

ارزیابی لرزه‌های ساختمان‌های بلند فولادی با سیستم هسته مهاربندی و مهار بازویی با استفاده از منحنی‌های شکنندگی و پروفیل خسارت

الهام احمدی^۱، فرهاد دانشجو^{۲*}

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد عمران گرایش سازه، دانشگاه تربیت مدرس، تهران

۲- استاد سازه، دانشکده عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس، تهران

* danesh_fa@modares.ac.ir

تاریخ پذیرش: [۱۳۹۵/۷/۱۹]

تاریخ دریافت: [۱۳۹۵/۱/۱۵]

چکیده

نوع سازه‌ای مهار بازویی و کمربند خرابایی کارایی زیادی در کاهش پاسخ سازه‌های بلند در برابر بارهای جانبی دارد. در این پژوهش رفتار لرزه‌ای ساختمان‌های بلند مجهز به مهار بازویی بررسی می‌شود و تأثیر اضافه کردن مهار بازویی بر ظرفیت لرزه‌ای، چگونگی توزیع نیاز لرزه‌ای در ارتفاع و منحنی‌های شکنندگی در سطح عملکردی آستانه فروریزش مورد مطالعه قرار می‌گیرد. بدین منظور در ابتدا سه ساختمان ۲۰، ۲۵ و ۳۰ طبقه به صورت سه بعدی طراحی و در هر ساختمان یکی از قاب‌های میانی با سیستم قاب خمشی ویژه و مهاربند همگرا، با استفاده از نرم-افزار Opensees به صورت دو بعدی مدل شده و رفتار غیر ارتجاعی قاب‌ها در دو حالت وجود و عدم وجود مهار بازویی با استفاده از تحلیل دینامیکی غیر خطی فزاینده IDA بررسی شده است. نتایج نشان می‌دهد سازه‌های مجهز به مهار بازویی در تراز بالاتری از میزان ظرفیت Sa دچار گسیختگی شده و ظرفیت شدت لرزه‌ای آن‌ها افزایش می‌یابد. چگونگی توزیع تغییر مکان نسبی در ارتفاع سازه نشان می‌دهد در سازه‌های بدون مهار بازویی تجمع تغییر مکان نسبی در ناحیه پاسخ غیر الاستیک در حوالی طبقات میانی سازه رخ داده است. حال آن‌که در سازه‌های مجهز به مهار بازویی، تجمع تغییر مکان نسبی در طبقات تحتانی منجر به تشکیل سازکار طبقه نرم می‌شود. پس سخت نمودن بیش از حد سازه در یک تراز مشخص می‌تواند باعث حاکم شدن مدهای بالاتر بر رفتار سازه و هم چنین امکان ایجاد طبقه نرم در ترازهای پایینی و بالایی طبقه مهار شده شود. همچنین منحنی‌های شکنندگی نشان می‌دهد احتمال فروریزش در سازه‌های مجهز به مهار بازویی به دلیل افزایش سختی سازه، کاهش می‌یابد. با افزایش ارتفاع در سازه‌های با و بدون مهار بازویی احتمال فروریزش بیشتر می‌شود که به دلیل حاکم شدن آثار مرتبه دوم است.

واژگان کلیدی: ساختمان بلند، سیستم مهار بازویی و کمربند خرابایی، رفتار لرزه‌ای، تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده IDA.

۱- مقدمه

بلند احداث شده در دهه‌های گذشته نیازمند بازنگری دوباره در سیستم لرزه‌ای خود است. [1]. از سیستم مهار بازویی و خرابای کمربندی معمولاً به عنوان روشی موثر برای کنترل تغییر مکان‌های جانبی زیاد در طراحی اولیه ساختمان‌های بلند

مقاوم سازی ساختمان‌های بلند در دنیا با گذر زمان رو به افزایش است. با توجه به آخرین پیشرفت‌های حاصل شده در تحلیل، طراحی و ساخت این سازه‌ها، بسیاری از ساختمان‌های

و همکاران^۴ یک روش ساده برای تحلیل ارائه نمودند که آن را برای استفاده در طراحی اولیه قاب‌های مهاربندی بلند با مهار بازویی تحت بارگذاری جانبی پیشنهاد نمودند. [7] ویو و لی^۵ عملکرد سازه‌ای یک ساختمان بلند با چند مهار بازویی را مطالعه کردند. آن‌ها تأثیر قرارگیری مهار بازویی، تعداد مهارهای بازویی و تغییرات سختی المان‌های سازه‌ای را بر روی لنگر پای هسته، تغییر مکان نسبی فوقانی و پیوند طبیعی سیستم را بررسی کردند. سپس موقعیت بهینه مهارهای بازویی را بر اساس کمینه کردن مقدار لنگر پای هسته با استفاده از یک الگوریتم غیرخطی بهینه‌سازی تعیین نمودند [8]. همچنین تارانات پیشنهادهایی راجع به مکان بهینه یک مهار بازویی یا چند مهار بازویی بر اساس قواعد کاهش تغییر مکان نسبی ارائه نمود. [9]. پژوهش‌های صورت گرفته، اهمیت تعیین موقعیت و تعداد مهار بازویی را نشان می‌دهند.

در این پژوهش رفتار لرزه‌ای ساختمان‌های بلند با مهار بازویی و تأثیر اضافه کردن مهار بازویی بر ظرفیت لرزه‌ای، چگونگی توزیع نیاز لرزه‌ای در ارتفاع و منحنی‌های شکنندگی در سطح عملکردی آستانه فروریزش بررسی می‌شوند. برای این منظور در ابتدا سه ساختمان ۲۰، ۲۵ و ۳۰ طبقه به صورت سه بعدی طراحی و در هر ساختمان یکی از قاب‌های میانی با سیستم قاب خمشی ویژه و مهاربند همگرا، با استفاده از نرم‌افزار OpenSees به صورت دو بعدی مدل می‌شود. محل مهار بازویی در فاصله ۰/۴۴۵ ارتفاع سازه از بالای آن مطابق نظر تارانات [4] لحاظ می‌شود. سپس رفتار غیر ارتجاعی قاب‌ها و تأثیر اضافه کردن طبقه سخت بر منحنی‌های میانه‌IDA، تأثیر ارتفاع سازه‌ها بر وضعیت فروریزش، آثار ایجاد طبقه سخت بر چگونگی توزیع نیاز لرزه‌ای جابه‌جایی نسبی طبقات در ارتفاع در سطح عملکردی آستانه فروریزش، منحنی شکنندگی و تأثیر ارتفاع سازه‌ها بر منحنی‌های شکنندگی، و نمودارهای بارافزون سازه‌ها به دست آمده از تحلیل استاتیکی غیرخطی در دو حالت وجود و عدم وجود مهار بازویی بررسی می‌شود.

استفاده می‌شود [2]. در این سیستم هسته مرکزی به وسیله یک بازوی مهاربندی شده، به ستون‌های محیطی متصل می‌شوند. ستون‌های محیطی نیز به وسیله خرپای کمربندی به هم متصل خواهند شد. خرپای کمربندی باعث می‌شود که ستون‌های محیطی به صورت هماهنگ‌تری در برابر بارهای جانبی عمل کنند [3].

هنگامی که سازه تحت اثر بارهای جانبی قرار می‌گیرد، چرخش هسته به وسیله بازوها، از طریق کشش در ستون‌های جهت بار و فشار در ستون‌های جهت خلاف بار محدود می‌شود. در این صورت ستون‌های خارجی به غیر از نیروی ثقلی، قسمت عمده‌ای از نیروی جانبی را تحمل می‌نمایند [3]. (شکل ۱)

شکل ۱. عملکرد سیستم مهار بازویی در برابر بار جانبی [۳]

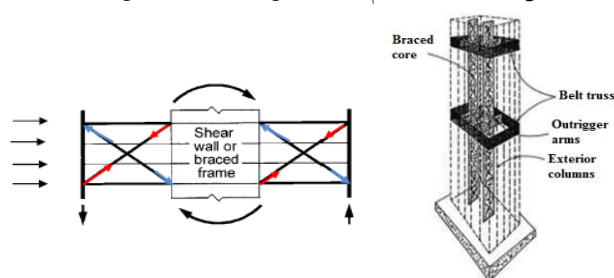


Fig. 1. Outrigger truss behavior under lateral loading [3]

تارانات^۱ تحلیل و طراحی سازه‌های با یک مهار بازویی را بررسی و هم چنین موقعیت بهینه مهار بازویی را در ارتفاع سازه با رویکرد کاهش "تغییر مکان نسبی" تعیین نمود. وی تراز مناسب برای استقرار یک بازو را در ۰/۴۵۵ برابر ارتفاع سازه عنوان کرد [4]. مک نب و مودی^۲ موقعیت‌های بهینه برای دو مهار بازویی را در ۰/۳۱۵ و ۰/۶۸۵ ارتفاع سازه از بالای آن تعیین نمودند [5]. اسمیت و سلیم^۳ رفتار سازه‌های با مهار بازویی تحت بارگذاری جانبی یکنواخت مورد دارند. در مطالعات آنها موقعیت بهینه مهار بازویی بر اساس کاهش تغییر مکان نسبی و لنگر پایه سازه تعیین می‌شود، که این کار از طریق پارامتر بدون بعدی و تابعی از سختی خمشی هسته به ستون و هسته به مهار بازویی انجام شده است [6]. هندر کمپ

1 Taranath

2 Mc nabb & Muvdi

3 Smith & Salim

4 Hoenderkamp et al

5 Wu & Li

۲- مدلسازی و درستی سنجی

۱-۲- طراحی اولیه مدل‌های بررسی شده

سه مدل سازه‌ای ۲۰، ۲۵ و ۳۰ طبقه با استفاده از نرم‌افزار Etabs Nonlinear v 9.6.0 تحلیل و طراحی می‌شود. بارهای جانبی و بارهای ثقلی مرده و زنده نیز بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ [10] و مبحث ۶ مقررات ملی ساختمان [11] تعیین می‌شود و بر اساس مبحث دهم مقررات ملی ساختمان [12] طراحی می‌شود. همان‌گونه که در مقدمه عنوان شد، آثار مهار بازویی و کمر بند خربایی در طراحی اولیه اعضا در نظر گرفته نشده‌اند و به لحاظ مقاومت اعضا و همچنین تغییر مکان نسبی طبقات از حدود آیین‌نامه عبور کرده‌اند تا با وضعیت ساختمان‌های موجود که نیاز به انجام مقاوم سازی دارند، هماهنگی بیشتری داشته باشند. سازه‌های بررسی شده در هر جهت دارای ۶ دهانه به طول ۵ متر است و تنها دو قاب واقع در هسته مرکزی باربر جانبی بوده که دارای سیستم دوگانه با اتصالات خمشی ویژه به همراه دو دهانه با مهاربندهای همگرا در هر جهت است. سایر قاب‌ها دارای اتصالات مفصلی و در واقع تنها دارای وظیفه تحمل بارهای ثقلی هستند. به دلیل آنکه الحاق مهار بازویی به یک طبقه از سازه موجب ایجاد نامنظمی غیر هندسی در ارتفاع آن می‌شود، احتمال شکل‌گیری طبقه نرم وجود دارد. با توجه به اینکه در مدل‌های مذکور اضافه شدن مهار بازویی موجب می‌شود سختی طبقه مورد نظر ۶۰ درصد افزایش یابد، پس احتمال شکل‌گیری طبقه نرم مطابق با بند ۴-۱۸ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش سوم وجود دارد. بنابراین مطابق استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش سوم، به علت نامنظم بودن سازه‌ها پس از الحاق مهار بازویی و ارضا نشدن شرط ارتفاع قاب (کمتر از ۵۰ متر) در ادامه از روش تحلیل دینامیکی غیر خطی IDA برای تحلیل استفاده شده است.

۲-۲- مدل سازی در Opensees

هرچند مدل طراحی شده به صورت سه بعدی است، ولی تحلیل دینامیکی افزاینده در Opensees روی تنها یک قاب دو بعدی از سازه انجام گرفته است. از این رو قاب واقع در محور

۳ از سازه استخراج و در نرم افزار Opensees مدلسازی شده است. شکل (۲)

شکل ۲. نمای دو بعدی و پلان ساختمان‌ها قبل و بعد از تعبیه مهار

بازویی و کمر بند خربایی
قاب مطالعه شده مجهز
قاب مطالعه شده در
به مهار بازویی و کمر بند
حالت بدون مهار
بازویی
خربایی

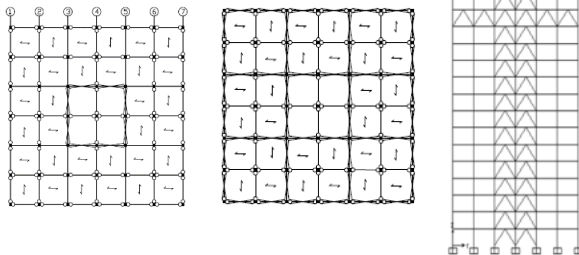


Fig. 2. Two dimensional side and top view of buildings with and without outrigger and belt trvss

فرضیه‌های زیر برای شبیه‌سازی مدل در نرم‌افزار Opensees [13] در نظر گرفته شده است. (۱) مدل سازی تیرها و ستون‌ها به وسیله المان غیرخطی تیر-ستون^۱ و مقاطع چند لایه فایبر^۲ صورت گرفته است. (۲) مدل‌سازی هسته مهاربندی به وسیله المان غیرخطی تیر-ستون بر مبنای نیرو و برای در نظر گرفتن کمانش، یک تغییر شکل اولیه به میزان ۱/۱۰۰۰ طول عضو در آن لحاظ شده است. (۳) مدل‌سازی مهارهای بازویی به وسیله المان‌های خربایی^۳ صورت گرفته است. (۴) با توجه به اینکه قاب دو بعدی نصف سختی جانبی سازه‌ی سه بعدی طراحی شده را در یک جهت دارد، پس لازم است که نصف جرم کلی ساختمان در نظر گرفته شود. لازم به گفتن است که جرم قاب دو بعدی براساس رابطه‌ی (۲۰٪ بار زنده + بار مرده)^۴ محاسبه می‌شود. (۵) تنش تسلیم $\frac{kg}{cm^2}$ ۲۴۰۰، مدول الاستیسیته $E = 2.1 * 10^6 \frac{kg}{cm^2}$ و تنش نهایی $\frac{kg}{cm^2}$ ۳۷۰۰ انتخاب شده است.

1 Nonlinear beam column

2 fiber

3 Truss element

شکل ۵. رفتار هیسترسیز به دست آمده از آنالیز مدل Open Sees

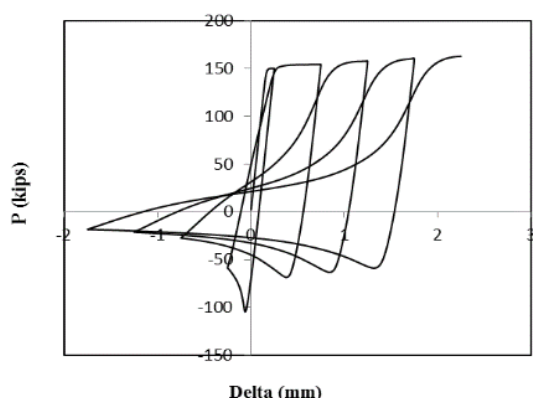


Fig. 5. Hysteresis behavior obtained from Open Sees model analysis

یکی از عللی که باعث این امر می‌شود بروز پدیده کمناش موضعی است که در نتایج آزمایشگاهی دیده می‌شود ولی در مدل تحلیلی در نظر گرفته نمی‌شود. بنابراین با این روش می‌توان کمناش مهاربند را مدل نمود.

۴-۲- میرایی برای تحلیل‌های غیر خطی در ساختمان‌های بلند

گزارش ATC/PEER 72-1 برای سازه‌های بلند نمودار و روابطی را برای تعیین درصد میرایی سازه پیشنهاد می‌کند [15]. مقادیر ارائه شده در روابط ۱ و ۲ برای درصد میرایی معادل به منظور تحلیل‌های تاریخیچه زمانی غیرخطی ارائه شده است.

$$D = \frac{\alpha}{30} \quad \text{for } N < 30 \quad (1)$$

$$D = \frac{\alpha}{N} \quad \text{for } N > 30 \quad (2)$$

در روابط بالا D بیشینه درصد میرایی و N تعداد طبقات سازه است. برای ضریب α محدوده تغییرات ۶۰ تا ۱۲۰ پیشنهاد شده است. در حالت کلی برای سازه‌های فولادی ضریب α به سمت مقادیر پایین (۶۰) و برای سازه‌های بتنی به سمت بالای بازه (۱۲۰) میل می‌کند. [15]. با توجه به اینکه در این پژوهش سه ساختمان ۲۰، ۲۵ و ۳۰ طبقه فولادی مدل شده است، مقدار ضریب α به صورت محافظه کارانه برابر ۶۰ اختیار شده بنابراین درصد میرایی ذاتی برای سازه‌های بررسی شده ۲٪ لحاظ شده است.

۳-۲- مدل یک عضو فشاری در برنامه Opensees برای بررسی

روش المان محدودی

برای بررسی درستی روش بیان شده به منظور مدل کردن کمناش مهاربند، یک عضو فشاری که پیشتر روی آن کارهای آزمایشگاهی صورت گرفته بود، انتخاب، و مدل شده است. آزمایش‌های اوریز و ماهین^۱ روی اعضای مهاربندی صورت گرفته است. [14] در آزمایش‌های ایشان با اعمال جابه‌جایی دوره‌ای به مطالعه رفتار هیسترسیز اعضا به صورت مجزا پرداخته‌اند. به منظور ایجاد قابلیت کمناش برای اعضای محوری، عضو در طول به دو قسمت تقسیم شده و یک انحراف کوچک (۰/۱٪) خارج از محور به آن تخصیص داده می‌شود

شکل (۳)

شکل ۳. مدل المان محدود مهاربند [۱۵]

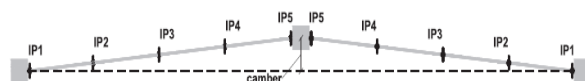


Fig. 3. Finite element model of the brace [15]

در شکل‌های (۴ و ۵) به ترتیب رفتار هیسترسیز به دست آمده از آزمایش و مدل مطالعه حاضر نشان داده شده است. ملاحظه می‌شود که رفتار به دست آمده در چند سیکل اول بارگذاری، هماهنگی مناسبی با نتایج آزمایشگاهی دارد و با افزایش دوره‌های جابه‌جایی از هماهنگی نتایج کاسته می‌شود.

شکل ۴. رفتار هیسترسیز به دست آمده از آزمایش [۱۵]

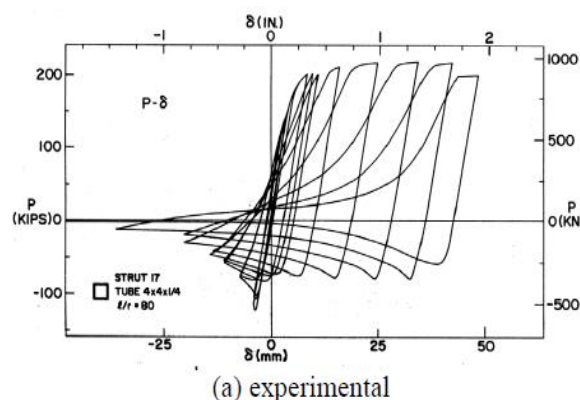


Fig. 4. Hysteresis behavior obtained experimentally [15]

جدول ۱. شتاب‌نگاشت‌های حوزه دور در نظر گرفته شده برای تحلیل

دینامیکی افزایشی

No	Earthquake	M	R km	PGA [g]
1	Northridge 1994	6.7	46.9	0.072
2	Northridge 1994	6.7	41.7	0.256
3	Northridge 1994	6.7	43.4	0.098
4	Loma Prieta 1989	6.9	30.6	0.06
5	Loma Prieta 1989	6.9	44.8	0.073
6	San Fernando 1971	6.6	23.5	0.157
7	Duzce, Turkey 1999	7.1	120	0.008
8	Duzce, Turkey 1999	7.1	27.4	0.042
9	Landers 1992	7.3	95.9	0.048
10	Landers 1992	7.3	96.4	0.043
11	San Fernando 1971	6.6	20.3	0.283
12	Northridge 1994	6.7	23.7	0.185
13	Northridge 1994	6.7	20.1	0.163
14	Northridge 1994	6.7	32.3	0.063
15	Northridge 1994	6.7	32.3	0.197
16	Northridge 1994	6.7	51.2	0.09
17	San Fernando 1971	6.6	24.2	0.268
18	N. Palm Springs 1986	6.0	71.1	0.044
19	N. Palm Springs 1986	6.0	34.9	0.247
20	Morgan Hill 1984	6.2	31.4	0.024

Far field earthquakes considered in incremental dynamic analysis (TDA) (PEER site)

Table.1. Selected for field earthquakes for IDA analysis

۳-۲- تعیین سطح عملکردی CP روی منحنی IDA

در این پژوهش حد مجاز پتانسیل فروریزش مربوط به تغییر مکان نسبی ۵٪ به این دلایل انتخاب شده است: (۱) تحلیل‌های غیرخطی از دقت مناسبی در تغییر مکان نسبی طبقات ۵٪ برخوردارند. (۲) مشاهدات آزمایشگاهی نشان می‌دهد در این تغییر مکان نسبی بیشتر اتصالات تیر به ستون و ستون‌ها به اندازه کافی مقاوم باقی نمی‌مانند. آزمایش‌ها روی قاب‌های مهاربندی همگرای ویژه که شامل اتصالات گاست پلیت^۵ است، نشان می‌دهد که در این اتصالات یکپارچگی لنگر خمشی مقاوم اولیه حتی پس از گسیختگی مهاربند حفظ

۳- آنالیز دینامیکی غیرخطی فزاینده^۱ IDA

در این روش از مقیاس کردن شتاب‌نگاشت‌های زلزله‌های گذشته به گونه‌ای که رفتار سازه را از حالت الاستیک خطی تا مرحله فروریزش پوشش دهد، استفاده می‌شود [17]. در این پژوهش، بیست رکورد لرزه‌ای که روی خاک سخت (سرعت موج برشی بین ۳۶۰ تا ۷۵۰ متر بر ثانیه) با فاصله دور از گسل (در فاصله ۲۰ تا ۱۲۰ کیلومتری کانون) ثبت شده، انتخاب شده است. شتاب‌نگاشت‌های موردنظر با مشخصات مندرج در جدول (۱) از سایت PEER [16] استخراج شده‌اند.

۳-۱- انتخاب شاخص شدت و شاخص خسارت

شاخص شدت^۲ IM بررسی و ارزیابی شده در این مطالعه Sa(Tn, 2%) است که منظور پارامتر شدت طیفی متناظر با n پریود از سازه است. این موضوع به وسیله و امواتسیکوس و کرنل^۳ ارزیابی شده است. بدین ترتیب که در این نوع IM اثر مدهای بالاتر بالاخص برای سازه‌های مرتفع لحاظ شده است. اما روش محاسبه این پارامتر اندازه شدت برای تاثیر آن بر ساختمان‌های مفروض به صورت رابطه (۳) است:

$$IM = S_a(T_a, 2\%)^{1-\beta-\lambda} \cdot S_a(T_b, 2\%)^\beta \cdot S_a(T_c, 2\%)^\lambda \quad (3)$$

$$= S_a(T_a, 2\%) \left[\frac{S_a(T_b, 2\%)}{S_a(T_a, 2\%)} \right]^\beta \left[\frac{S_a(T_c, 2\%)}{S_a(T_a, 2\%)} \right]^\lambda$$

بهترین مقادیر پیشنهاد شده برای مقادیر β و λ برابر ۱/۳ می‌باشد. در رابطه بالا T_a برابر با پریود مد اول، T_b پریود مد دوم و T_c پریود مد سوم در این مطالعه است [17]. با توجه به اینکه خرابی می‌تواند در اثر تغییر مکان و یا تغییر مکان نسبی بیش از حد در سازه باشد، پارامتر اندازه خرابی^۴ DM برابر با میزان تغییر مکان نسبی طبقات در نظر گرفته شده است.

1 Incremental Dynamic Analysis

2 Intensity Measure

3 Vamvatsikos & Cornell

4 Damage Measure

ورق متصل کننده اعضای مهار بند به تیر و ستون 5 Gusset Plate

شکل ۷. منحنی‌های IDA به ترتیب مربوط به قاب‌های ۲۵، ۳۰ و بدون مهار بازویی

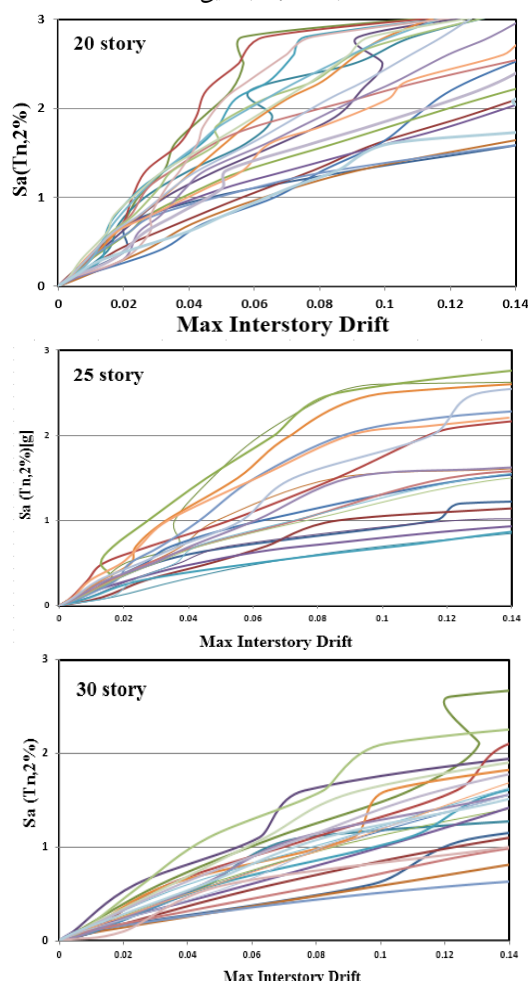


Fig. 7. IDA Curves for 20/ 25 and 30 storey frames with outrigger

در ادامه به بررسی نتایج حاصل از منحنی‌های IDA پرداخته می‌شود.

۴-۱- تأثیر اضافه کردن طبقه سخت بر منحنی‌های میانه IDA در این بخش، آثار ایجاد طبقه سخت بر ظرفیت لرزه‌ای بررسی شده است. برای این منظور، منحنی صدک‌های آماری ۵۰٪ یا IDA/۵۰ سازه بدون مهار بازویی در شکل ترسیم شده است و با منحنی IDA/۵۰ سازه دارای مهار بازویی مقایسه شده است، که در شکل‌های (۸ الی ۱۰) به ترتیب مربوط به قاب ۲۰، ۲۵ و ۳۰ طبقه نشان داده شده است.

می‌شود. اما این یکپارچگی را نمی‌توان در تغییر مکان نسبی‌های بزرگتر از ۵٪ تضمین کرد [18].

۴- نتایج حاصل از منحنی‌های تحلیل IDA

به منظور مقایسه ظرفیت لرزه‌ای قاب‌ها، پروفیل خسارت و منحنی‌های شکنندگی در دو حالت وجود و عدم وجود مهار بازویی، اقدام به انجام تحلیل IDA شده است. نمودارهای IDA قاب‌های بدون مهار بازویی در شکل (۶) و مجهز به مهار بازویی در شکل (۷) نشان داده شده است.

شکل ۶. منحنی‌های IDA به ترتیب مربوط به قاب‌های ۲۵، ۳۰ و بدون مهار بازویی

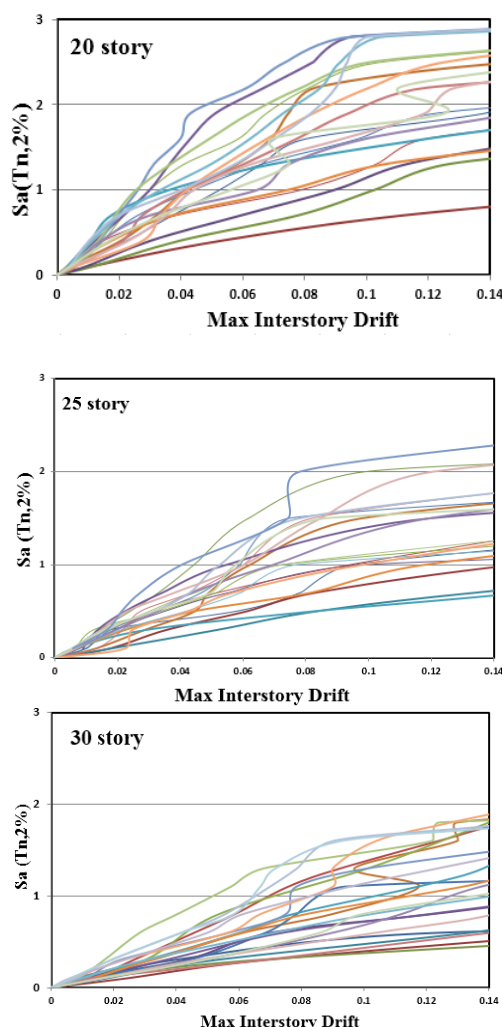


Fig. 6. IDA curves for 20, 25 and 30 storey frames without outrigger

جدول ۲. مقادیر $Sa(T_n, 2\%)$ بر روی منحنی $IDA/50\%$ در سطح عملکردی آستانه فروریزش CP

Number	Without Outrigger	With Outrigger
20 storey	1.6	1.89
25 storey	1.1	1.5
30 storey	0.7	1.1

Table 2. values of $Sa(T_n, 2\%)$ for CP performance level read form medium (50%) IDA curvs

درواقع ایجاد طبقه سخت باعث افزایش ظرفیت شدت لرزه‌ای و بهبود رفتار لرزه‌ای سیستم ترکیبی قاب خمشی و مهاربند در سازه‌های بلند شده است.

۴-۲- تأثیر ارتفاع سازه‌ها بر وضعیت فروریزش در شکل‌های (۱۱ و ۱۲) مقایسه‌ای میان نمودارهای میانه IDA قاب‌ها به منظور بررسی وضعیت فروریزش سازه‌ها صورت گرفته است.

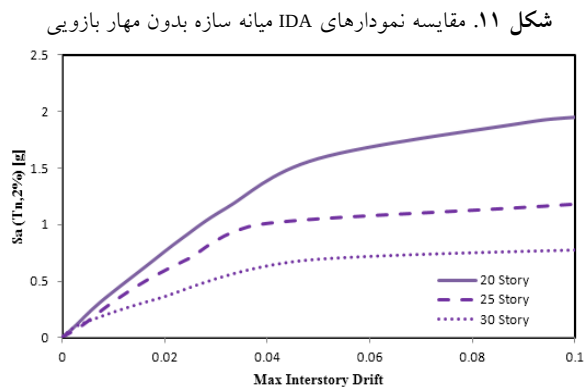


Fig. 11. Medium IDA curves comparison for frames without outrigger

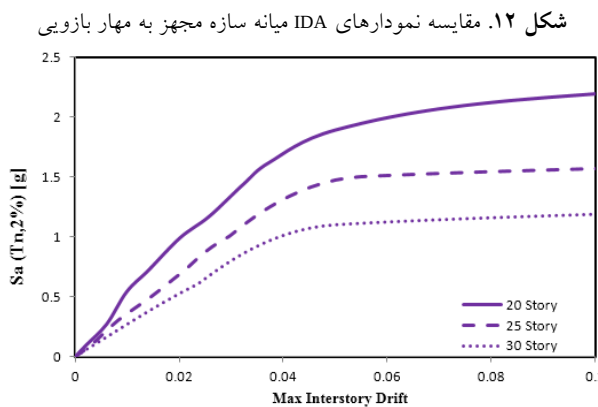


Fig. 12. Medium IDA curves comparison for frames with outrigger

شکل ۸. مقایسه نمودارهای IDA میانه قاب ۲۰ طبقه

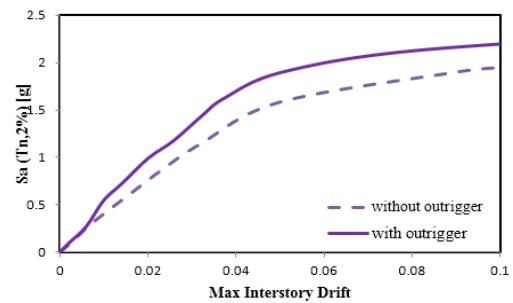


Fig. 8. Medium IDA Curves comparison for 20 storey Frame

شکل ۹. مقایسه نمودارهای IDA میانه قاب ۲۵ طبقه

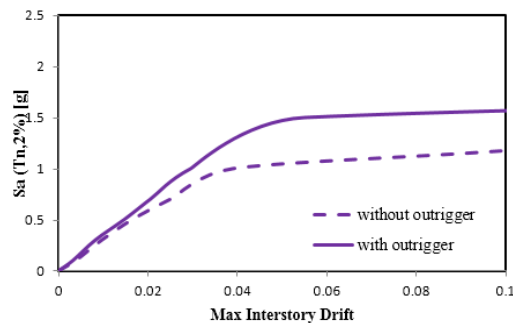


Fig. 9. Medium IDA curves comparison for 25 storey frame

شکل ۱۰. مقایسه نمودارهای IDA میانه قاب ۳۰ طبقه

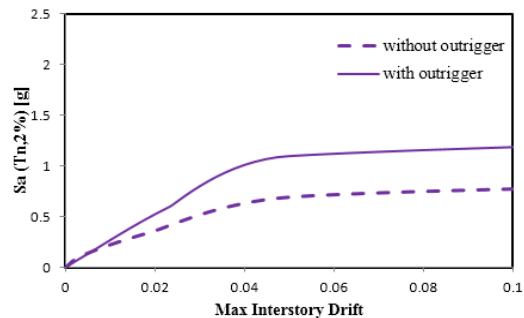


Fig. 10. Medium IDA curves comparison for 30 storey frame

مقادیر $Sa(T_n, 2\%)$ مربوط به صدک‌های آماری 50% در سه ارتفاع مختلف و برای سطح عملکرد آستانه فروریزش در جدول (۲) آورده شده است.

با توجه به داده‌های جدول (۲) مشاهده می‌شود، سازه‌های مجهز به مهار بازویی در تراز بالاتری از میزان ظرفیت $Sa(T_n, 2\%)$ دچار گسیختگی شده و ظرفیت شدت لرزه‌ای سازه افزایش می‌یابد، بنابراین سازه‌های مجهز به مهار بازویی با تحمل Sa بیشتری به سطح عملکردی آستانه فروریزش (CP) می‌رسند.

شکل ۱۳. پروفیل توزیع تغییر مکان نسبی در ارتفاع در سطح عملکردی CP

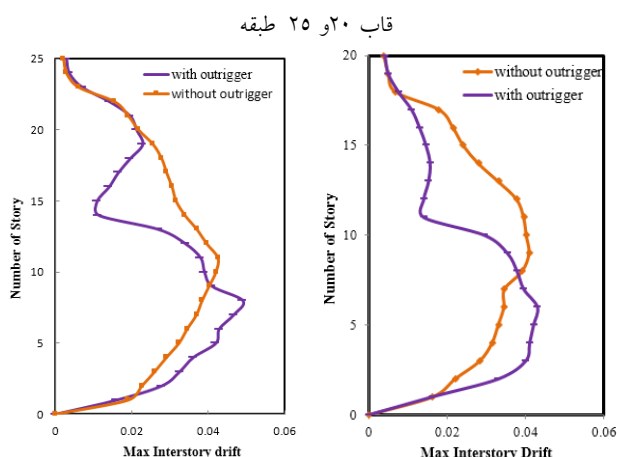


Fig. 13: Relative displacement distribution profile of 20 and 25 storey frames in height for CP performance level

شکل ۱۴. پروفیل توزیع تغییر مکان نسبی در ارتفاع در سطح عملکردی CP

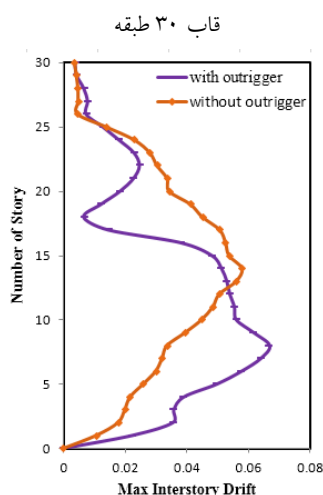


Fig. 14: Relative displacement distribution profile of 30 story frame in height for CP performance level

لازم به ذکر است که برای رسم پروفیل موردنظر در سطح شدت لرزه‌ای آستانه فروریزش، ابتدا پروفیل تغییر مکان نسبی در ارتفاع سازه برای تمام رکوردهای لرزه‌ای مقیاس شده (پیک نسبت تغییر مکان نسبی در طول زمان رکورد مدنظر قرار گرفته است) ترسیم شده و سپس در هر طبقه، میانه نسبت تغییر مکان نسبی حاصل از بیست رکورد لرزه‌ای مقیاس شده محاسبه شده و به این ترتیب پروفیل میانه به دست آمده است.

با بررسی شکل‌های (۱۳ و ۱۴) مربوط به پروفیل خسارت سازه در ارتفاع‌های مختلف، به نظر می‌رسد، در سازه‌های با سیستم ترکیبی قالب خمشی و مهاربند بدون مهار بازویی، توزیع تغییر مکان نسبی (تغییر مکان نسبی) در طول ارتفاع سازه در طبقات

مقایسه نمودارهای میانه IDA ساختمان‌ها با هم و بررسی سازه‌ها در وضعیت فروریزش نشان دهنده وجود تشابهی میان نمودارهای مربوط به ساختمان ۳۰ و ۲۵ طبقه است. در حالی که نمودار IDA ساختمان ۲۰ طبقه دارای شکل متفاوتی است. این تفاوت در وجود و عدم وجود ناحیه مسطح در قسمت‌های پایانی نمودارها بروز می‌نماید. همان‌گونه که مشاهده می‌شود فروریزش قالب ۲۵ و ۳۰ طبقه با نرم شدگی شدیدی در رفتار این قالب‌ها همراه است، در حالی که این نرم‌شدگی در رفتار قالب ۲۰ طبقه وجود ندارد. این وضعیت برای سازه‌های بدون مهار بازویی و مجهز به مهار بازویی برقرار است. این امر ناشی از حاکم شدن آثار مرتبه دوم بر تغییر شکل‌های سازه است. در واقع با افزایش ارتفاع آثار مرتبه دوم بیشتری بر رفتار سازه حاکم می‌شود.

۴-۳- تأثیر ایجاد طبقه سخت بر چگونگی توزیع نیاز لرزه‌ای تغییر مکان نسبی طبقات در ارتفاع در سطح عملکردی آستانه فروریزش (رسم پروفیل خسارت)

نیاز تغییر مکان نسبی طبقه یکی از شاخص‌های اصلی ارزیابی خسارت لرزه‌ای است و تغییر مکان نسبی طبقه‌ای در طراحی لرزه‌ای قالب‌ها به دلایل مختلف حائز اهمیت است. تخمین تغییر مکان نسبی برای تعیین کمینه فاصله با ساختمان‌های مجاور (درز انقطاع) به منظور ممانعت از ضربه به یکدیگر، لازم است. تغییر مکان نسبی‌های طبقات سهم قابل توجهی در ایجاد صدمه به اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای دارند [19].

برای بررسی آثار ایجاد طبقه سخت بر چگونگی توزیع نیاز لرزه‌ای در ارتفاع و رسم پروفیل خسارت، پروفیل میانه تغییر مکان نسبی پیک طبقات در طول ارتفاع سازه در سطح شدت لرزه‌ای فروریزش استخراج و ترسیم شده است و در دو حالت با و بدون مهار بازویی با هم مقایسه شده است. شکل‌های (۱۳ و ۱۴) پروفیل توزیع تغییر مکان نسبی در ارتفاع در سطح عملکردی آستانه فروریزش CP پروفیل میانه (پروفیل خسارت) سازه در ارتفاع‌های مختلف را نشان می‌دهد.

شکل ۱۵. مقایسه نمودارهای شکنندگی سازه قاب ۲۰ طبقه

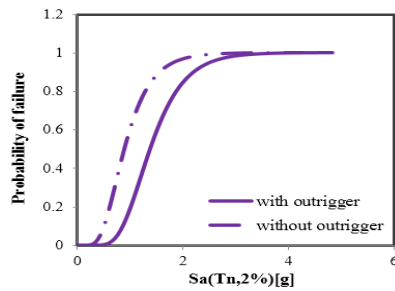


Fig. 15: Fragility curves comparison for 20 storey frame

شکل ۱۶. مقایسه نمودارهای شکنندگی سازه قاب ۲۵ طبقه

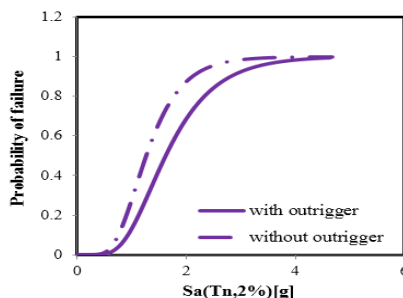


Fig. 16: Fragility curves comparison for 25 storey frame

شکل ۱۷. مقایسه نمودارهای شکنندگی سازه قاب ۳۰ طبقه

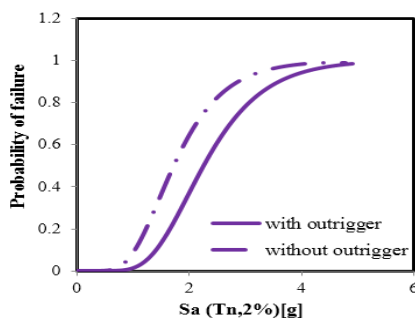


Fig. 17: Fragility curves comparison for 30 storey frame

شکل‌های بالا نشان می‌دهد که برای یک سطح ثابت از شدت لرزه‌ای احتمال فروریزش در سازه‌های مجهز به مهار بازویی کمتر است. نتایج عددی حاصل از شکل‌های بالا در جداول (۳ و ۴) ارائه شده است. در جدول (۵) نیز درصد افزایش S_a در اثر افزودن مهار بازویی در احتمال فروریزش‌های مختلف ذکر شده است.

جدول ۳. مقادیر $S_a(T_n, 2\%) [g]$ متناظر با احتمالات وقوع فروریزش (سطح عملکرد CP) در سازه بدون مهار بازویی

CP%	30 storey	25 storey	20 storey
16%	0/58	1/16	0/86
50%	0/9	1/72	1/28
84%	1/38	1/89	2/51

Table 3: $S_a(T_n/2\%)$ corresponding to CP level with different collapse possibilities for frames without outrigger

میانی سازه بیشترین مقدار را دارد. در واقع تجمع تغییر مکان نسبی (تغییر مکان نسبی) در ناحیه پاسخ غیر الاستیک در حوالی طبقات میانی سازه رخ داده است. در سازه‌های با سیستم ترکیبی قاب خمشی و مهاربند مجهز به مهار بازویی، تجمع تغییر مکان نسبی در طبقات تحتانی افزایش می‌یابد. در واقع اختلاف سختی بین طبقات با مهار بازویی و طبقات تحتانی منجر به جذب قابل توجه تغییر شکل سازه در طبقات پایین سازه و تشکیل سازه‌کار طبقه نرم می‌شود که با افزایش ارتفاع سازه این اختلاف سختی با توجه به محل مهار بازویی، با طبقات فوقانی نیز افزایش پیدا می‌کند. در سازه ۳۰ طبقه مجهز به مهار بازویی مطابق شکل (۱۴) مشاهده می‌شود در طبقات بالای مهار بازویی نیز تغییر شکل سازه در بعضی طبقات افزایش بیشتری دارد.

در حقیقت سخت نمودن بیش از حد سازه در یک تراز مشخص می‌تواند باعث حاکم شدن مدهای بالاتر بر رفتار سازه و هم چنین امکان ایجاد طبقه نرم در ترازهای پایینی و بالایی طبقه مهار شده شود.

بنابراین باید دقت شود که کاهش قابل توجه پارامتر تغییر مکان نسبی در یک تراز خاص، لزوماً از نقطه نظر عملکرد لرزه‌ای و معیارهای طراحی مناسب نخواهد بود. شایسته است که انتخاب سختی مهارهای بازویی با دقت بیشتری صورت گیرد و به گونه‌ای تعیین شود که لزوم استاندارد ۲۸۰۰ که دربخش ۲-۱ بررسی شد، را رعایت نماید.

۴-۴- منحنی شکنندگی در سطح عملکردی آستانه فروریزش
منحنی‌های شکنندگی احتمال آسیب وارد شده به سازه را در حالت حدی فروریزش یا سایر سطوح عملکردی، برحسب مشخصه‌های رکوردهای زمین‌لرزه بیان داشته و از این طریق امکان بررسی آسیب‌پذیری لرزه‌ای سازه را فراهم می‌سازد [۱۷]. با توجه مطالب ذکر شده منحنی‌های شکنندگی مربوط به سطوح عملکرد آستانه‌ای فروریزش برای سازه مجهز به مهار بازویی و سازه بدون مهار بازویی برای پارامتر اندازه شدت $S_a(T_n, 2\%)$ تعیین می‌شود. در شکل‌های (۱۵ تا ۱۷) مقایسه‌ای میان منحنی‌های شکنندگی سازه‌های بدون مهار بازویی و مجهز به مهار بازویی انجام شده است.

شکل ۱۹. مقایسه نمودارهای شکنندگی سازه مجهز به مهار بازویی در

ارتفاع‌های مختلف

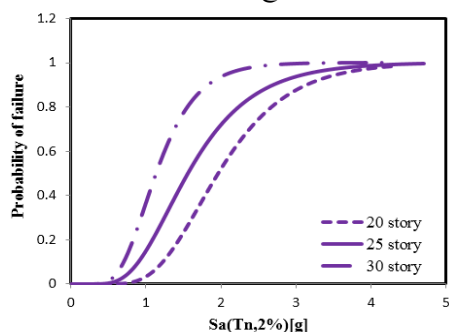


Fig. 19. Fragility curves comparison 20,25 and 30 storey frames with outrigger

با در نظر گرفتن شکل‌های فوق مشاهده می‌شود که با افزایش تعداد طبقات ساختمان احتمال فروریزش در سازه در یک سطح ثابت از شدت لرزه‌ای افزایش پیدا می‌نماید.

۵- مقایسه رفتار جانبی غیرخطی مدل‌های با و بدون مهار بازویی با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی بار افزون

روش تحلیل غیرخطی استاتیکی بار افزون می‌تواند رفتار غیر ارتجاعی سازه را توصیف کند [۲۰]. پس برای مقایسه رفتار غیرخطی جانبی مدل‌های با و بدون مهاربند بازویی از روش تحلیل غیرخطی استاتیکی بار افزون استفاده می‌شود. نمودارهای بارافزون سازه‌ها به دست آمده از تحلیل استاتیکی غیرخطی با الگوی بارگذاری جانبی مودال برای مدل بدون مهار بازویی و مدل مجهز به مهار بازویی در ارتفاع‌های مختلف در شکل‌های (۲۰ و ۲۱) نشان داده شده است.

شکل ۲۰. نمودارهای پوش‌آور سازه بدون مهار بازویی

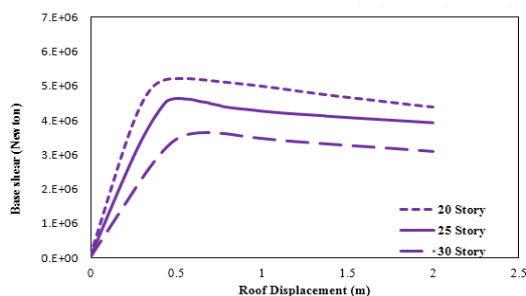


Fig. 20. Nonlinear pushover curves for frames without outrigger

جدول ۴. مقادیر $Sa(Tn,2\%) [g]$ متناظر با احتمالات وقوع فروریزش

(سطح عملکرد CP) در سازه مجهز به مهار بازویی

CP%	30 storey	25 storey	20 storey
16%	0/87	1/58	1/07
50%	1/26	2/26	1/63
84%	1/81	2/5	3/26

Table 4: $Sa(Tn,2\%)$ corresponding to CP level with different collapse possibilities for frames with outrigger

جدول ۵. مقادیر افزایش Sa در سازه مجهز به مهار بازویی نسبت به سازه

بدون مهار بازویی

CP%	30story	25story	20story
16%	50%	36%	24%
50%	40%	31%	27%
84%	31%	32%	29%

Table. 5. $Sd(Tn,2\%)$ increase in foames with outrigger compared to frames without outrigger

با توجه به مقادیر به دست آمده از جداول فوق مشاهده می‌شود در یک احتمال فروریزش ثابت، مقدار $Sa(Tn,2\%) [g]$ برای سازه مجهز به مهار بازویی افزایش می‌یابد.

۴-۵ تأثیر ارتفاع سازه‌ها بر منحنی‌های شکنندگی

پس از ارائه منحنی‌های شکنندگی به صورت جداگانه در ادامه منحنی‌های شکنندگی مربوط به هر دو سازه به منظور مقایسه در ارتفاع‌های مختلف در شکل‌های (۱۸ و ۱۹) نشان داده شده است.

شکل ۱۸. مقایسه نمودارهای شکنندگی سازه بدون مهار بازویی در

ارتفاع‌های مختلف

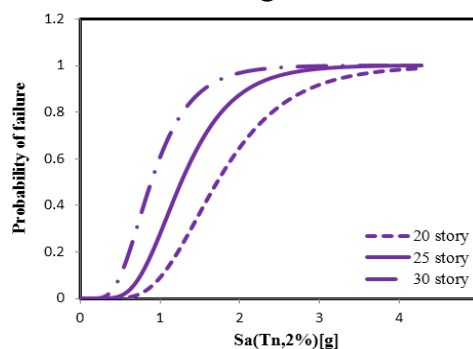


Fig. 18. Fragility curves comparison 20,25 and 30 storey frames without outrigger

دوم بر تغییر شکل‌های سازه‌ای است. چگونگی توزیع تغییر مکان نسبی پیک طبقات در طول ارتفاع سازه در سطح عملکردی آستانه فروریزش نشان می‌دهد که در سازه‌های بدون مهار بازویی تجمع تغییر مکان نسبی (تغییر مکان نسبی) در ناحیه پاسخ غیرالاستیک در حوالی طبقات میانی سازه رخ داده است حال آن که در سازه‌های مجهز به مهار بازویی، این تجمع در طبقات تحتانی افزایش می‌یابد. در واقع اختلاف سختی بین طبقات با مهار بازویی و طبقات تحتانی منجر به جذب قابل توجه تغییر شکل سازه در طبقات پایین سازه و تشکیل سازوکار طبقه نرم می‌شود که با افزایش ارتفاع سازه این اختلاف سختی با توجه به محل مهار بازویی، با طبقات فوقانی نیز افزایش پیدا می‌کند. بنابراین سخت نمودن بیش از حد سازه در یک تراز مشخص می‌تواند باعث حاکم شدن مدهای بالاتر بر رفتار سازه و هم چنین امکان ایجاد طبقه نرم در ترازهای پایینی و بالایی طبقه مهار شده شود. پس شایسته است انتخاب سختی مهارهای بازویی با دقت بیشتری صورت گیرد.

منحنی‌های شکنندگی نشان می‌دهد که برای یک سطح ثابت از شدت لرزه‌ای احتمال فروریزش در سازه‌های مجهز به مهار بازویی کاهش می‌یابد. هم چنین مقایسه منحنی‌های شکنندگی در ارتفاع‌های مختلف نشان می‌دهد با افزایش ارتفاع و پیرو سازه احتمال شکست سازه‌ها در سطح عملکرد آستانه فروریزش CP در یک سطح ثابت از شدت لرزه‌ای افزایش می‌یابد.

References

۷- مراجع

- [1]-Ahmadi,elham, Daneshjoo, Farhad, "Seismic behavior improvement of laterally braced moment resisting tall buildings by adding outrigger truss belts", 2nd International Conference on Geotechnics and Urban Earthquake Engineering, Tabriz, Iran, 7-9 September 2015. (in Persian)
- [2] Smith, B.S. and A. Coull, Tall building structures: analysis and design. 1991 University of Texas Press
- [3] Chen, Z., Seismic response of high-rise zipper braced frame structures with outrigger trusses. M.S. Thesis, Department of Civil Engineering at Concordia University Montreal, Quebec, Canada. 2012
- [4] Taranath, B. Optimum belt truss location for high rise structures. *Engineering Journal*, 1974, pp.18-21

شکل ۲۱. نمودارهای پوش آور سازه مجهز به مهار بازویی

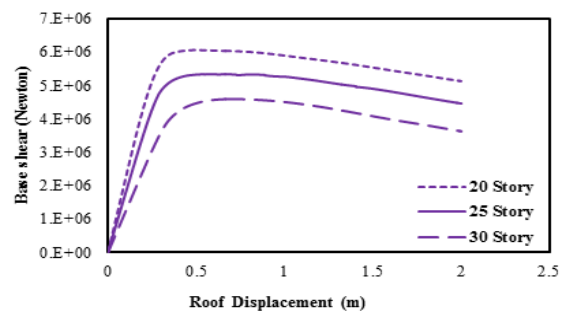


Fig. 21. Nonlinear pushover curves for frames with outrigger

مشاهده می‌شود که با اضافه کردن سیستم مهار بازویی به مدل اولیه، شیب نمودار برش- تغییر مکان بام سازه که نماینده سختی سازه است، افزایش پیدا می‌کند و در واقع سازه با تحمل نیروی برش پایه بیشتری به یک تغییر مکان مشخص، نسبت به سازه اولیه می‌رسد. در منحنی‌های بار افزون سیستم مجهز به مهار بازویی به دلیل رفتار سخت شونده ناشی از مهار بازویی پس از نقطه تسلیم کاهش شیب کمتری نسبت به سازه بدون مهار بازویی وجود دارد. اما در هر دو نوع سیستم به دلیل رفتار نرم شونده ناشی از کمانش مهاربند های همگرا پس از نقطه تسلیم کاهش شیب و افت سختی وجود دارد، که این افت سختی در سازه‌های با تعداد طبقات بیشتر محسوس‌تر است.

۶- نتایج

در این مقاله رفتار غیر ارتجاعی قاب‌ها در دو حالت وجود و عدم وجود مهارهای بازویی با استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده IDA بررسی شده که نتایج زیر حاصل شده است.

مقایسه نمودار مربوط به منحنی میانه IDA نشان می‌دهد که سازه‌های مجهز به مهار بازویی در تراز بالاتری از میزان ظرفیت دچار گسیختگی شده و ظرفیت S_a سازه‌ها افزایش می‌یابد. بررسی نمودار میانه IDA ساختمان‌ها با ارتفاع‌های مختلف و مقایسه آن‌ها با هم، نشان می‌دهد هراندازه که ارتفاع سازه بیشتر باشد نرم‌شدگی در رفتار ساختمان‌ها محسوس‌تر است. این وضعیت هم در سازه بدون مهار بازویی و هم در سازه مجهز به مهار بازویی وجود دارد، که به دلیل حاکم شدن آثار مرتبه

- [14] Uriz, P. and S. Mahin, Toward earthquake-resistant design of concentrically braced steel-frame structures. PEER rep no. 2008/08. Pacific Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering. Univ. of California, Berkeley, 2008.
- [15] Center, P.E.E.R., Guidelines for Performance-Based Seismic Design of Tall Buildings, U.o.C. College of Engineering, Berkeley, Editor. 2010.
- [16] Site : peer.berkeley.edu/Smcat/
- [17] Vamvatsikos, D. and C.A. Cornell, Developing efficient scalar and vector intensity measures for IDA capacity estimation by incorporating elastic spectral shape information. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 2005. 34(13): p.1573-1600.
- [18] Hsiao, P.C., D.E. Lehman, and C.W. Roeder, Evaluation of the response modification coefficient and collapse potential of special concentrically braced frames. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2013. 42(10): p. 1547-1564.
- [19] Sadri, R., Gerami, M., Daneshjoo, Farhad, " Stories Drift Consideration in Steel Frames with Changing CBF Brace kinds in Height" ,*Journal of Structure and Steel*, Iranian Society of Structure and Steel, Iran, Vol.9, No.13, Jun 2013, pages 31-40
- [20] Jalali, S., et al., Probabilistic seismic demand assessment of steel moment frames with side-plate connections. *Scientia Iranica*, 2012. 19(1): p. 27-40.(in Persian)
- [5] McNabb, J. and B. Muvdi, Drift reduction factors for belted high-rise structures. *AISC Engineering Journal*, 3rd Quarter, 1975: pp. 88-91.
- [6] B. Stafford Smith and I. Salim, "Parameter study of outrigger-braced tall building structures," *Journal of the Structural Division*, 1981, vol. 107, pp. 2001-2014
- [7] Hoenderkamp, J. and H. Snijder, Simplified analysis of façade rigger braced high-rise structures. *The Structural Design of Tall Buildings*, 2000. vol 9(4): pp. 309-319.
- [8] Wu, J. and Q. Li, Structural performance of multi-outrigger-braced tall buildings. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 2003. 12(2): p. 155-176.
- [9] Taranath, B. Reinforced Concrete Design of Tall Building. 2010, New York: CRC Press.
- [10] Iranian Code of practice for Seismic Resistant Buildings Design (Standard No 2800), fourth Edition, Building and Housing Research Center, November 2014. (in Persian)
- [11] Iranian National Building Regulations, Sixth issue (coads on buildings) National Building Regulation Office, Ministry of Roads and Buidings, 2013 (in Persian)
- [12] Iranian National Building Regulations, Tenth issue (Design and Construction of Steel Buildings), National Building Regulation Office, Ministry of Roads and Buidings, 2013 (in Persian)
- [13] Mazzoni, S. McKenna, F. Scott, M.H. Fenves, G.L. & Jeremic B. OpenSees Command Language Manual, 2007.

Seismic evaluation of High-rise SteelFramedBuildings with Outrigger System Using Failure Curves andDamage Profiles

E. Ahmadi, F. Daneshjoo^{2*}

1- M.Sc. of Structural Engineering, Faculty of Civil and Environmental Eng., TarbiatModares University

2- Professorof Structural Engineering, Faculty of Civil and Environmantal Eng., TarbiatModares University

* danesh_fa@modares.ac.ir

Abstract:

Regarding the fact that Iran is potentially exposed to high risks of earthquakes, it is necessary to use appropriate structural systems for high-rise buildings in order to decrease the damage extent. Outrigger and Belt truss systems are from effective systems in reducing the damage of high rise buildings due to the lateral loads. Since the outrigger system is not mentioned in Iranian design codes, there are no reference criteria for its design. Another important point in the analysis and design of high-rise buildings is inherent damping of such structures. Measurement of the percentage of damping in actual buildings shows that damping in high-rise buildings is reduced as compared to short and medium height buildings. In this paper, seismic behavior of high rise buildings with the outrigger is compared to the seismic behavior of tall buildings without the outriggers, based on the incremental dynamic analysis. Therefore, the effects of adding the outrigger on the seismic capacity, distribution of seismic demands in building height and fragility curves are assessed. For this purpose, three buildings with 20, 25 and 30 stories, that their behavior can be improved by adding only one outrigger, are designed using 3D models. The effects of outriggers are not considered in the initial design, so the member's resistance and relative displacements (drift) are more than code limits. Building plans in each direction have dual systems including specific moment resisting frames and braces that resist lateral loads and ordinary frames that resist only gravity loads. In each building, one of the middle frames is modeled in Opensees software. 20 far-field earthquake records are used for IDA analysis. Intensity Measure (IM) used in this study is the spectral intensity parameter ($S_a(T_n, 2\%)$) to consider N periods of structure, and adopted Damage Measure (DM) is relative displacement (drift). The results show that; the structures with outrigger fail in the upper level of seismic capacity. In addition, IDA middle curves show a difference between the structures with and without outrigger in flat area at the end of the curves. Indeed, collapse of buildings without outrigger is accompanied with more softening in their behavior. Distribution of relative displacement (drift) in height of structures without outrigger shows that accumulation of relative displacement occurs in the middle of structures, while in the structures with outriggers this accumulation occurs in the lower floors leading to soft story mechanism. So, more stiffening at a specified level causes more dominant modes in structural behavior. Therefore, choosing a suitable limit for stiffening is very important and recommended to select it according to 2800 code, to prevent formation of soft story mechanism. Based on the results of fragility curves, it seems that the probability of failure is decreased in structures with outrigger and it is due to increase in stiffness. In addition, as the Structural height increases, probability of failure increases and it owes to the fact that the p-delta features affects the structural deformation.

Keywords: Tall Building, Outrigger and Belt Truss, Seismic behavior, Incremental Dynamic Analysis