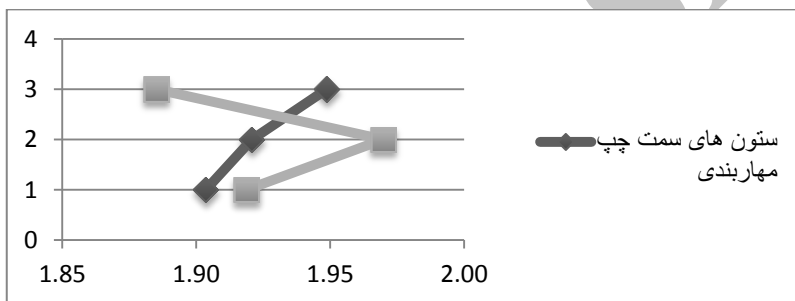
مقدار ضریب اضافه مقاومت در آیین نامه ASCE7 و همچنین مبحث دهم مقررات ملی ساختمان برابر 2/0 است و در مبحث ششم از مقررات ملی ساختمان این ضریب برابر 2/8 در نظر گرفته می شود. با مقایسه این ضرایب با ضرایب حاصل از تحلیل دینامیکی برای سازه منظم (2/74) و نیز ستون های این سازه که در بازه 2/35 الی 2/46 با میانگین 2/41 می باشند، می توان نتیجه گرفت که استفاده از ضریب اضافه مقاومت کلی سازه برای تشدید نیروهای محوری لرزه ای ستون ها در تحلیل استاتیکی معادل این سازه منظم منطقی بوده و بهتر است در جهت اطمینان از ضریب پیشنهادی مبحث ششم (2/8) استفاده شود.

از طرفی با مقایسه ضرایب حاصل از تحلیل دینامیکی برای سازه نامنظم (2/21) و نیز ستون های این سازه در قاب اصلی که در بازه 1/89 الی 1/97 با میانگین 1/92 می باشند، می توان نتیجه گرفت که استفاده از ضریب اضافه مقاومت 2/0 برای تشدید نیروهای محوری لرزه ای ستون ها در تحلیل استاتیکی معادل این سازه نامنظم منطقی بوده (حتی برای ستون های ذیل ناپیوستگی)، ولی برای ستون های مجاور مهاربندی جابجا شده در قاب مجاور بهتر است در جهت اطمینان از ضریب اضافه مقاومت 2/2 استفاده شود. ملاحظه می گردد که در تحلیل دینامیکی قاب نامنظم، بار محوری نهایی کمتری به ستون های مجاور مهاربندی وارد شده است که احتمالاً به دلیل مشارکت

ستون های قاب مجاور (قاب 2-2) در تحمل نیروی زلزله می باشد. نمودار مقایسه ضرایب اضافه مقاومت برای سازه منظم و نامنظم در شکل های (6) و (7) نشان داده شده است.



شکل (6): اضافه مقاومت برای ستون های دو طرف مهاربندی سازه منظم



شکل (7): اضافه مقاومت برای ستون های دو طرف مهاربندی سازه نامنظم

5. نتیجه گیری

در طراحی لرزه ای سازه هایی با زنجیره ناپیوسته مهاربند در پلان، ستون های زیر نامنظمی با استفاده از ضریب اضافه مقاومت کل قاب برای زلزله تشدید یافته طراحی می شوند. از آنجا که در طرح سازه های نامنظم با استفاده از تحلیل استاتیکی معادل به دلیل نامعلوم بودن رفتار واقعی این سازه ها، همواره نگران در نظر گرفتن ظرفیت مناسب سازه با اعمال ضرایب اضافه مقاومت هستیم، با توجه به نتایج پژوهش حاضر که شرایط حقیقی سازه بر مبنای مدل هایی که صحت آن ها در مطالعات پیشین تایید شده و با در نظر گرفتن شرایط آیین نامه، می توان نتیجه گرفت که: در سازه های منظم ضریب اضافه مقاومت پیشنهادی مبحث ششم مقررات ملی، $2/8$ ، ضریب منطقی بوده و نیاز لرزه ای ستون های سازه را به درستی تخمین می زند ولی در سازه های نامنظم می توان از ضریب پیشنهادی مبحث دهم مقررات ملی و آیین نامه ASCE-7، $2/0$ ، استفاده نمود. البته برای ستون های مجاور مهاربندی در سازه مهاربندی سه طبقه، اضافه مقاومت $2/2$ مناسب تر است. همچنین در قاب نامنظم بار محوری

نهایی کمتری به ستون های مجاور مهاربندی وارد شده است که احتمالاً به دلیل مشارکت ستون های قاب مجاور در تحمل نیروی زلزله می باشد. البته بایستی صحت و سقم این ضرایب در مطالعات دیگری برای سازه های بلند و میان مرتبه مورد بررسی و تجزیه و تحلیل قرار گیرد.

6. مراجع

- [1] دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، مبحث ششم ملی مقررات ملی ساختمان ایران، بارهای وارد بر ساختمان. 1385. وزارت مسکن و شهرسازی: تهران-ایران.
- [2] دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، مبحث دهم ملی مقررات ملی ساختمان ایران، طرح و اجرای ساختمانهای فولادی. 1387. وزارت مسکن و شهرسازی: تهران-ایران.
- [3] ASCE07, A.S.o.C.E., *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*, in ASCE 7-10. 2010, American Society of Civil Engineers: Reston, Virginia 20191.
- [4] V.Valmundsson and J. Nau, *Seismic Response Of Building Frames With Vertical Structural Irregularities*. *Structural Engineering*, 1997. 123 No.1: p. 13.
- [5] Ali,A.K.and H.Krawinkler, *EFFECTS OF VERTICAL IRREGULARITIES ON SEISMIC BEHAVIOR OF BUILDING STRUCTURES* in Department of Civil and Environmental Engineering 1998, Stanford University p.221
- [6] Das, S. and J. M.Nau, *Seismic Design Aspects of Vertically Irregular Reinforced Concrete Buildings*. *Earthquake Spectra*, 2003. 19(3)
- [7] Chintanapakdee, C. and A.K. Chopra, *Seismic Response of Vertically Irregular Frames: Response History and Modal Pushover Analyses*. *Structural Engineering*, 2004. 130 No.8: p. 10
- [8] Sadashiva, V.K., G. MacRae, and B. Deam, *Simple Methods to Evaluate Structural Irregularity Effects*, in *New Zealand Society of Earthquake Engineering Conference (NZSEE-2010)*. 2010, NZSEE Conference Proceedings Paper 12: Wellington, New Zealand.
- [9] Mohebbkhan, A. and S.Nasrollah Beigy, *Seismic Behavior of SCBFs with Reduced Braced Span*, in *3rd National Conference on Earthquake & Structure*. 2012, ACECR of Kerman University: Kerman, Iran.
- [10] *Seismic Loads* , *Guide to the Seismic Load Provisions of ASCE 7-05*, Finley A.Charney, Ph.D.,P.E
- [11] [R. Shepherd](#), and [A. W. Plunkett](#) , *Damage Analyses of Imperial County Services Building* , *Journal of Structural Engineering* ,July 1983, No.7,pp.1711-1726
- [12] ETABS,Nonlinear, v9.7.4, Computers and Structures,Inc.Berkeley University. 2011. P. Extended 3D Analysis of Building systems.
- [13] *SeismoStruct*, v6.5, *SeismoSoft*.2013. p. *Finite Element package capable of predicting the large displacement behaviour of space frames under static or dynamic loading*

[14] آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله، "استاندارد 84-2800"، ویرایش 3، 1387، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن: تهران-ایران.

[15] Naeim. F, Alimoradi. A, and Pezeshk. Sh , Selection and Scaling of Ground Motion Time Histories for Structural Design Using Genetic Algorithms, *Earthquake Spectra*, 20(2), 2004, pp.413-426.

[16] Alimoradi . A, Pezeshk . Sh, Naeim. F, and Frigui . H, Fuzzy Pattern Classification of Strong Ground Motion Records, *Journal of Earthquake Engineering*, 9(3), 2005, pp.307-332.

[17] Shahrouzi . M, Sazjini. M, Refined Harmony search for Optimal Scaling and Selection of Accelerograms, *Journal of Scientia Iranica* 19(2), 2012, pp.218-224.

[18] Kayhan . A, Korkmaz. K, and Irfanoglu . A, Selecting and Scaling Real Ground Motion Records Using Harmony Search Algorithm, *Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 31, 2011, pp.941-953.

[19] Pacific Earthquake Engineering Research Center, PEER NGA database (2013), <http://peer.berkeley.edu/nga/>.

[20] Richards, P.W., *Seismic Column Demands in Ductile Braced Frames*. *Journal of Structural Engineering*, 2008. 135, No.1: p. 10.

[21] MacRae, G.A., Y. Kimura, and C. Roeder, *Effect of Column Stiffness on Braced Frame Seismic Behavior*. *Journal of Structural Engineering*, 2004. Vol. 130(No. 3)

[22] Sabelli, R., S. Mahin, and C. Chang, *Seismic demands on steel braced frame buildings with buckling restrained braces*. *Engineering Structures Journal*, 2003. Vol 25.

[23] Uriz, P. and S.A. Mahin, *Toward Earthquake-Resistant Design of Concentrically Braced Steel-Frame Structures*, in *PEER Report 2008/08* 2008, University of California, Berkeley: California.

[24] Salmanpour, A.H. and F. Arbabi, *Seismic Reliability of Concentrically Braced Steel Frames*, in *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*. 2008, WCEE: Beijing-China.