



رفتار لرزه‌ای، تحلیل و طراحی

قابهای با مهاربندی هم‌مرکز شکل‌پذیر بر اساس نتایج آزمایشگاهی

محمد قاسم وتر^۱، علیرضا رضائیان^۲

چکیده

یکی از سیستم‌های مورد استفاده برای مقاومت در برابر بارهای لرزه‌ای «قاب‌های مهاربندی شده هم‌مرکز» می‌باشند. به دلیل سادگی محاسبات، طرح و اجرای آسان و هزینه‌های پایین‌تر در مقایسه با دیگر انواع سیستم‌های لرزه‌بر، به‌طور گسترده مورد استفاده قرار می‌گیرند. این قاب‌ها با داشتن سختی جانبی بالا، تحت بارهای جانبی مانند یک خرابای قائم عمل کرده و عضوهای مهار، نیروهای جانبی را به صورت محوری تحمل می‌نمایند، هر چند این قاب‌ها سختی جانبی بالایی را در ناحیه الاستیک از خود نمایش می‌دهند اما به دلیل کماتش مهاربندها، تحت بارهای رفت و برگشتی دچار زوال سختی و مقاومت می‌شوند. برای حل این معضل متداولترین راه مونتاز میراگرهایی در مسیر مهاربند می‌باشد که به شکل‌پذیری سیستم‌های مهاربندی شده هم‌مرکز می‌افزاید. هدف این مقاله ارائه طرح‌های جدید برای شکل‌پذیر نمودن قابهای مهاربندی شده هم‌مرکز می‌باشد. در ارائه این طرح‌ها سعی شده است از روش‌ها و مصالح موجود در کشور استفاده شود. مهاربندهای اصلاح شده به روش تشریح شده در این مقاله، می‌توانند بدون کماتش در کشش و فشار با رفتاری مشابه به تسلیم برسند. قابلیت تسلیم این مهاربندها در فشار، از حلاء نبود مقاومت فشاری در آنها جلوگیری کرده و زمینه جذب و استهلاك انرژی فراوانی را آماده می‌سازد. در این مقاله ضمن ارائه روش‌های طراحی این نوع مهاربندها بر مبنای مطالعات آزمایشگاهی، پایداری و جذب انرژی در آنها مورد بررسی قرار خواهد گرفت.

کلمات کلیدی:

قابهای مهاربندی شده هم‌مرکز، شکل‌پذیری، کماتش، بارهای لرزه‌ای

Seismic Behavior, Analysis and Design of Characterization of New Ductile Concentrically Braced Frame (D-CBF)

M.Gh.Vetr, A.R.Rezaeian

ABSTRACT

Braces are used as effective seismic elements in seismic regions. They are widely used in low to high-rise buildings. However under an earthquake loading, Conventional braces are directed to the buckling rapidly. Repeated buckling and yielding of the braces cause a stiffness and strength degradation which may reduce the overall frame stability. To solve the above problem, a number of studies have been introduced on the use of new Ductile brace using in Concentrically Braced Frames (DCBF), in which buckling has been restrained. This new brace is yielded in tension as well as in compression in which dissipate seismic energy in both direction of loading. This paper describes the main characteristics of the inelastic seismic response of the such Ductile Braces (DCB). In order to study the seismic behavior of the new developed DCBs with the new proposed cover and encasing material achieving a series of new effective and economical DCB, several large-scale braces have been tested. In this study, first the new four types of DCBs that have been developed at IIEES are introduced, designed and tested, then the hysteretic characteristics and energy dissipation of the DCBs under cyclic loading are investigated.

Key words:

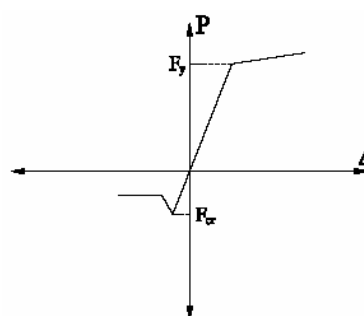
Concentrically Braced Frame, Ductility, Duckling, Seismic Load

۱. عضو هیأت علمی پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله vetr@iiees.ac.ir

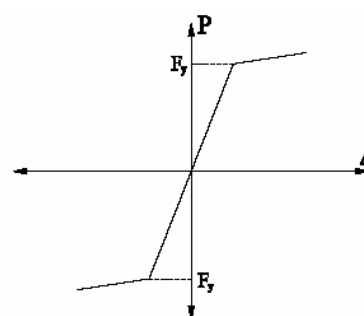
۲. عضو هیأت علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد کرج farid_rezaeian@yahoo.com

۱- مقدمه

طراحی و ساخت قابهای با مهاربند شکل پذیر هم مرکز بر اساس جلوگیری از کمناش عضو مهار، قبل از جاری شدن آن در فشار می باشد، یعنی همانطور که تشریح شد با یک رفتار مشابه در کشش و فشار به جاری شدن برسند، در شکل (۱) رفتار عضو مهار قبل و بعد از اصلاح نمایش داده شده است.



الف) قبل از اصلاح

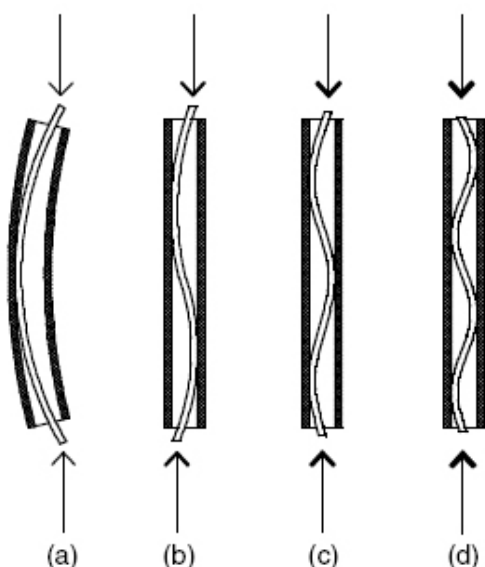


ب) بعد از اصلاح

شکل (۱): رفتار شماتیک عضو مهار

ایده ممانعت از کمناش مهاربند، برای فراهم آوردن تسلیم فشاری آن (بادبندهای مقاوم در برابر کمناش) به حدود ۲۵ سال قبل برمی گردد، که ابتدا توسط یک مهندس هندی به نام بنه سریدههارا (Benne Sirdhara) برای جلوگیری از کمناش ستونها و افزایش باربری آنها در هندوستان مورد مطالعه قرار گرفت و با ارایه شکل (۲) ثبت شد [۳]. در حدود ۲۰ سال پیش آقای Watanabe در ژاپن ادامه مطالعات و کاربرد آن در مهاربندها را پی گرفت، [۶]. حدود ۱۵ سال پیش شرکت ژاپنی Nippon Steel

تحقیقاتی را در این زمینه آغاز نموده است و پروفیسور پوپوف در اوایل سال ۲۰۰۰ میلادی در آخرین مطالعات خود از طرف مؤسسه SIE و با همکاری شرکت فولاد ژاپن مسئول انجام آزمایشها برای تعیین درجه اعتبار و اعتماد به رفتار اینگونه از مهاربندها بوده است [۹].

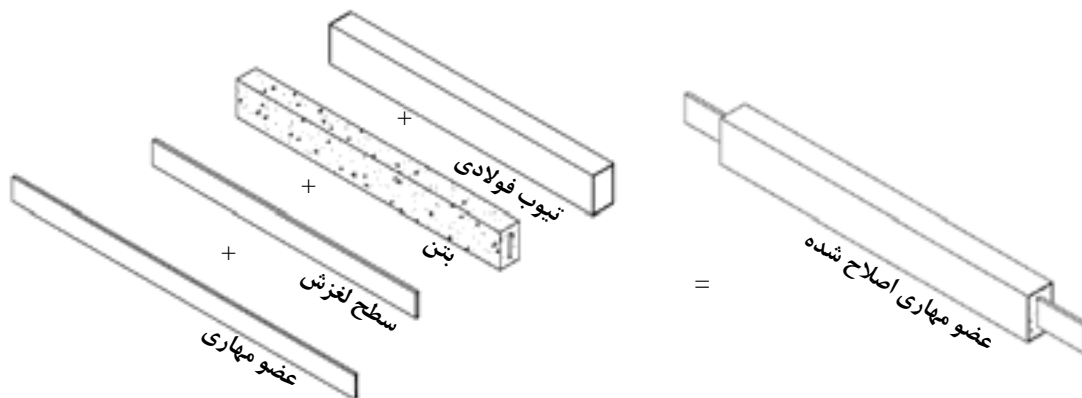


شکل (۲): ارایه روش جلوگیری از کمناش ستونها، ثبت شده توسط سریدههارا [۳].

روش استفاده شده برای طراحی و ساخت این مهاربندها، از فولاد با مقاومت تسلیم پایین به عنوان هسته عضو مهار، تفلون مخصوص برای پوشش هسته (عضو مهار) و ماده جداکننده، بتن بعنوان ماده پرکننده و لوله فولادی به عنوان پوشش کلی المان مهاربند بوده است شکل (۳).

یکی از اهداف این پژوهش علاوه بر مطالعات تئوری و آزمایشگاهی و مطابقت دادن آنها، ارایه راه حل های ساده و عملی قابل اجرا در ایران و نوآوری در طراحی و ساخت این مهاربندها بوده است. در این راستا به کمک مصالح بومی نظیر فولادهای معمولی St37 برای هسته و از ترکیب گریس و مقوای کارتن به عنوان جایگزین تفلون مخصوص و مواد مختلفی نظیر بتن سبک، دانه های لیکا، ترکیب ماسه بادی فشرده با روغن سوخته، الوار چوبی

مسیر حتی از پروفیل‌های فولادی به عنوان جانشین توامان پرکننده‌ها و پوشش نهایی فولادی استفاده شده است [۱].



شکل (۳): کلیات روش ساخت مهاربندهای شکل‌پذیر

چنانچه $q(x)$ بار عرضی یکنواخت وارد بر عضو مهارب و $(EI)_{core}$ سختی هسته فولادی و $(EI)_{mantel}$ ملات و لوله پوشش نهایی حول محور ضعیف باشد رابطه‌های زیر قابل استخراج می‌باشد:

$$(EI)_{mantel} \frac{d^4 y(x)}{dx^4} = q(x) \quad (۲)$$

$$(EI)_{core} \frac{d^4 y(x)}{dx^4} + P \frac{d^2 y(x)}{dx^2} = \quad (۳)$$

$$-(EI)_{mantel} \frac{d^4 y(x)}{dx^4} \quad (۴)$$

$$\frac{d^4 y(x)}{dx^4} + \frac{P}{[(EI)_{core} + (EI)_{mantel}]} \frac{d^2 y(x)}{dx^2} = 0 \quad (۵)$$

با حل معادله دیفرانسیل فوق بار بحرانی مهاربند شکل‌پذیر به صورت رابطه زیر است:

$$P_{cr-DB} = \frac{\pi^2}{(KL)^2} [(EI)_{core} + (EI)_{mantel}] \quad (۶)$$

از آنجا که کمانش حول محور ضعیف هسته فولادی مهاربند بسیار کمتر از لوله فولادی پوششی می‌باشد، از سختی حول محور ضعیف مهاربند صرف‌نظر می‌شود، بنابراین بار بحرانی مهاربند (هسته فولادی + پوشش) وابسته به بار بحرانی پوشش نهایی (لوله) می‌شود:

$$P_{cr-DB} = \frac{\pi^2 (EI)_{tube}}{(KL)^2} \quad (۷)$$

به‌عنوان پرکننده و از مقاطع مربعی نورد سرد نازک مانند پروفیل ساوه برای پوشش نهایی استفاده می‌گردد. در این

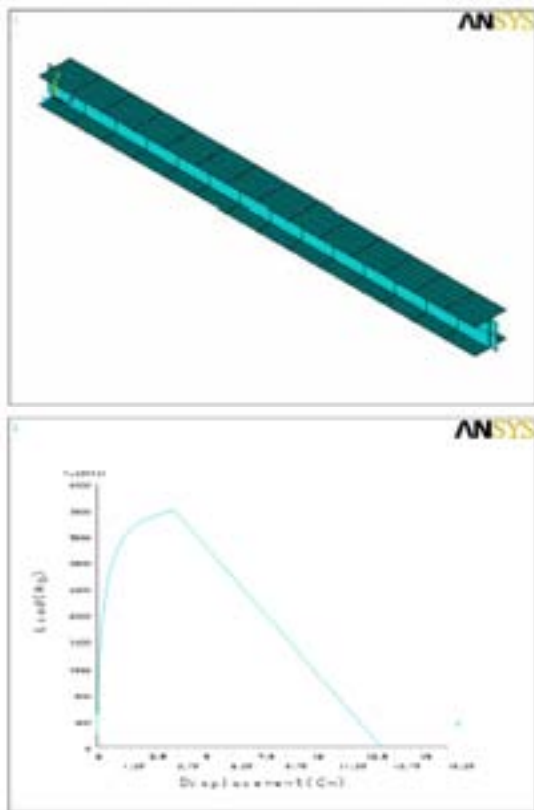
۲- تحلیل پایداری مهاربندهای شکل‌پذیر

۲-۱- تحلیل بر اساس تئوری‌های پایداری

به دلیل اهمیت بررسی پایداری در تحقیقات طی دو مرحله براساس تئوری‌های پایداری و روش‌های عددی به کمک نرم‌افزار مسایل کمانش مورد بررسی قرار گرفت. برابر تحلیل کمانش اویلر، بار بحرانی برای یک عضو فشاری (هسته فولادی مهاربند) به قرار ذیل می‌باشد:

$$P_{cr-core} = \frac{n^2 \pi^2 (EI)_{core}}{(KL)^2} \quad (۱) \quad (\text{حول محور ضعیف})$$

که در آن KL طول موثر هسته مهاربند، EI سختی خمشی حول محور ضعیف و n شماره مود کمانشی می‌باشد. همانطور که از رابطه (۱) برمی‌آید اگر به طریقی بتوان به مودهای کمانشی بالاتر دست یافت تحمل بار بری مهاربند سریعاً و به صورت مربعی افزایش می‌یابد. بر همین اساس اگر هسته فولادی فوق داخل یک لوله پوشش و توسط مواد پرکننده احاطه شود کمانش‌های مودهای بالاتر بعد از تسلیم عضو روی خواهد داد. افزایش باربری و در نهایت افزایش بار بحرانی ستون را می‌تواند مطابق روابط مقاومت مصالح بدست آورد مطابق با روش حل معادله کمانش یک تیر-ستون بر بستر الاستیک یا تحت بار عرضی یکنواخت، بدست خواهد آمد [۱۲و۴].



شکل (۴): مدل‌سازی و تحلیل کماتش در نرم‌افزار

همانطور که در شکل ۴ دیده می‌شود نتایج نرم‌افزار همپوشانی خوبی با نتایج تئوری دارد. برای مدل‌سازی پرکننده‌ها از المانهای SOLID 45 و هسته و پوشش نهایی فولادی از SHELL 43 استفاده گردید.

۳- طراحی مهارندهای شکل پذیر

اساس طراحی قابهای با مهاربندی هم مرکز شکل پذیر متکی بر جلوگیری از کماتش اوپلری هسته مهاربند با لغزیدن آن بر پوشش فراهم شده می‌باشد به خاطر وجود این پوشش لغزنده و محبوس شده، در اثر وجود نیروهای برشی و اثر پواسون در داخل این زاکت از کماتش موضعی جلوگیری می‌شود.

با توجه به مطالب فوق می‌توان اصول طراحی مهاربند شکل پذیر را به ترتیب زیر تقسیم‌بندی کرد:

الف - برآورد برش طبقه در اثر زلزله طراحی و متعاقب آن نیروی مهاربند از طریق سیستم خرابایی

البته انتظار می‌رود در یک طراحی مناسب برای مهاربند شکل پذیر بار تسلیم هسته فولادی خیلی کمتر از بار بحرانی کل مهاربند در رابطه ۷ باشد. در نتیجه انتظار می‌رود که هسته مهاربند در کشش و فشار به تسلیم برسد: بنابراین:

$$(P_y)_{core} = (\sigma_y A)_{core} < P_{cr-DB} \quad (۸)$$

۲-۲- تحلیل بر اساس مدل‌های عددی در ANSYS

با توجه به اهمیت بررسی کماتش در نواحی الاستیک و پلاستیک برای اطمینان از عدم وقوع هر نوع کماتشی قبل از تسلیم هسته فولادی، انجام یک تحلیل کماتش در ناحیه غیر خطی ضروری است. به همین منظور با کمک از نرم‌افزار ANSYS کار انجام می‌شود.

به همین منظور تحلیل بر روی یک مهاربند آزمایشگاهی مورد بررسی پیگیری می‌شود. طول کلی مهاربند ۱۶۰۰ میلیمتر و طول پوشش داده شده آن ۱۴۰۰ میلیمتر و سطح مقطع هسته فولادی ۱۰×۸۰ میلیمتر مربع می‌باشد. ابعاد پوشش نهایی یا قوطی مربع شکل ۲۰۰×۲۰۰ میلیمتر و ضخامت ۳ میلی متر می‌باشد. لنگر اینرسی مقاطع حول محور ضعیف به قرار ذیل می‌باشد.

هسته فولادی تنها و بدون پوشش:

$$I = 1/12bh^3 = 1/12 * 8 * 1^3 = 2/3 Cm^4$$

$$P_{cr-core} = \frac{n^2 \pi^2 (EI)_{core}}{(KL)^2} = \frac{1 * 3.14^2 * (2100000 * 2/3)}{(0.5 * 140)^2} = 2800Kg$$

کل مهاربند با پوشش نهایی قوطی:

$$I = 1/12bh^3 = 1/12 * (20^4 - 19.4^4) = 23.6 Cm^4$$

$$P_{cr-DB} = \frac{n^2 \pi^2 (EI)_{tube}}{(KL)^2} = \frac{1 * 3.14^2 * (2100000 * 23.6)}{(0.5 * 140)^2} = 99700Kg$$

بنا براین بار تسلیم هسته فولادی بسیار پایتتر از بار بحرانی کل مهاربند می‌باشد:

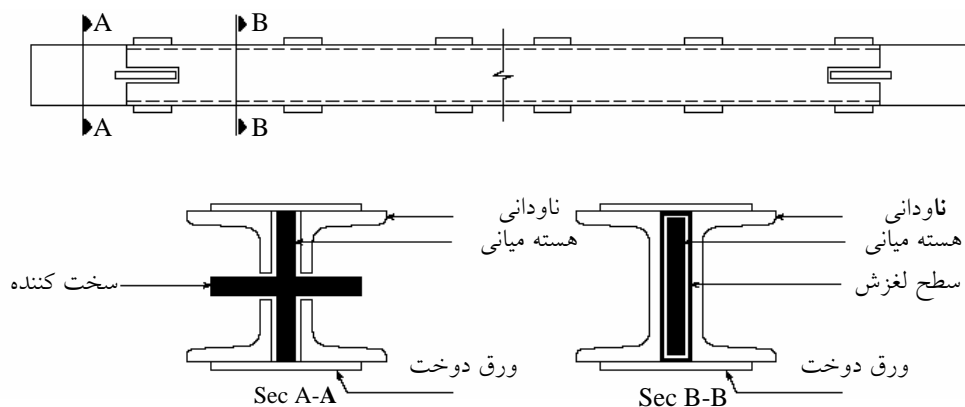
$$(P_y)_{core} = (\sigma_y A)_{core} = 2800Kg < P_{cr-DB} = 99700Kg$$

نتایج تحلیل کماتش نرم‌افزار ANSYS به قرار ذیل می‌باشد:

مقطع 80×10 میلی متر مربع و طول 1620 از فولاد ST37 استفاده گردید. تنش متوسط جاری شدن فولاد مصرفی از طریق آزمایش کشش مستقیم برابر 2375 کیلوگرم بر سانتی متر مربع بدست آمد. طول کلی نمونه‌ها 162 سانتی‌متر می‌باشد. در این آزمایشها ابتدا 6 نمونه مهاربند تنها مورد آزمایش واقع شد. جهت بررسی فلسفه طراحی ارایه شده این نوع از قابها و بررسی دقیقتر تناسب ابعادی مقاطع تیر، ستون، اتصال و صفحات اتصال با مهاربند و نحوه تعامل و کفایت آنها در زلزله یک قاب نمونه همراه با یکی از مهاربندها که مناسبترین عملکرد را داشته است تحت بارهای دینامیکی معادل قرار گرفت.

۴-۱- نحوه ساخت مهاربندهای نمونه

نمونه ۱: ورق 80×10 میلی متر طول 140 سانتی متر
 نمونه ۲: ورق 80×10 میلی متر با ژاکت فولادی از دو ناودانی 100 با طول ژاکت 140 سانتی متر
 در این نمونه هسته میانی با ماده لغزاننده و جداکننده (گریس و مقوا) آغشته گردید، سپس دو پروفیل ناودانی 100 همانطور که در شکل (۵) مشخص است به صورت پشت به پشت هسته فولادی را در میان گرفته و بوسیله ورق های دوخت نگهداری می شوند. در این نمونه برای جلوگیری از حرکت ناودانی‌ها و کمانش موضعی هسته میانی در محل اتمام پوشش همانند جزئیات شکل (۵) از سخت کننده های موضعی استفاده گردیده است.



شکل (۵): جزئیات نمونه سوم

ب - محاسبه سطح مقطع هسته فولادی برای تنش تسلیم از رابطه ۸

ج - انتخاب شکل مقطع، نوع پوشش فلزی نهایی، ماده پرکننده و لایه لغزنده متناسب با مورد

د - کنترل کفایت عدم وقوع کمانش پوشش فلز نهایی حول محور ضعیف از رابطه ۷

ه - تقویت هسته مهاربند خارج از ناحیه پوشش جهت جلوگیری از کمانش موضعی در دو انتهای آن

جهت طراحی قابهای هم مرکز شکل پذیر، میبایست بعد از طراحی مهاربند که به طریق پلاستیک صورت میگیرد، طراحی بقیه اعضای قاب نظیر تیرها، ستونها و اتصالات به ازای حداکثر ظرفیت باربری مهاربند با اعمال سخت شدگیهای مرتبط و به روش الاستیک انجام پذیرد.

لازم به توضیح است که چون آیین نامه زلزله ایران جهت انتخاب ضریب رفتار (R) پیشنهادی نمیدهد ضریب رفتاری ما بین قابهای خمشی ویژه ($R=10$) و مهاربندی شده هم مرکز ($R=6$) انتخاب میشود. هر چند نتایج مطالعات این پژوهش ضریب رفتاری مانند قابهای با مهاربندی خارج از مرکز و حدود $R=8$ را پیشنهاد میدهد.

۴- انجام مطالعات آزمایشگاهی

برای انجام مطالعات آزمایشگاهی پنج نمونه مهاربند شکل پذیر با مصالح بومی طراحی و ساخته شد، و یک نمونه شاهد از مهاربند بدون پوشش و صرفاً مشابه هسته فولادی دیگر نمونه‌ها تست شد.

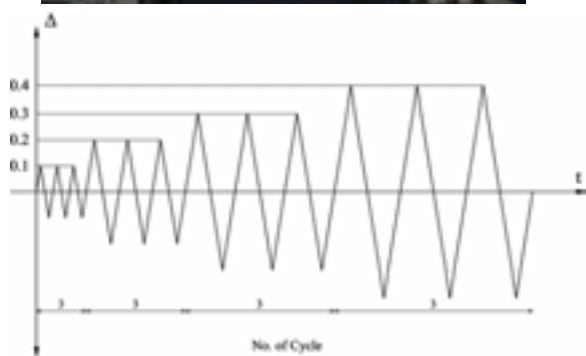
هسته مرکزی تمام نمونه‌ها از تسمه مستطیلی شکل با

مقاومت نمونه ۷ روزه مکعبی آن برابر ۱۵۰ کیلو گرم بر سانتی متر مربع بود. وزن مخصوص این بتن حدود ۱۱۰۰ کیلوگرم بر سانتی متر مکعب می باشد که حدود نصف وزن مخصوص بتن معمولی است.

نمونه ۶: ورق ۸۰×۱۰ میلی متر با ژاکت ماسه و غلاف فولادی ۱۴۰×۱۰۰ میلی متر با همان طول فقط برای اطلاع از میزان به تعویق افتادن کماتش هسته این آزمایش برنامه ریزی شد. برای اینکه تراکم بالاتری بدست آید ماسه با روغن آغشته گردید.

۴-۲- نحوه اعمال بارگذاری

نمونه های ساخته شده توسط دستگاه و براساس نمودار بارگذاری شکل ۸ تحت بارگذاری قرار گرفت.



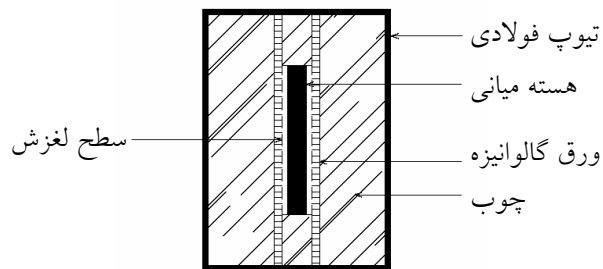
شکل (۸): نمودار و تصویر بارگذاری بادبندهای شکل پذیر

۵- نتایج آزمایش

۵-۱- منحنی هیستریزس و تفسیر نتایج

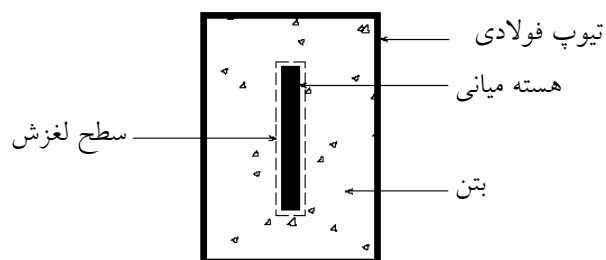
نمونه ۱: نمودار هیستریزس این نمونه در شکل (۹) آمده است:

نمونه ۳: ورق ۸۰×۱۰ میلی متر با ژاکت چوبی و غلاف فولادی ۱۴۰×۱۰۰ میلی متر با طول ژاکت ۱۴۰ سانتی متر چوب مصرفی، از نوع چوب روس بوده و برای بالا بردن مقاومت چوب به صورت موضعی از دو ورق گالوانیزه در تماس به هسته میانی استفاده گردید. جزئیات این نمونه در شکل (۶) ارائه شده است.



شکل (۶): جزئیات نمونه سوم

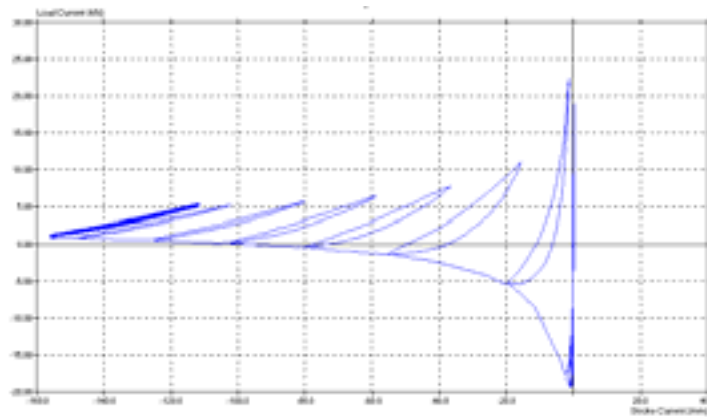
نمونه ۴: ورق ۸۰×۱۰ میلی متر با ژاکت بتنی گروت و غلاف فولادی ۱۴۰×۱۰۰ میلی متر با همان طول جزئیات این نمونه در شکل (۷-الف) ارائه شده است. به دلایل ارائه شده برای نمونه (۱) استفاده از سخت کننده های موضعی در این نمونه نیز اجتناب ناپذیر است اما در این نمونه از ۴ سپری به عنوان سخت کننده استفاده شده است، شکل (۷-ب).



شکل (۷): جزئیات نمونه چهارم

برای پرکردن فضای بین هسته میانی و غلاف فولادی به دلایل مقاومت فشاری زیاد، گیرش بالا و ازدیاد حجم در زمان گیرش از گروت استفاده شد.

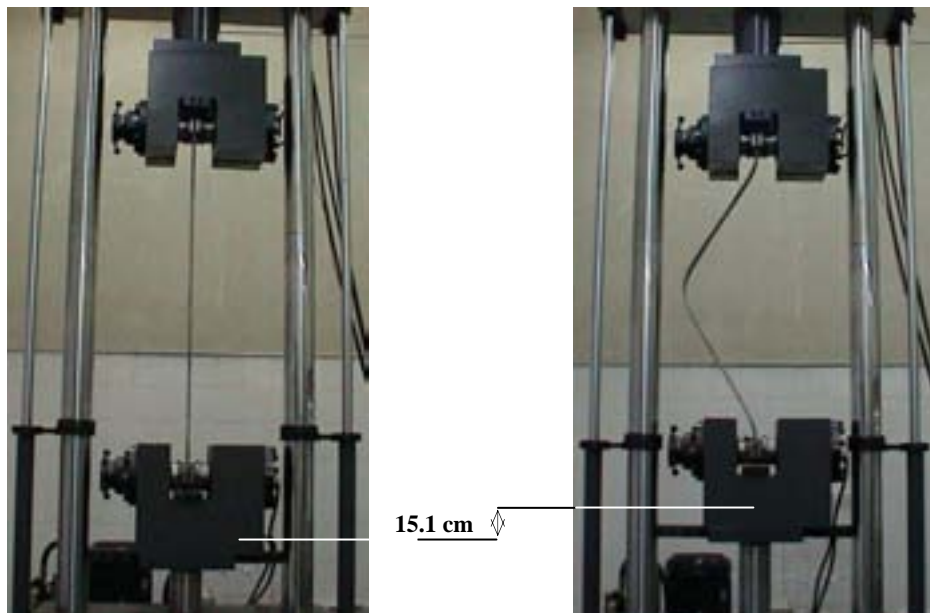
نمونه ۵: ورق ۸۰×۱۰ میلی متر با ژاکت بتنی سبک و غلاف فولادی ۱۴۰×۱۰۰ میلی متر با همان طول جهت ساخت بتن سبک از پوکه لیکا استفاده گردید.



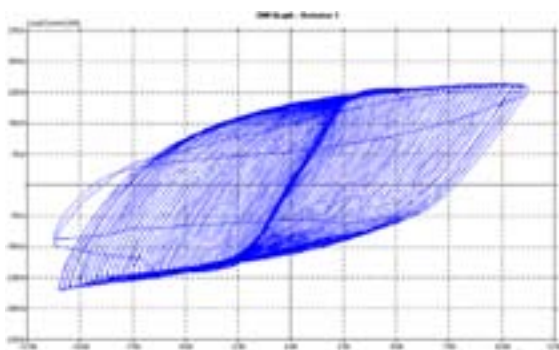
شکل (۹): نمودار هیستریزس نمونه ۱ (هسته فولادی بدون پوشش)

نمایش داده شده است. نکته قابل توجه دیگر افت باربری عضو بعد از کمانش عضو می باشد.

در روی محور افقی شکل (۹)، نمودار هیستریزس نمونه ۱، مقدار جابجائی قائم عضو قابل توجه است که در حدود ۱۵/۱ سانتی متر می باشد، این نکته در تصویر (۱۰)



شکل (۱۰): نمونه ۱ (هسته فولادی مهاربند) قبل از و بعد از بارگذاری فشاری



شکل (۱۱): نمودار هیستریزس نمونه ۲

نمونه ۲: نمودار هیستریزس این نمونه در شکل (۱۱) آمده است.

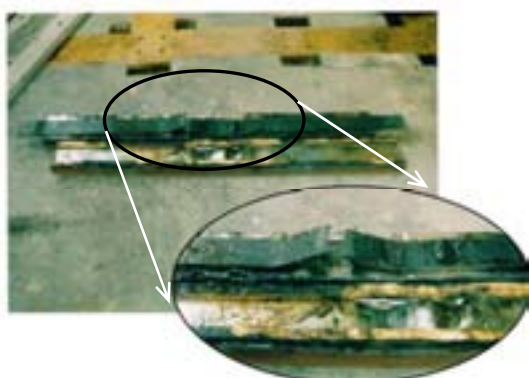
همانطور که از شکل (۱۱) پیداست نمودار هیستریزیسی متقارن و پایدار تولید شده است که نسبت به نمودار هیستریزس نمونه ۱ شکل (۹) قابل مقایسه نمی باشد. نمونه (۲) تا ۲۵/۵ تن بار را تحمل نموده است در صورتیکه بار جاری شدن هسته میانی برابر ۱۹ تن می باشد

این امکان را فراهم آورد تا مفاصل محوری فشاری تشکیل شده در طول هسته میانی توزیع شوند و مساله خستگی دیرتر بتواند گسیختگی هسته را موجب شود. در شکل (۱۲) کمناش ورق در مدهای بالاتر کاملاً مشهود است. لازم به ذکر است برای اینکه بتوان این نکته را مشاهده نمود، آزمایش در هنگام اعمال بار فشاری متوقف گردید.



شکل (۱۲): نمونه ۲ پس از اتمام آزمایش، به تسلیم فولاد و تشکیل مودهای بالای کمناش توجه شود.

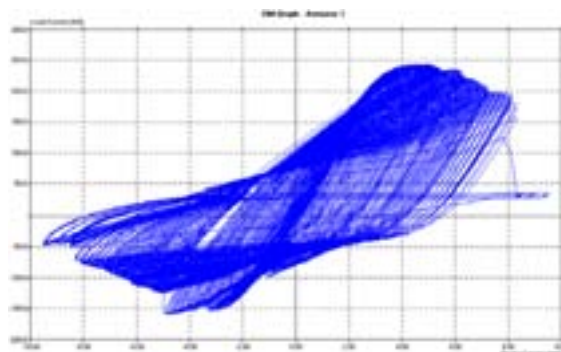
افت سختی و مقاومت وجود دارد، پس از اتمام آزمایش هسته میانی از داخل پوشش خارج گردید و مشاهده شد به علت مقاومت فشاری پائین چوب، هسته میانی در یک نقطه دچار کمناش موضعی گردیده است و از همان نقطه به علت خستگی دچار گسیختگی شده است، شکل (۱۴). یکی از اهداف ارایه این الگوی مهاربند، کار برد آن در مقاوم سازی بادبندهای متداول بوده است. با وجود این مشکل نمونه ۳۲۰ سیکل بارگذاری را تحمل نمود.



شکل (۱۴): هسته میانی نمونه ۳ پس از اتمام آزمایش (به گسیختگی نمونه در اثر بارگذاری توجه شود)

و این نشان از سخت شدگی محوری هسته میانی دارد. در ساخت این نمونه وجود سخت کننده های انتهائی و تعداد ورق های دوخت بین دو پروفیل ناودانی بسیار مهم می باشد و در رفتار عضو تاثیر بسزائی دارد. نکته جالب و قابل توجه در آزمایش این نمونه، کمناش هسته میانی در مدهای بالاتر بود. کمناش در مدهای بالاتر

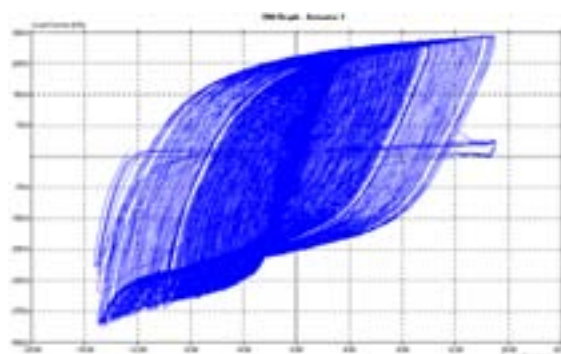
نمونه ۳: نمودار هیستریزیس این نمونه در شکل (۱۳) آمده است.



شکل (۱۳): نمودار هیستریزیس نمونه ۳

همانطور که از نمودار شکل (۱۳) مشخص است، هیستریزیس بوجود آمده مقارن و بسیار پایدار نمی باشد، اما نکته قابل توجه در نمودار هیستریزیس نمونه ۳ آن می باشد که چوب توانست بار کمناشی هسته میانی را تا ۱۴ تن ارتقا دهد و شرایطی را فراهم سازد تا نمونه بتواند درکشش جاری شود و در حقیقت تا مقدار قابل ملاحظه ای نسبت به ورق تنها جذب انرژی را بالا ببرد. همطور که از شکل (۱۳) مشخص است در ناحیه فشاری به شدت

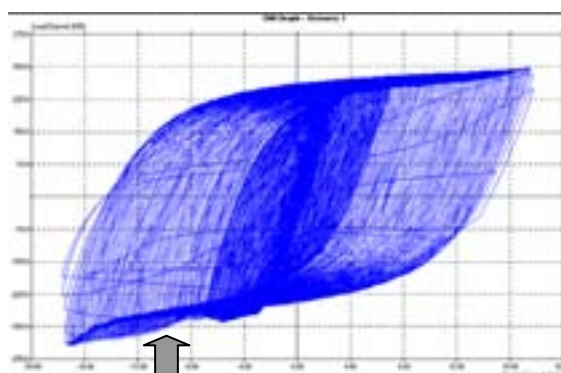
نمونه ۴: نمودار هیستریزیس این نمونه در شکل (۱۵) آمده است.



شکل (۱۵): نمودار هیستریزیس نمونه ۴

همانطور که از شکل (۱۵) مشخص است، تا بار ۲۸ تن نمودار هیستریزیس متقارن بوده است. اما بعد از آن بعلت تماس پوشش نهایی مهاربند یا همان قوطی با فکهای دستگاه، درصدی از بار را قوطی تحمل میکرد. این نمونه در منطقه کششی تا بار حدود ۲۸ تن را تحمل نموده است. اما در منطقه فشاری حدود ۴۰ تن نیرو تحمل نموده است. آخرین نکته، تعداد سیکل باربری بیش از ۳۰۰ سیکل این نمونه است.

نمونه ۵: نمودار هیستریزیس این نمونه در شکل (۱۶) آمده است.



شکل (۱۶): نمودار هیستریزیس نمونه ۵

در کل این نمونه هم بیش از ۳۰۰ سیکل بارگذاری را تحمل نمود. همانطور که در شکل (۱۶) مشخص می‌باشد نمودار هیستریزیس این نمونه دارای شکل متقارنی

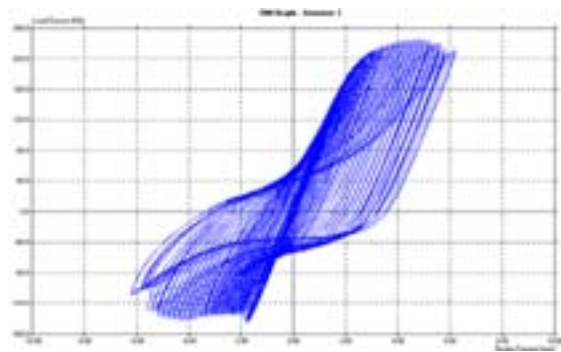
در کشش و فشار می‌باشد. اما در ناحیه فشاری منحنی از حالت تقارن خارج شده و دچار افت مقاومت موضعی شده است، (این ناحیه در شکل با فلش نمایش داده شده است). این مساله در مورد نمونه ۴ (ساخته شده با بتن پر مقاومت) اتفاق نیافتاد در نتیجه این مساله را می‌توان به صورت زیر توجیه نمود:

به علت فشار جانبی وارد شده زیاد به بتن پوشش سبک از دانه های لیکا و شکست آنها در بار فشاری حدود ۲۴ تن در بادبند کمانش موضعی روی می‌دهد. این بار باعث ایجاد فرورفتگی در سطح تماس هسته میانی و بتن می‌شود. تکرار این بارگذاری در سیکلهای بعد از ۲۵۰، کمانش موضعی هسته میانی در ابتدای ژاکت بود. این کمانش باعث ایجاد دوران زیادی در محل اتمام ژاکت و طبله کردن غلاف فلزی گردید، شکل (۱۷).



شکل (۱۷): طبله کردن غلاف فلزی و دوران هسته میانی به علت کمانش موضعی در انتهای آزمایش

نمونه ۶: نمودار هیستریزیس این نمونه در شکل (۱۸) آمده است.

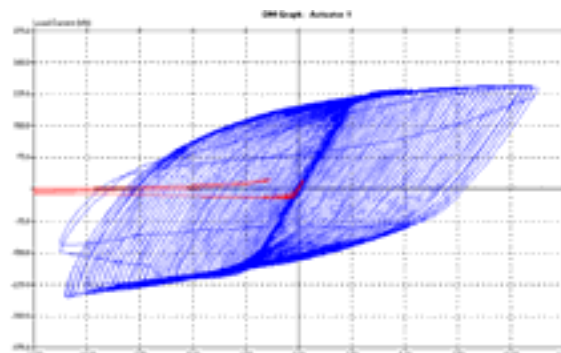


شکل (۱۸): نمودار هیستریزیس نمونه ۵

همانطور که قبلا هم عنوان گردید ماسه، به علت مقاومت کم نمی‌تواند گزینه مناسبی برای تکیه‌گاه جانبی باشد. با این حال فقط برای بررسی میزان به تعویق افتادن کمانش این آزمایش انجام گرفت. این نمونه توانست نیروی کمانش اولری را از ۲ تن تا ۱۴ تن به تعویق بیندازد. در این آزمایش ماسه با روغن آغشته گردید و تا حد امکان درون غلاف فولادی متراکم گردید. یکی از اهداف این تست یافتن ایده‌ای موثر و ارزان جهت مقاوم‌سازی مهاربند قابهای موجود بود. نتایج بسیار امیدوارکننده است.

۵-۲- مقایسه رفتار مهاربند معمولی و مهاربند شکل پذیر نمونه ۲

در شکل (۱۹) منحنی هیستریزیس نمونه ۱ و نمونه ۲ برای مقایسه در یک نمودار ترسیم شده است.



شکل (۱۹): مقایسه منحنی‌های هیستریزیس نمونه‌های ۱ و ۲

همانطور که از شکل مشخص است میزان انرژی مستهلک شده یا سطح زیر منحنی دو نمونه قابل مقایسه نمی‌باشد.

۶- آزمایش مهاربند شکل پذیر در قاب

همانطور که در قسمتهای قبل آمد جهت تایید نتایج مطالعات و صحت فلسفه طراحی ارایه شده جهت قابهای با مهاربندی هم مرکز شکل پذیر و نحوه تعامل دیگر اعضای قاب با مهاربند، باد بند نمونه ۲ مجدداً با مقیاس واقعتر ساخته و در قاب مورد بررسی نصب شد. لازم به توضیح است که تمامی اعضای قاب به غیر از بادبند برابر روش طراحی ارایه شده در این مقاله به صورت الاستیک طراحی شدند و کلیه اتصالات تیر به ستون و ستون به پی مفصلی اجرا شد. در طراحی صفحات اتصال انتهایی بادبندها، حد نهایی بار مهاربندها با اعمال ضرایب ایمنی جهت جلوگیری از کمانش آنها اعمال شد، شکل (۲۰). با توجه به ابعاد قاب سهم نیروی مهاربند از برش طبقه برابر است با: $P_{Brace} = V_{Story} * \cos \alpha = 1.2 V_{Story}$ که در آن P نیروی مهاربند، V برش طبقه و α زاویه مهاربند با افق می‌باشد.

لازم به توضیح است که جهت بررسی این نکته که کلیه اعضا به غیر از مهاربند در ناحیه الاستیک باقی می‌مانند، در همه آنها در مکانهای تعیین شده کرنش سنج نصب شد. به علاوه در تراز طبقه توسط تغییر مکان سنجها، جابجایی طبقه اندازه گیری میشد. بار گذاری به کمک یک اکچوایتور ۲۵۰ کیلو نیوتن و به صورت دینامیکی در تراز طبقه اعمال می‌شد. کلیه اطلاعات و داده‌های آزمایش توسط یک دیتالاگر (یو. پی. ام-۱۰۰) جهت پردازشهای آتی ثبت می‌شد. جهت جلوگیری از کمانش جانب یا چپ شدگی تیر طبقه و کل قاب دو انتهای تیر به کمک مهاربندهای عمود بر صفحه جان تیر مهار شدند، شکل (۲۰). از هسته فولادی مهاربند قبل از انجام آزمایش تست کششی جهت تعیین مقاومت کششی بعمل آمد، بارتسلیم کششی حدود ۱۹۰ کیلونیوتن (۱۹ تن) برآورد شد.

اکچوایتور یا همان برش طبقه به ۲۵ تن میرسد نیروی محوری مهاربند به حدود $30 = 1/2 \times 25$ تن میرسد. بنابراین از یک اکچوایتور ۲۵ تن استفاده شد. ولی قاب مقاومتی بالاتر از نیروی فوق از خود نشان داد. از آنجا که بعد اکچوایتور نمی توانست نیروی بزرگتری اعمال نماید، بعد از رسیدن به ۲۵ تن تست قطع شد. ولی همانطور که از تست بر می آید نتیجه فوق العاده عالی بود.

۷- نتیجه گیری

استفاده از مهاربند شکل پذیر که از کمانش آن تحت بارهای رفت و برگشت جلوگیری شده باشد امکان به تسلیم رسیدن آن را در کشش و فشار که عموماً متقارن است را فراهم می آورد. از این ایده می توان در ساخت و ساز و مقاوم سازی قابهای با مهاربندی هم مرکز معمولی استفاده کرد و در جهت حل نقطه ضعف این قابها که همان عدم شکل پذیری می باشد بهره برد. اما اهم نتایج این مطالعات را می توان به قرار ذیل خلاصه کرد:

۱- استفاده از این مهاربندها علاوه بر عدم کاهش سختی جانبی به شکل پذیری قاب می افزاید.

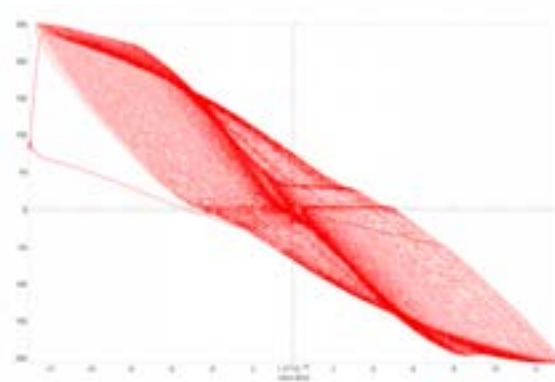
۲- تئوری های شکست و مطالعات مقاومت مصالح اذعان می دارد که در صورت محبوس کردن اعضای فشاری ظرفیت باربری بدلیل سخت شدگی بالا در ناحیه پلاستیک افزایش مییابد. نتایج آزمایشهای این پژوهش گواه این موضوع میباشد.

۳- بدلیل توزیع یکنواخت تنشهای کشش - فشار و امکان تشکیل مفاصل محوری در طول مهاربند وجود دارد. این موضوع باعث می شود که در مقایسه با قابهای خمشی که مفاصل خمشی پلاستیک در آنها، بیشتر به صورت موضعی تشکیل میشود، امکان خستگی کمتری برای عضو و استهلاک انرژی بیشتری وجود داشته باشد.

۴- نتایج مطالعات نشان میدهد که میتوان از مصالح معمولی و موجود با هزینه بسیار پایین، این مهاربندها را به صورت سری و در انواع سایزها تولید کرد و حتما نیاز به فولاد، تفلون و دیگر مواد خاص نیست.



شکل (۲۰): تصویر قاب با مهاربند نمونه ۲ تحت بارگذاری



شکل (۲۱): نمودار نیرو KN- تغییر مکان mm قاب با مهاربند شکل پذیر

مراحل انجام تست علاوه بر بازدید عینی، فیلمبرداری شد. بعد از انجام آزمایش جهت اطمینان از عدم ورود کلیه اعضا به غیر از باد بند به ناحیه غیرخطی ضمن بازدید دقیق، نتایج کرنش سنجها مورد مطالعه واقع شد. نتایج بیانگر صحت فرضیات مبنای طراحی بوده اند. همه اعضا کاملاً الاستیک مانده بودند و فقط هسته فولادی مهاربند کاملاً در طول خود به تسلیم رسیده بود. شکل ۲۱ نمودار نیرو-جابجایی را برای تراز طبقه قاب مورد مطالعه نشان میدهد. نتایج تست بیانگر آن است که مهاربند بدون هیچ نوع کمانشی در کشش و فشار تقریباً هم زمان به تسلیم رسید. از آنجاکه در بر آورد اولیه تصور می شد که بعد از رسیدن برش طبقه به حدود ۱۶ تن مهاربند به بار تسلیم خود $19 = 1/2 \times 16$ تن میرسد و وقتی حداکثر نیروی

مراجع

- ۱-علیرضا رضائیان، ۱۳۸۱، ارتقاء رفتار قاب های مهاربندی شده هم مرکز توسط شکل پذیر نمودن آنها، پایان نامه کارشناسی ارشد سازه، دانشگاه علم و صنعت ایران.
- 2-AISC, "Seismic Provision for structural steel Building" 2005.
- 3-Sridhara,B.N."Sleeved Column as a Basic Compression member."Proc.4 th International Conference on Steel Structures &Space Frames, Singapore, 1990
- 4-S.P.Timoshenko &Gere,"Theory of elastic stability"McGraw-Hill,1985
5. AISC, SSPEC 2002"Seismic provisions for structural steel buildings"AISC, 2002
- 6-Watanabe A.,Hitomoi Y."Brace encased in concrete and steel tube"9 th.World conference on Earthquake Engineering,Japon, 1988.
- 7-A.parry Brown,I. D.Aiken, F.J.Jafarzadeh, "Buckling restrained braces provide the key to the seismic retrofit of the w.f.building",Modern stell construction, august,2001
- 8-Takenaka Corporation"Development of a new method for seismically strengthening existing steel-frame structures..."Tokyo Electric Power Company,May 15, 2000
- 9- Egor Popov"Results from cyclic tests of large-scale yielding steel braces"Seismic Isolation Engineering (SIE) for Nippon Steel, 2000, U.S.A.,
- 10-SEAOC,"Seminar on Buckling restrained braced frame"spring 2000
- 11-Clark P.,Kasai K..Aiken I."Evaluation of design methodologies for structures incorporating steel unbonded braces for energy dissipation"12 th.World conference on Earthquake Engineering, New Zealand, 2000
- 12-Black C.,Makris N.,Aiken I." Component testing, stability analysis and characterization of buckling restrained braces"PEER,sept 2002.

۵- بدلیل استفاده از تمامی ظرفیت بعد از تسلیم مهاربند، نیاز به طراحی مهاربند به عنوان یک عضو فشاری نیست که همیشه معضل کماتش را با خود دارد.طراحی فشاری بابدند بدلیل خطر کماتش عموماً الاستیک و به روش تنش مجاز طراحی میگردد. این موضوع باعث طراحی بیشتر از نیاز و بزرگی مقاطع باد بند میگردد که میتواند سبب افزایش سختی جانبی و متعاقب آن افزایش مقاطع تیرها، ستونها، اتصالات، ابعاد پی سازه و هزینه ها گردد.

تمامی این معضلات با استفاده از مهاربند شکل پذیر پیشنهادی میتواند شدیداً کاهش یابد.

۶- در صورت ضعیف بودن مهاربندهای معمولی قابها، میتوان به کمک ایده به کار رفته در نمونه ۳(غلاف چوبی) و نمونه ۵(غلاف ماسه و روغن سوخته) مهاربندها را تقویت کرد و امکان شکل پذیری مناسبی را برایشان فراهم کرد. از این ایده میتوان جهت تقویت سریع سازه ها بعد از زلزله هم بهره برد.

۷- از آنجا که مهاربندهای شکل پذیر در کشش و فشار به تسلیم می رسند میتوانند به صورت تک در هر دهانه بکار روند و بازشوهای مناسب معماری را فراهم کنند.

