



## تعیین ضریب رفتار سیستم مهاربندی کابلی استوانه‌ای با استفاده از آنالیز بارافزون

نادر فنائی<sup>۱</sup>؛ نصیبه ظفری<sup>۲\*</sup>

### چکیده

کابل به عنوان یک عضو کششی باربر دارای مقاومت کششی بالا و مقاومت کافی در برابر خستگی و خوردگی می‌باشد. در سال‌های اخیر تحقیقات در زمینه مهاربندهای کابلی افزایش یافته است. از جمله این سیستم‌های مهاربندی، سیستم مهاربندی کابلی استوانه‌ای می‌باشد که از دو کابل و یک استوانه تشکیل شده است که در آن کابل‌ها در محل تقاطعشان از درون استوانه عبور می‌کنند. در این سیستم می‌توان از استوانه نرم و صلب استفاده نمود که در تحقیق انجام شده، استوانه به کارگرفته شده، صلب است. با استفاده از استوانه صلب، کابل‌ها همواره تحت کشش قرار داشته و شل شدن کابل‌ها و ضربه ناشی از آن از بین می‌رود. از مزایای دیگر این سیستم مهاربندی، افزایش شکل پذیری قاب نسبت به مهاربند کابلی و برطرف شدن ضعف شکل پذیری کابل می‌باشد. در این مطالعه سیستم مهاربندی مذکور در نرم افزار OpenSees با در نظر گرفتن المان‌های خرابایی برای کابل و استوانه، به صورت دو بعدی مدل سازی و تحلیل شده است. برای مدل دو بعدی قاب مهاربندی شده با سیستم کابلی استوانه‌ای، منحنی بار افزون به دست آمده و ضریب اضافه مقاومت، ضریب شکل پذیری و نهایتاً ضریب رفتار ارائه گردیده است.

### واژگان کلیدی:

سیستم مهاربندی کابلی استوانه‌ای، آنالیز بار افزون، ضریب رفتار، ضریب اضافه مقاومت، ضریب شکل پذیری

<sup>۱</sup> استادیار گروه سازه دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی (fanaie@kntu.ac.ir)

<sup>۲</sup> دانشجوی کارشناسی ارشد سازه، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی (nzafari@mail.kntu.ac.ir)



## مقدمه

اولین بار، تاگاوا و هو (Hiroshi Tagawa and Xingguo Hou, 2007) روش مهاربندی جدیدی را برای تقویت لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی با استفاده از کابل و استوانه تو خالی معرفی کردند. مفهوم مهاربند معرفی شده در شکل ۱ نشان داده شده است. با توجه به تحقیقات تاگاوا و هو می‌توان گفت زمانی که عضو مهاربندی شده تحت نیروی جانبی شروع به تغییر مکان می‌کند اعضای مهاربندی در شرایطی که عضو استوانه‌ای دارای سختی کمی باشد برای مقادیر  $(\delta < \delta_s)$  بدون تاثیر می‌باشند که در آن،  $\delta$  برابر تغییر مکان جانبی طبقه و  $\delta_s$ ، تغییر مکان جانبی مشخصی می‌باشد که در آن یکی از اعضای مهاربندی به صورت خطی در می‌آید (شکل ۱-b). تغییر مکان نسبی طبقه که در آن اعضای مهاربندی شروع به عمل کردن می‌کنند طبق رابطه فیثاغورث با استفاده از رابطه (۱) قابل کنترل می‌باشد:

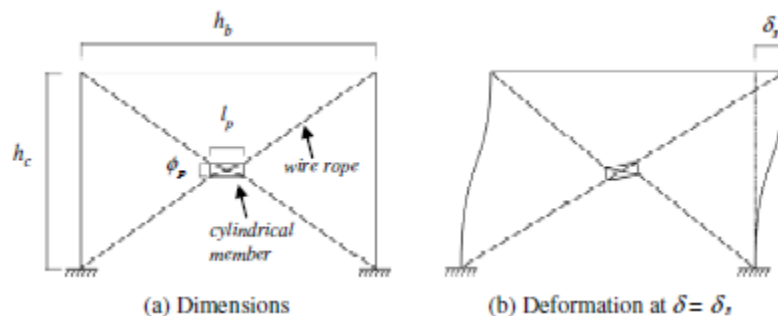
$$\delta_s = \sqrt{(2l_b + d_p)^2 - h_c^2} - h_b \quad (1)$$

که  $h_b$  و  $h_c$  به ترتیب برابر طول استوانه و طول تیر می‌باشند. همچنین  $d_p$  و  $l_b$  از روابط (۲) و (۳) بدست می‌آیند:

$$d_p = \sqrt{l_p^2 + (\varphi_p - \varphi_b)^2} \quad (2)$$

$$l_b = \sqrt{\left(\frac{h_b - l_p}{2}\right)^2 + \left(\frac{h_c - \varphi_p}{2}\right)^2} \quad (3)$$

که  $l_p$  و  $\varphi_p$  به ترتیب برابر طول استوانه و قطر داخلی استوانه و  $\varphi_b$  قطر کابل می‌باشد (Tagawa and Hou, 2007).



شکل ۱- مهاربند کابلی استوانه‌ای (Tagawa and Hou, 2007)



در سال ۲۰۱۲ فنائی و همکاران، تحقیقاتی در زمینه ارزیابی رفتار قاب‌های فولادی سه بعدی با مهاربند کابلی استوانه‌ای انجام دادند که در آن روابط حرکت و تغییر شکل استوانه نرم بدست آمد. همچنین تأثیر ابعاد استوانه نرم در رفتار مهاربند کابلی استوانه‌ای بررسی شد. از تحقیق انجام گرفته توسط فنائی و همکاران می‌توان به این نتیجه رسید که با افزایش طول استوانه و یا کاهش قطر داخلی استوانه شکل پذیری قاب افزایش می‌یابد. همچنین برای داشتن کمترین ابعاد برای استوانه، باید جهت طولی استوانه موازی کوچکترین بعد قاب انتخاب شود (Fanaie et al, 2012). در تحقیقاتی که فنائی و آقاجانی روی استوانه صلب انجام دادند نیز این نتیجه گرفته می‌شود که هنگام اعمال نیروی جانبی، هر دو کابل تحت نیروی کششی قرار می‌گیرند در صورتی که در استوانه نرم فقط یکی از کابل‌ها نیروی کششی را تجربه می‌کنند. همچنین با اعمال نیروی جانبی، نیروی فشاری ستون‌ها در مهاربند کابلی استوانه‌ای نسبت به مهاربند کابلی ضربدری کمتر افزایش می‌یابد (Fanaie and Aghajani, 2012). در این تحقیق برای صحت سنجی مدل و همچنین محاسبه ضریب رفتار سیستم مهاربند کابلی استوانه‌ای از مدل تاگاو و هو استفاده شده است که در آن یک قاب دو بعدی تحت تحلیل بار افزون قرار گرفته است. در بخش‌های بعدی به نحوه مدلسازی و تعیین ضریب رفتار این قاب با استفاده از آنالیز بار افزون پرداخته شده است (Tagawa and Hou, 2009).

## سازه مورد مطالعه

در این تحقیق از دو مدل قاب استفاده شده است که به جز مقاطع به کار گرفته شده برای تیر و ستون بقیه خصوصیات قاب در هر دو مدل یکسان است. در مدل اول که برای صحت سنجی مدل در نرم افزار OpenSees به کار گرفته شده از قاب با فرض تیر صلب و مقطع قوطی برای ستون استفاده شده است. در مدل دوم که برای انجام آنالیز بار افزون به کار گرفته شده است، از پروفیل‌های رایج مانند مقاطع IPE و IPB استفاده شده است. در ادامه فرضیات مدلسازی بیان شده است.

## فرضیات مدلسازی

### مشخصات هندسی قاب

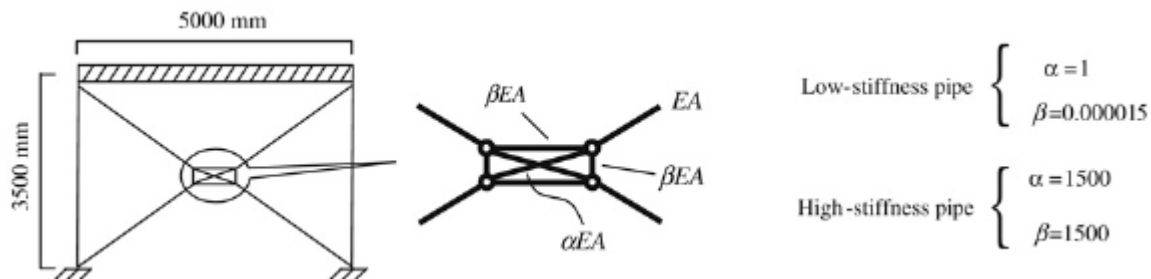
شکل هندسی نمونه قاب‌های خمشی دوبعدی در شکل ۲ نشان داده شده است. در این قاب‌ها ارتفاع طبقات ۳/۵ متر و طول هردهانه ۵ متر لحاظ شده است. لازم به ذکر است که اتصال مهاربند به محل اتصال تیر و ستون به صورت مفصلی مدل شده است (Tagawa and Hou, 2009).



شکل ۲- مدل اول (قاب سمت چپ) - مدل دوم (قاب سمت راست)

## مشخصات هندسه مهاربندها

مجموعه مهاربندی شامل کابل‌ها و استوانه همانطور که در شکل ۳ مشاهده می‌شود به صورت خریابی مدل شده اند که در آن سختی محوری استوانه و کابل‌های داخل آن ۱۵۰۰ برابر سختی محوری کابل‌های خارج استوانه می‌باشند (Tagawa and Hou, 2009).



شکل ۳- نحوه مدل‌سازی کابل و استوانه (Tagawa and Hou, 2009)

## مقاطع به کار رفته در قاب مورد مطالعه

در جدول ۱ مقاطع به کار رفته در قاب دویعدی در هر دو مدل قاب ارائه گردیده است.

جدول ۱- مقاطع تیر و ستون

مدل ها	مقطع تیر	مقطع ستون
مدل اول	صلب	BOX 200x200x8
مدل دوم	IPE270	IPB200



در جدول ۲ نیز مشخصات سیستم مهاربندی کابلی استوانه‌ای ارائه گردیده است (Nolan and Domenico, 1995).

جدول ۲- مشخصات سیستم مهاربندی کابلی استوانه‌ای

طول استوانه	قطر داخلی استوانه	قطر کابل	کرنش نهایی کششی	مساحت ( $\text{mm}^2$ )	مدول الاستیسیته (Mpa)	اجزای سیستم مهاربندی
200	703	28	0.015	374	137000×1500	استوانه و کابل‌های داخلی
					137000	کابل‌های خارجی

## مدلسازی قابهای دو بعدی در نرم افزار OpenSees

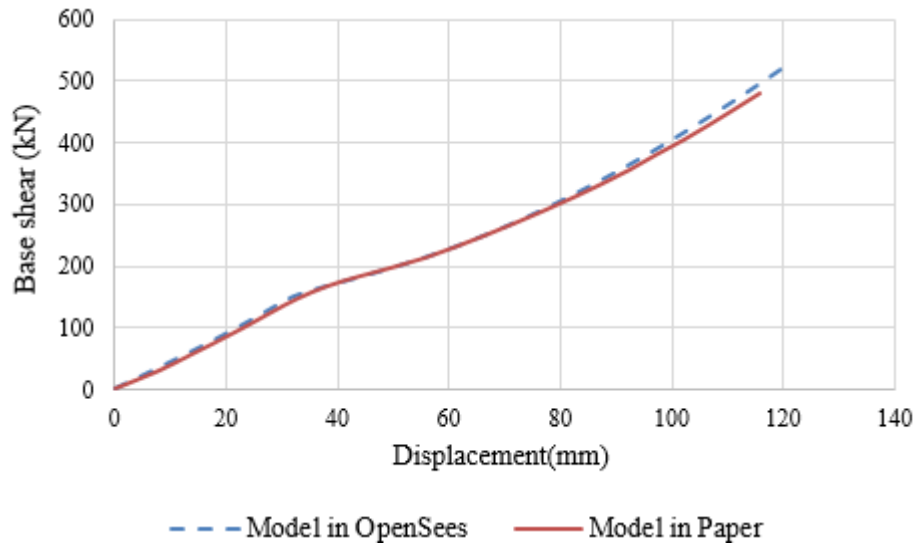
همانطور که در مقدمه گفته شد برای صحت سنجی مدلسازی انجام شده در نرم افزار OpenSees (Version 2.4.5) از کار آزمایشگاهی تاگاوا و هو استفاده شده که فرضیات در نظر گرفته شده در ادامه بیان گردیده است.

### فرضیات مدل سازی در نرم افزار OpenSees

برای مدلسازی تیر و ستون از المان تیرستون غیرخطی و مقطع رشته‌ای استفاده شده است. رفتار غیر خطی این المانها نیز با استفاده از مصالح دوخطی Steel01 با سخت شدگی ۱ درصد مدل شده است. در مدلسازی انجام شده استوانه به صورت دو بعدی و با استفاده از چهار المان از جنس کابل تعریف شده است. برای مدلسازی کابل از المان خریایی همگرد (Corotational Truss Element) که المانی دو سر مفصل است استفاده شده است. از آنجایی که کابل‌ها فقط در کشش کار می‌کنند و فاقد مقاومت فشاری می‌باشند، برای تعریف این خصوصیت کابل از مصالح الاستوپلاستیک کامل (ElasticPP) استفاده شده است (حسینی و کنارنگی، ۱۳۹۲).

### کنترل صحت مدلسازی در نرم افزار OpenSees

جهت اطمینان از صحت مدلسازی و انتخاب مصالح و المان‌های مناسب برای تیر و ستون و کابل و استوانه مدل قاب یک بعدی یک طبقه با مشخصات گفته شده در بخش‌های قبل تحت تحلیل استاتیکی غیر خطی قرار گرفته و منحنی بار افزون آن در شکل ۴ ترسیم شده است. همانطور که مشاهده می‌شود نمودار بار افزون در مدل OpenSees با اختلاف بسیار ناچیزی در ناحیه غیر خطی با نمودار مدل تاگاوا منطبق است که نشان دهنده صحت مدلسازی هندسی و نیز انتخاب پارامترهای دخیل در مدل مصالح و شرایط مدلسازی اتصالات اعضای سازه ای مخصوصا اعضای مهاربندی در نرم افزار OpenSees می‌باشد.



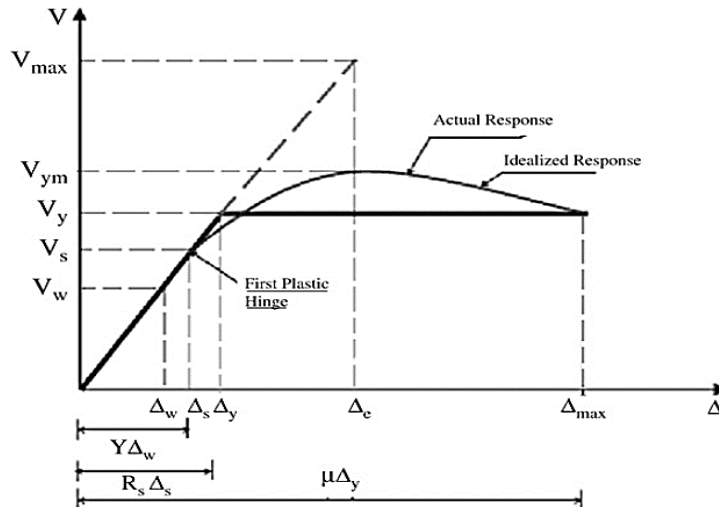
شکل ۴- نمودار بار افزون

## تحلیل استاتیکی غیر خطی مدل مورد مطالعه

تحلیل استاتیکی غیر خطی یک شیوه متداول جهت ارزیابی رفتار لرزه ای سازه‌های مختلف می‌باشد. در طی این تحلیل فرض می‌گردد که یک مود ارتعاشی بر رفتار کل سازه حاکم بوده و شکل این مود در طول تحلیل ثابت می‌ماند. این آنالیز اطلاعاتی درباره بسیاری از خصوصیات پاسخ سازه فراهم می‌کند که آنالیزهای خطی استاتیکی و دینامیکی قادر به بدست آوردن آنها نیستند (افسر دیزج، ۱۳۹۱).

## محاسبه ضریب رفتار

در این مطالعه برای محاسبه ضریب رفتار از روش ضریب شکل پذیری پروفیسور یوانگ استفاده شده است. همانطور که در شکل ۵ دیده می‌شود رفتار واقعی غیرخطی یک سازه معمولاً با یک رابطه دو خطی مدل می‌شود. در این مدل دو خطی، نیروی حد جاری شدن سازه با  $V_y$  و تغییر مکان حد جاری شدن با  $\Delta_y$  نشان داده شده است. در صورت فرض رفتار خطی سازه در هنگام زلزله، ماکزیمم برش پایه در سازه برابر  $V_e$  خواهد بود. این نیرو به دلیل رفتار غیرخطی سازه به نیروی  $V_y$  کاهش می‌یابد. حداکثر جابجایی سازه قبل از خرابی نیز  $\Delta_{max}$  می‌باشد (Uang, 1991).



شکل ۵- ایده آل سازی رفتار غیر خطی واقعی به صورت نمودار دو خطی الاستوپلاستیک (Uang, 1991)

در نتیجه با توجه به شکل ۵ ضریب شکل پذیری از رابطه (۴) بدست می آید.

$$\mu = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y} \quad (4)$$

به دلیل شکل پذیری و رفتار غیرخطی سازه نیروی خطی  $V_e$  می تواند به نیروی  $V_y$  کاهش یابد. بنابراین می توان ضریب کاهش نیرو در اثر شکل پذیری را مطابق رابطه (۵) تعریف نمود.

$$R_\mu = \frac{V_e}{V_y} \quad (5)$$

همچنین نسبت برش پایه ایجاد مکانیزم و خرابی واقعی در سازه،  $V_y$ ، به برش پایه اولین جاری شدن در سازه  $V_s$ ، اضافه مقاومت یا مقاومت افزون نامیده می شود و طبق رابطه (۶) تعریف می شود.

$$R_s = \frac{V_y}{V_s} \quad (6)$$

با توجه به مفاهیم روابط فوق، ضریب رفتار سازه که برای تبدیل نیروی خطی اعمالی به سازه به نیروی طراحی به کار می رود به ترتیب زیر محاسبه می شود:

$$R = \frac{V_e}{V_s} = \frac{V_e}{V_y} \times \frac{V_y}{V_s} = R_\mu \times R_s \quad (7)$$



$$R = \frac{V_e}{V_w} = \frac{V_e}{V_y} \times \frac{V_y}{V_s} \times \frac{V_s}{V_w} = R_\mu \times R_s \times Y \quad (۸)$$

رابطه (۷) ضریب رفتار با دستورالعمل طراحی به روش مقاومت نهایی و رابطه (۸) ضریب رفتار با دستورالعمل طراحی به روش تنش مجاز می‌باشد.

Y ضریب تنش مجاز است که برابر ۱/۴۴ فرض می‌گردد. برای محاسبه ضریب رفتار در روش طراحی به روش تنش‌های مجاز طبق توصیه آیین نامه UBC-97 نیز همین عدد در نظر گرفته می‌شود.

## تغییر مکان جانبی نسبی

معیار رسیدن سازه به نقطه نهائی ظرفیت آن و اتمام آنالیز، شامل دو قسمت است:

۱- ایجاد مکانیزم در سازه که معادل تغییر مکانی است که سازه قادر به تحمل نیرو نمی‌باشد.

۲- رسیدن به تغییر مکان جانبی نسبی واقعی طرح طبق استاندارد ۲۸۰۰ (جابجایی هدف)

جابجایی نهائی برابر کمترین مقدار جابجایی هدف محاسبه شده و جابجایی منطبق بر حداکثر برش پایه محاسبه می‌گردد.

جهت تعیین تغییر مکان جانبی لازم برای انجام تحلیل استاتیکی غیر خطی، از مفهوم تغییر مکان جانبی نسبی واقعی طرح استاندارد ۲۸۰۰ ایران استفاده شده است. بدین ترتیب که جهت بررسی رفتار غیر خطی سازه‌ها و بروز حداقل تسلیم یک عضو در سازه، جابجایی جانبی به میزان حداکثر تغییر مکان نسبی واقعی طرح آن مدل به طبقه بام هر مدل اعمال شده است. بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ تغییر مکان جانبی نسبی واقعی طرح، تغییر مکان جانبی نسبی است که در هر طبقه با فرض رفتار واقعی و غیر خطی سازه رخ می‌دهد و مقدار آن برابر است با:

برای ساختمان‌هایی با زمان تناوب اصلی کمتر از ۰/۷ ثانیه :

$$\Delta_M < 0.025h \quad (۹)$$

برای ساختمان‌هایی با زمان تناوب اصلی بیشتر یا مساوی ۰/۷ ثانیه:

$$\Delta_M < 0.02h \quad (۱۰)$$

در این روابط  $h$  ارتفاع کل ساختمان و  $\Delta_M$ ، تغییر مکان جانبی نسبی واقعی طرح در طبقه با فرض رفتار غیر الاستیک سازه می‌باشد. در قاب مورد بررسی مقدار پریود کمتر از ۰/۷ ثانیه می‌باشد و بنابراین تغییر مکان نسبی واقعی طرح برابر ۰/۰۸۷۵ متر محاسبه می‌شود (آیین نامه طرح ساختمان‌ها در برابر زلزله، ۱۳۹۴).

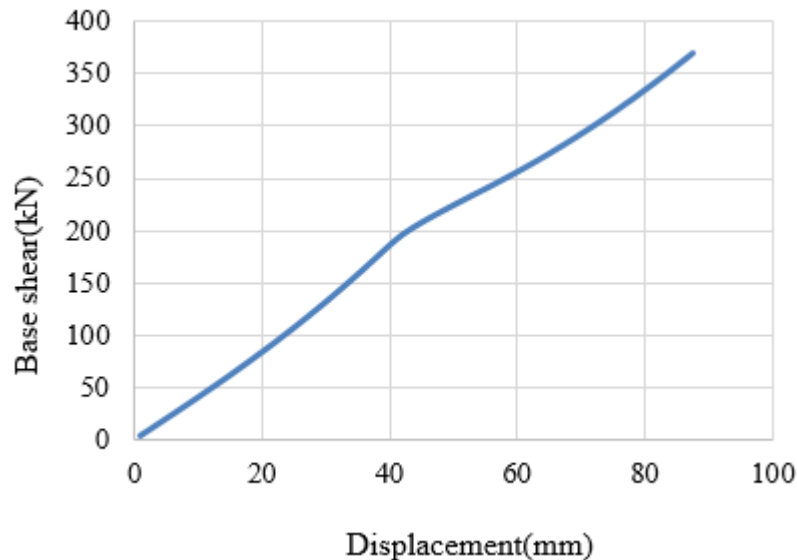
## نتایج تحلیل استاتیکی غیر خطی روی قاب مورد مطالعه

در این بخش نمودار بارافزون قاب مورد مطالعه و نتایج تحلیل استاتیکی غیر خطی این قاب برای محاسبه ضریب رفتار محاسبه و ارائه گردیده است. تحلیل با استفاده از نرم افزار OpenSees انجام شده است و سپس مقدار برش پایه نظیر تشکیل اولین مفصل





پلاستیک، برش پایه الاستیک و برش پایه تسلیم با استفاده از نمودار بارافزون، بدست آمده است. در شکل ۶ نمودار بارافزون قاب مورد مطالعه ارائه شده است.



شکل ۶- نمودار بار افزون مدل

با توجه به روابط ۵ تا ۸ ضرایب کاهش شکل پذیری، اضافه مقاومت و نهایتاً ضریب رفتار در روش مقاومت نهایی و تنش مجاز محاسبه گردیده و در جدول ۳ ارائه گردیده است. همچنین ضریب شکل پذیری در جدول ۴ ارائه شده است. در این جداول به منظور مقایسه مهاربند کابلی استوانه‌ای با مهاربند کابلی ضربدری، تحلیل استاتیکی غیر خطی روی این سیستم نیز انجام شد. نتایج تحلیل در جداول ۵ و ۶ ارائه شده است.

جدول ۳- ضرایب کاهش شکل پذیری، اضافه مقاومت و ضریب رفتار برای قاب با مهاربند کابلی استوانه ای

Ve (kN)	Vy (kN)	Vs (kN)	$R_{\mu}$	$R_s$	R(LRFD)	R(ASD)
540.469	192.5	182.965	2.808	1.052	2.954	4.254



# ششمین کنفرانس ملی سازه و فولاد



۱۶ الی ۱۸ آذر ماه ۱۳۹۴

جدول ۴- ضریب شکل پذیری برای قاب با مهاربند کابلی استوانه ای

$\Delta y$ (mm)	$\Delta_{max}$ (mm)	$\mu$
43.9	87.5	1.993

جدول ۵- ضرایب کاهش شکل پذیری، اضافه مقاومت و ضریب رفتار برای قاب با مهاربند کابلی ضربدری

$V_e$ (kN)	$V_y$ (kN)	$V_s$ (kN)	$R_\mu$	$R_s$	R(LRFD)	R(ASD)
841.735	443	337.643	1.900	1.312	2.493	3.59

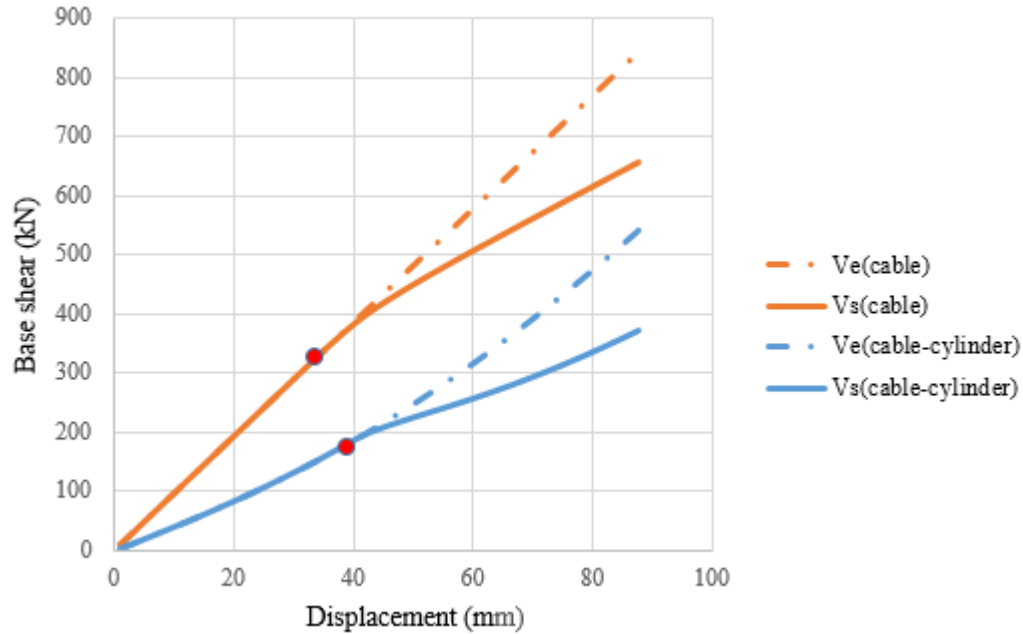
جدول ۶- ضریب شکل پذیری برای قاب با مهاربند کابلی ضربدری

$\Delta y$ (mm)	$\Delta_{max}$ (mm)	$\mu$
47	87.5	1.862

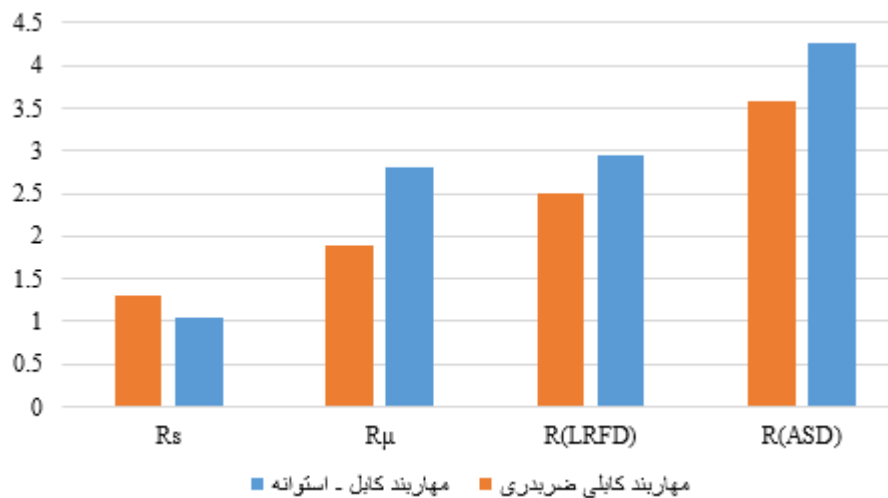
همانطور که در جداول ۳ و ۵ ملاحظه می‌گردد مقدار برش پایه در مهاربند کابلی ضربدری به طور قابل ملاحظه ای بیشتر از مهاربند کابلی استوانه‌ای می‌باشد. به عبارت دیگر نیروهای بیشتری به کابل‌های مهاربند ضربدری وارد شده و مولفه قائم نیروی کابل‌ها که به ستون‌های مجاور انتقال می‌یابد ممکن است باعث خرابی ستون‌ها شود و به همین علت اولین مفصل پلاستیک در مهاربند کابلی ضربدری زودتر تشکیل می‌گردد.

نمودارهای بار افزون در دو مهاربند کابلی استوانه‌ای و کابلی ضربدری در شکل ۷ رسم شده است که در آن دایره‌های توپر، محل تشکیل اولین مفصل پلاستیک را نشان می‌دهند. همانطور که مشاهده می‌شود اولین مفصل پلاستیک در قاب با مهاربند کابلی ضربدری در تغییر مکان کمتری نسبت به مهاربند کابلی استوانه‌ای تشکیل می‌شود که دلیل آن را می‌توان در اختلاف برش پایه در دو مهاربند مذکور جستجو کرد. در شکل ۸ ضرایب رفتار در روش تنش مجاز و مقاومت نهائی در دو مهاربند مذکور در قالب نمودار میله ای نمایش داده شده است.

با مقایسه نمودارها و با توجه به جداول ۳ تا ۶ می‌توان نتیجه گرفت که مهاربند کابلی استوانه‌ای دارای ضریب رفتار و ضریب شکل پذیری بالاتری نسبت به مهاربند کابلی ضربدری می‌باشد و این نشان دهنده عملکرد لرزه ای مناسب برای سیستم مهاربندی کابلی استوانه‌ای می‌باشد.



شکل ۷- مقایسه نمودارهای بار افزون در دو مهاربند کابلی استوانه‌ای و کابلی ضربدری



شکل ۸- مقایسه ضریب اضافه مقاومت، ضریب کاهش شکل پذیری و ضریب رفتار در دو مهاربند کابلی استوانه‌ای و کابلی ضربدری



## نتیجه گیری

اهم نتایج این تحقیق به شرح زیر است:

- ۱) مقدار برش پایه در مهاربند کابلی ضربدری به طور قابل ملاحظه ای بیشتر از مهاربند کابلی استوانه‌ای می‌باشد.
- ۲) اولین مفصل پلاستیک در قاب با مهاربند کابلی ضربدری در تغییر مکان کمتری نسبت به مهاربند کابلی استوانه‌ای تشکیل می‌شود که دلیل آن را می‌توان در اختلاف برش پایه در دو مهاربند مذکور جستجو کرد.
- ۳) مهاربند کابلی استوانه‌ای دارای ضریب رفتار بالاتری نسبت به مهاربند کابلی ضربدری می‌باشد و این نشان دهنده عملکرد لرزه ای مناسبتری برای سیستم مهاربندی کابلی استوانه‌ای نسبت به مهاربند کابلی ضربدری می‌باشد.
- ۴) مهاربند کابلی استوانه‌ای دارای ضریب شکل پذیری بیشتر و ضریب اضافه مقاومت کمتری نسبت به مهاربند کابلی ضربدری است اما در نهایت مقدار ضریب رفتار در مهاربند کابلی استوانه ای بیشتر می‌باشد.

## منابع

- ۱- افسردیزج، ابراهیم، "مقایسه عملکرد لرزه ای مهاربندهای کمانش تاب معمولی و مهاربندهای کمانش تاب بهینه شده"، پایان نامه کارشناسی ارشد به راهنمایی دکتر فنائی، دانشکده عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، ۱۳۹۱
- ۲- "آیین نامه طرح ساختمان‌ها در برابر زلزله" استاندارد ۲۸۰۰ (۱۳۹۴)، ویرایش چهارم، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن.
- ۳- حسینی، مجتبی. کنارنگی، هادی، (۱۳۹۲)، "کاربرد نرم افزار OpenSees در مدلسازی و تحلیل سازه‌ها"، انتشارات آزاده
- 4- Nolan. G, Domenico. (1995). Bond Properties of CFCC Prestressing strand in pretensioned concrete beams. Master of Science in Civil Engineering. Department of Civil and Geological Engineering. University of Manitoba.
- 5- Fanaie. N, Aghajani. S & Shamloo. S. (2012). Theoretical assessment of wire rope bracing system with soft central cylinder. 15<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering. LISBON.
- 6- Fanaie. N & Aghajani. S. (2012). Wire-rope bracing system with central cylinder, element based application finite element based application. 15<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering. LISBON.
- 7- Tagawa. H, Hou. X. (2007). Seismic retrofit of ductile moment resisting frames using wire-rope bracing. In: Proceedings of the eighth pacific conference on earthquake engineering.
- 8- Tagawa. H, Hou. X. (2009). Displacement-restraint bracing for seismic retrofit of steel moment frames. journal of constructional steel research. 65:1096-1104
- 9- Uang. C.M. (1991). Establishing R and C<sub>d</sub> factor building seismic provision, Journal of Structure Engineering, Vol.117, No.10.