



اصول حاکم بر طراحی و رفتار مهاربند های واگرا

مسعود صالحی

کارشناس ارشد سازه دانشگاه آزاد واحد مهاباد،

salehi_en2012@yahoo.com

چکیده

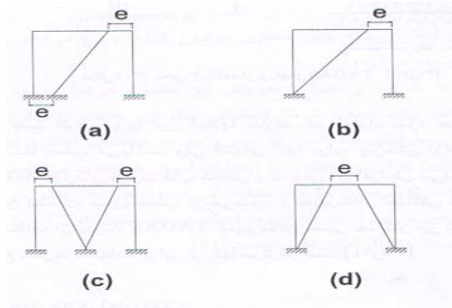
مقاومت هر سازه در برابر زلزله به نوع ساخت سازه و به کارگیری اصول و قوانین مهندسی در طراحی و اجرای آن و به بزرگی و قدرت زلزله بستگی دارد. قابهای مهاربندی برون محور دارای سختی و شکل پذیری مناسبی می باشند. در این قابها مهاربند تامین کننده سختی سازه و لینک (تیر پیوند) باتوجه به مقدار طول آن تامین کننده شکل پذیری میباشد. در این تحقیق با توجه به کمبود اطلاعات کافی بعضی از مهندسیین از رفتار و فلسفه طراحی این نوع مهاربند سعی شده در حد توان و نظر به این نکته که مبحث 10 (طرح و اجرای ساختمانهای فولادی) ایران اقتباس گرفته شده از آیین نامه (AISC) آمریکا می باشد رفتار و نکات طراحی این نوع مهاربند ها با توجه به موارد آیین نامه آمریکا (AISC) و پرداخته شود. تا مهندسیین طراح را در درک رفتار بهتر و مزایا و علی الخصوص موارد مغایرتی به وجود آمده بین طرح و اجرا ی بکار گیری این نوع مهاربند را به خوبی مدیریت و قضاوت نمایند .

واژگان کلیدی: مهاربند واگرا، تیر پیوند، طراحی، خطاهای اجرایی

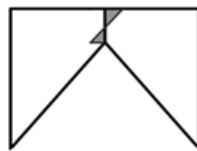
1. مقدمه

زمین لرزه پدیده ای است که باعث میشود در مدت زمانی کوتاه انرژی زیادی بسته بزرگی زلزله در زمین رها شود. انرژی رها شده باعث ایجاد تکانهای شدید در قسمتهای بالایی زمین میگردد. با وقوع زمین لرزه انواع مختلف موجها در تمام جهات زمین منتشر می شوند موجهای منتشر شده باعث ایجاد حرکت های افقی و قائم در سطح زمین میگردد که معمولا حرکت و شتاب زمین در راستای افق بیشتر از قائم است. به همین دلیل نیروی جانبی وارد بر سازه بیش از نیروی قائم است (جهت x و y). پی ساختمان نیز همراه زمین شروع به حرکت میکند و سقف سازه تمایل به حفظ حالت سکون خود را دارد و از طرفی دیگر بخاطر تفاوت در دریافت این حرکات توسط جرمهای قسمتهای مختلف اجزای ساختمان که با هم حرکت نمیکنند نسبت به هم جابجایی های متفاوتی بروز میکنند این پدیده به عنوان تغییر شکل ساختمان و یا پاسخ ساختمان نامیده میشود. تغییر شکل ایجاد شده در ساختمان ایجاد تنش میکند و اگر این تنش ها از مقاومت مصالح بالاتر رود باعث ایجاد ترک و گسیختگی اجزای ساختمان میگردد. لازم به ذکر است هر چه پیوند ساختمان به پیوند زلزله نزدیکتر باشد اثرات زلزله بدلیل پدیده تشدید افزایش میابد [1]. از طرفی دیگر درطراحی به روش تنش مجاز اگر بخواهیم برای زلزله های متوسط و شدید سازه ها را به صورت ارتجاعی تحلیل و طراحی نماییم طرجهای غیر اقتصادی بدست میآید (با نظر به تغییر شکلهای ایجاد کننده تنش) به همین دلیل از خواص مصالح در حالت های غیر خطی استفا ده میشود و به سازه اجازه داده میشود وارد ناحیه غیر خطی شود که همین غیر خطی شدن عضو سازه ایی از نیروی زلزله که قرار است به سازه وارد شود میکاهد [1]. اگر ما در نمودار مواد دقت کنیم (فولاد) در میابیم که نمودار از سه قسمت الاستیک، پلاستیک و سخت شدگی مجدد تشکیل شده. در مرحله دوم با افزایش بسیار کم نیرو جابجایی زیادی اتفاق می افتد که در حقیقت به معنی غیر خطی بودن فولاد است در عمل از نمودار ایده آل شده تنش کرنش استفاده میگردد. با این توضیحات و اشاره به این نکته که قابهای مهاربندی شده واگرا دارای شکل پذیری مناسب مانند قاب های خمشی می باشند و همچون مهاربند های هم گرا دارای سختی قابل قبولی میباشند هم از رفتار ارتجاعی مصالح استفاده می شود (کلیه اعضا بجز پیوند) و هم از رفتار غیر ارتجاعی بواسطه تشکیل مفصل پلاستیک در ناحیه پیوند. انواع متداول این نوع مهاربند ها در اشکال (1 و 2) نشان داده شده. هندسه این مهاربندها تعمداً دارای خروج از مرکزیت نسبت به محل تقاطع تیر وستون یا محل تقاطع تیر و مهاربند می باشد با انتخاب مناسب مقدار خروج از مرکزی قاب تا حد قابل توجهی سختی از خود نشان میدهد ضمن این که بواسطه تسلیم برشی در قسمت کوتاهی از تیر (موسوم به

پی وند برشی (شکل پذیری و ظرفیت استهلاک انرژی لازم را احراز خواهد کرد [1] شکل 1 مهبانند افقی و شکل 2 مهبانند قائم را نشان میدهد. البته ذکر این نکته نیز به نظر ضروری میرسد که سازه های فولادی نسبت به بتن در برابر حرارت و مواد شیمیایی مقاومت کمتری دارد که چنانچه در ترکیب زلزله حرارت نیز بهر نحوی به عضو فولادی برسی تیر پیوند سریعتر به مفصل پلاستیک تبدیل میشود [2]. خلاصه در این مسیر لازم است تا به بررسی اجمالی انواع مختلف مهبانند های واگرا و پارامتر های رفتاری فولادرا به صورت کوتاه برسی نموده و سپس با استفاده از یک پیشینه ذهنی مزایا و معایب و خصوصیات رفتاری در مورد ضوابط طراحی قاب برون محور را با استفاده از آیین نامه AISC2010 مورد بررسی قرار داده. البته از نظر نباید دور ساخت که هر چه اعضای سازه شکل پذیر تر وانعطاف پذیر تر باشد خسارات جانی و مالی ناشی از زلزله کمتر خواهد بود و برای این کار بهتر است از فولاد های کم کربن . جوش پذیر وشکل پذیری بالاتر استفاده گردد.



شکل (1) انواع رایج مهبانند های واگرا



شکل (2) مهبانند واگرا با پیوند قائم

2. رفتار مهبانند های واگرا

سازه های ساختمانی تحت تاثیر نیروهای جانبی ناشی از زلزله دچار تغییر مکان می شوند و متداولترین روش های کنترل تغییر مکان ها در سازه های فولادی که معمولا از نوع جانبی می باشند و به شکل های گوناگونی اجرا می شوند مهبانند ها میباشند . پیکر بندی کلی سیستم های مهبانندی عموماً از نوع هم‌مرکز یا خارج از مرکز میباشند مهبانند های هم مرکز سختی سازه رانسبت به قاب خمشی به شدت افزایش داده و تغییر مکان جانبی سازه را محدود میکنند و مهبانند های برون محور نیزدو ویژگی سختی مناسب جانبی و جذب انرژی بالا را با یک دیگر ترکیب کرده و به کار میگیرند در این سیستم برون محوری اتصال مهبانندی سبب پدید آمدن لنگر های خمشی و نیروی برشی بزرگی در ناحیه تیر نز دیک به مهار می شود به این ترتیب تنشهای این ناحیه از تیروارد محدوده غیر ارتجاعی شده وسبب اتلاف انرژی ناشی از زمین لرزه می شود که اصطلاحاً " به آن تیر پیوند می گویند کلیه بادبند های فولادی در برابر نیروهای جانبی زمانی رفتار مناسبی از خود به نمایش میگذارد که عملکرد دیافراگم صلب و یا تقریباً " صلب باشد. و صرفاً فولادی بودن یک سازه و بکار گیری مهبانند تضمینی بر مقاومت آن در برابر زلزله نیست. باید اشاره کرد که یکی از خصوصیات مصالح و علی الخصوص مصالح فولادی غیر خطی شدن آنهاست ولی اینهم بدان معنی نیست که مصالح دیگر نیرویی تحمل نمی کنند بلکه با توجه به مسئله سخت شدگی کرنشی می توانند مقداری دیگر نیرو تحمل کنند از طرفی دیگر با توجه به ماهیت رفت و برگشتی نیروی زلزله که این نیرو باعث وارد مرحله غیر خطی شدن مصالح میگردد ما طراحی تیر پیوند را بر این اساس انجام میدهم که عضو وارد مرحله غیر خطی شده (تشکیل مفصل پلاستیک در آن) و برای نشان دادن رفتار آزمایشگاهی می توان از منحنی های هیسترزس استفاده کرد که سطح داخل هر حلقه نمایش داده شده به نوعی میزان انرژی تلف شده در سیستم بصورت گرما می باشد. و به نوعی می توان از منحنی های هیسترزس موارد زیر را استنباط کرد :

- سطح زیر نمودار (میزان جذب انرژی)

- شکل پذیری سازه در مدت عملکرد



- مقدار مقاومت سازه در هر دوره

- زوال ها

- تعداد دورهای رفت و برگشت

- شیب منحنی سختی سازه در هر دوره

برای تحلیل یک سازه باید منحنی چرخه ای برای مدل کردن رفتار غیر خطی موجود باشد از انواع مدل سازی می توان [2]:

2-1- مدل دو خطی

2-1-1- دو خطی الاستو پلاستیک

2-1-2- دوخطی با سخت شدگی کرنشی

2-1-3- دوخطی با نرم شدگی کرنشی مدل هیستر زیس با منحنی اسکلتون رامبرگ - اسگود

2-2- مدل هیستر زیس با منحنی اسکلتون رامبرگ - اسگود

3- طراحی

اصولاً از نظر مهندسی آن طرحی مناسب و قابل قبول تلقی میشود که بتواند شرایط مطلوبی چه از نظر اقتصادی . کارایی و مقاومت در حد معقولی را برآورده سازد در سازه های فولادی باند ها بعد از تیر و ستون ها و در مواقع بار جانبی خصوصاً " زلزله می توان گفت بیشتر از آنها دارای اهمیت میباشد البته در آیین نامه آمریکا AISC2005 به صراحت عنوان شده که می توان به باند های برون محور مانند یک سیستم ترکیبی از قاب خمشی و قاب هم مرکز نگاه کرد (سختی و شکل پذیری مناسب). انتخاب گزینه اول جهت طراحی و استفاده از این نوع مهاربند ها تیر پیوند افقی میباشد در واقع تیر پیوند عضوی افقی در بین ستون و یک عضو مهاربندی و یا بین دو عضو مهاربندی می باشد شکل (1). و گزینه دوم مهاربند واگرا همراه پیوند قائم برشی می باشد شکل (2) که پیوند زیر تیر قرار گرفته و نکته قابل ذکر و مهم این است که در زمان طراحی این نوع مهاربند طراح باید به مهاربندی تقاطع مهاربند ها و تیر پیوند توجه نماید مگر آنکه محاسبات طراحی آنها را با این گونه مهاربندی مواجه نداند البته متاسفانه با توجه به رفتار مناسب این نوع مهاربند و آزمایش انجام شده توسط مرجع [4] و تحقیقات انجام گرفته توسط مرجع [5] متاسفانه جای آن در آیین نامه ایران مبحث 10 خالی به نظر میرسد. وبصورت تیتروار باید به نکته زیر که بسیار حائز اهمیت است اشاره کنیم :

I. رفتار غیرالاستیک فقط محصور به تیر پیوند می باشد و در واقع مانند فیوز برای قاب میباشد شکل (3).

II. تیر پیوند ضعیف ترین اجزای قاب میباشد و همه اجزای دیگر (تیر، ستون ، و مهاربند ها) قوی تر از تیر پیوند هستند.

III. اجزای تیر پیوند باعث به وجود آمدن قابلیت شکل پذیری می گردند

3-1- جزئیات طراحی :

اگر دقت گردد تیر پیوند قسمتی است که بیشترین برش را تحمل میکند و اساس کار طراحی این نوع مهاربند رساندن تیر پیوند به حالت غیر الاستیک و استفاده کردن از استهلاک انرژی زیاد ناشی از رفتار پلاستیک فولاد می باشد تیر پیوند با توجه با اندازه آن در معرض برش و خمش ناشی از خروج از مرکزیت بین محل تقاطع آکس اعضای قطری و آکس تیر (و یا بین محل تقاطع آکس اعضای مهاربندی و آکس ستون برای تیر پیوند نزدیک به ستون) در نظر گرفته میشوند تیر پیوند گستره از اتصال مهاربند تا اتصال مهاربند دیگر و یا اتصال مهاربندی تا رسیدن به ستون برای حالت تیر پیوند به ستون می باشد شکل (3).

$$0.6F_y(d-2t_f)t_w V = V_p$$

رابطه (1)

مقاومت اسمی تیر پیوند

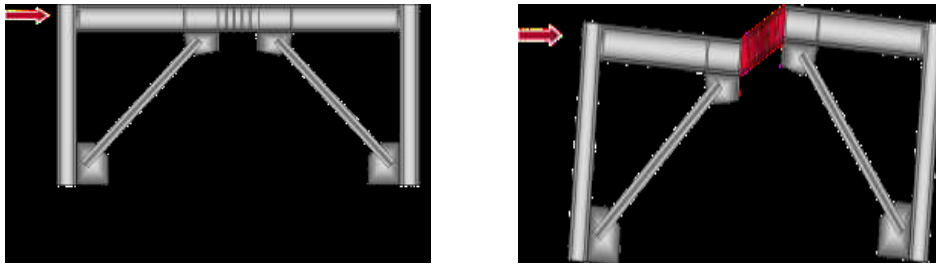
$V_p =$ برش کامل پلاستیک

$d =$ عمق تیر

$T_f =$ ضخامت بال تیر

$T_w =$ ضخامت جان تیر

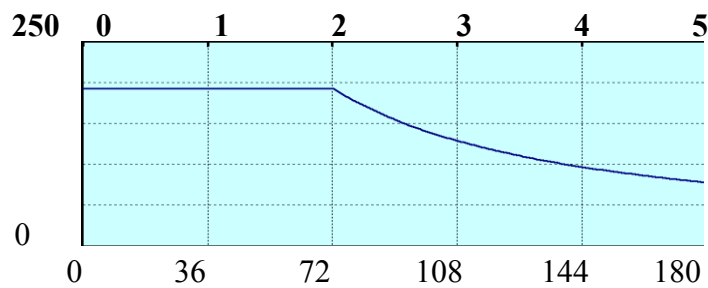
$M_p =$ لنگر پلاستیک



شکل (3) رفتار مهاربند تحت اثر بار جانبی

3-2- مقاومت برشی :

مقاومت برشی اسمی تیر پیوند V_n کوچکترین مقدار محاسبه شده از مقاومت برشی پلاستیک برای مقطع تیر پیوند یا از تقسیم لنگر پلاستیک بر طول تیر پیوند که از روش فرضی برابری لنگرهای انتهایی در ناحیه رفتار غیر الاستیک به دست می آید. مقاومت برشی اسمی تیر پیوند شبیه نمودار زیر می باشد که برای حالت kips به اینج با اعداد زیر مطابقت دارد شکل (4):



شکل (4) نمودار مقاومت برشی اسمی تیر پیوند

همواره مقدار مقاومت برشی طراحی تیر پیوند V_n و مقاومت برشی مجاز V_n/Q_v باید مطابق مقدار پایین به دست آمده بازه حدی برش تسلیم در جان و خمش تسلیم در کل مقطع باشد حال برای هر دو بازه حدی داریم :

$$\text{روش تنش مجاز} \quad \Omega_v = 1.67 \text{ (ASD)} \quad \text{روش حدی} \quad \phi_v = 0.90 \text{ (LRFD)}$$

$$P_r / P_c \leq \quad \text{برای} \quad V_p = 0.6 F_y A_{1w}$$

0.15

$$P_r / P_c > 0.15 \quad \text{برای} \quad V_p = 0.6 F_y A_{1w} \sqrt{1 - (P_r / P_c)^2}$$

$$\text{برای تیر} \quad A_{1w} = (d - 2t_f) t_w$$

پیوند I شکل

$$\text{برای مقاطع قوطی شکل} \quad = 2(d - 2t_f) t_w$$

بر حسب طراحی $P_r = P_u \text{ (LRFD) or } P_a \text{ (ASD)}$,

$$P_u = \quad \text{نیروی محوری با استفاده از روش ترکیب حدی} \quad \text{Kips(N)}$$

$$P_a = \quad \text{نیروی محوری با استفاده از روش تنش مجاز} \quad \text{KIPS(N)}$$

$$P_c = P_y \text{ (LRFD) or } P_y / 1.5 \text{ (ASD)}, \quad \text{بر حسب مورد}$$



نیروی محوری اسمی تسلیم $P_y = F_y A_g$

رابطه (2)

A_g = مساحت کل

F_y = تنش حد جاری شدن

و باید دانست که تسلیم ناشی از خمش زمانی اتفاق میافتد که:

$$M = M_p = Z F_y$$

M_p = لنگر پلاستیک تیر پیوند

3-3- تسلیم ناشی از خمش :

$$V_n = 2M_p / e$$

$M_p = F_y Z$ برای $P_r / P_c < 0.15$

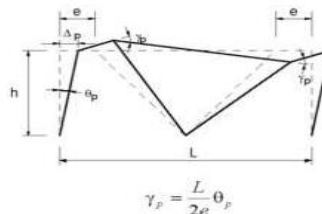
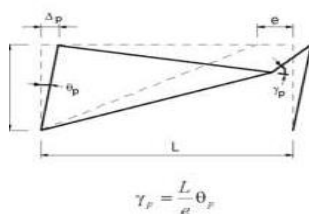
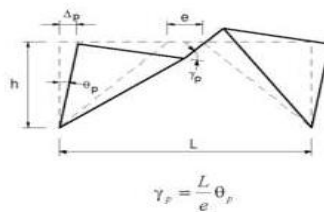
$M_p = F_y Z (1 - P_r / P_c / 0.85)$ برای $P_r / P_c > 0.15$

e = طول تیر پیوند (فاصله دقیق بین دو عضو قطری مهارى و یا فاصله بین عضو قطرى تا رسیدن به ستون تعریف میشود) و تسلیم ناشی از برش و خمش زمانی

3-4- زاویه چرخش

تیر پیوند به زاویه ای غیر الاستیک بین تیر پیوند و تیر خارج از ناحیه پیوند وقتی که جابجایی کلی طبقه معادل مقدار جابجایی طراحی طبقه یعنی دلتا باشد. مقدار زاویه چرخش تیر پیوند نباید از مقادیر زیر تجاوز کند. شکل (5) و باید اشاره کرد که معیار پذیرش برای اتصالات تیر پیوند به ستون همگی مبتنی بر زاویه چرخش تیر پیوند غیر الاستیک می باشد. و زاویه کلی چرخش نشان دهنده هر دو نوع جابجایی الاستیک و غیر الاستیک می باشد.

شکل (5)



الف- در مواردی که رفتار برشی حاکم است یا $e = 1.6 \text{ Mp/v}$ رادیان 0.08
ب- در مواردی که رفتار خمشی حاکم است یا $e = 2.6 \text{ Mp/v}$ رادیان 0.02

4- بررسی های آزمایشگاهی [6]:

نمونه های آزمایشگاهی زیر برای بررسی کارایی تیر پیوند آورده شده تا اطلاعات کافی از رفتار مهاربند فراهم گردد. اگر رفتار برشی حاکم باشد و طول لینک در رابطه فوق صدق کند . بهترین عملکرد سازه ای را از لحاظ مقاومت . سختی . و شکل پذیری به وجود می آورد طول کوتاه تیر پیوندا باعث شده تا برش معیار اصلی رسیدن تیر به حالت غیر الاستیک باشد. شکل (6a, 6b)

$$e \leq 1.6 \text{ Mp/v}$$

رابطه (3)



شکل (6b) تیر پیوند برشی تحت زاویه (چرخش)



شکل (6a) تیر پیوند کوتاه با سخت کننده

استفاده از تیر های با طول بیشتر همچنانکه ذکر گردید باعث حاکم شدن رفتار خمشی در تیر پیوند شده و با توجه به اینکه در رابطه (3) صدق نمیکنند و نظر به آزمایشات ذیل باعث به وجود آمدن مفاصل خمشی شده و در نتیجه مقاومت و شکل پذیری کمتری را از خود نشان میدهند
شکل (7)



شکل (7b) آزمایش تیر پیوند برای خمش



شکل (7a) آزمایش تیر پیوند برای خمش

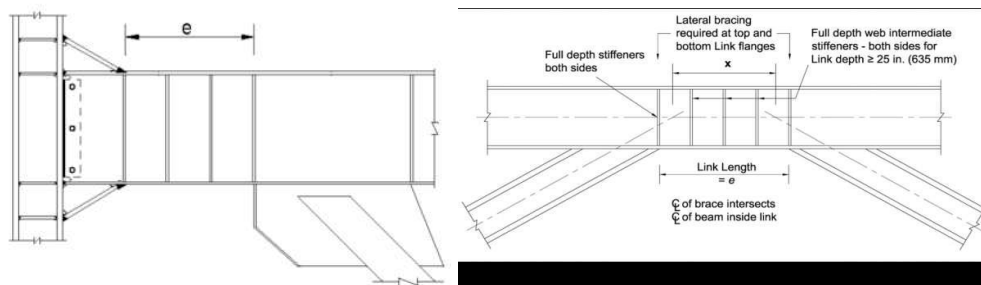
5- ضوابط تیر پیوند (محدودیت ها):

- i. جان تیر باید از یک ورق تک بدون هر گونه مضاعف و هر گونه بازشویی در نظر گرفته میشود تا بتواند به مفصل پلاستیک تبدیل گردد
- ii. ضابطه فشرده گی و فشرده لرزه ای باید رعایت گردد
ضابطه فشرده گی و فشرده لرزه ای باید بررسی شود

- iii. تیر پیوند باید از مقاطع I شکل (مقاطع بال پهن نورد شده یا مقاطع ساخته شده) یا مقاطع قوطی شکل ساخته شده و از بکار بردن HSS خوداری گردد
- iv. محدود کردن زاویه چرخش تیر پیوند به زاویه غیر الاستیک بین تیر پیوند و تیر خارج از ناحیه پیوند وقتی که جابجایی کلی طبقه معادل مقدار جابجایی طراحی طبقه یعنی دلتا است.

6- سخت کننده ها

- سخت کننده ها با ارتفاع کامل جان تیر در دو انتهای محل اتصال هر مهاربند به تیر پیش بینی می شوند. این سخت کننده ها باید به صورت یک جفت در دو طرف جان و در تمام ارتفاع باید تعبیه گردد.
- پهناي سخت کننده ها نباید از $(bf/2) - tw$ و ضخامت آنها نباید از $0.75 tw$ یا 10 میلیمتر کمتر اختیار شود. bf عرض بال تیر پیوند و tw ضخامت جان آن میباشد.
- فواصل سخت کننده ها نیز باید موارد آیین نامه ای را باید رعایت کند جهت دید طراحی و اجرا اشکال صحیح استفاده سخت کننده ها در شکل (8) آمده است.



شکل (8) طول لینک و موارد استفاده سخت کننده ها

7- مهار جانبی تیر پیوند

در دو انتهای تیر پیوند در بال فوقانی و تحتانی باید مهار جانبی پیش بینی شود و بهتر آنست که کل تیر خارج از پیوند نیز از لحاظ مهار جانبی بررسی گردد. و در مورد طراحی عضو قطری میشود گفت مانند بادبند های همگرا میباشد اما با توجه به فلسفه طراحی این نوع مهاربند که باید در محدود الاستیک باقی بمانند لذا باید ستون تیر و مهاربند ها برای 1.5 برابر حداکثر نیروی برشی و یا مقاومت خمشی تیر پیوند طراحی گردند و به نوعی می توان گفت که بادبند ها برای 1.5 برابر نیروی زلزله طراحی میگردند و با توجه به اینکه در حالت معمول مقاومت فشاری بادبند و مقاومت خمشی قطعه رابط به همدیگر نزدیک می باشند رعایت این بند باعث بالا رفتن سطح مقطع بادبند تا حدود 50 درصد نسبت به طراحی حالت معمول میگردد و البته نباید از نظر دور داشت که با توجه به اینکه زاویه آنها نسبت به افق زیادتر از بادبند های هممحور است لذا نیروی محوری بیشتری در آنها به وجود می آید. شکل (9)



شکل (9) مهار جانبی تیر پیوند

8- نتیجه گیری



با توجه با مزایای فراوان استفاده و بکار گیری این سیستم متاسفانه اکثر مهندسين هم از بابت طراحی و علی الخصوص در اجرا با تغییرات فراوان استفاده مطلوب بکار گیری ان بدلیل عدم دانش کافی از بابت تخمین رفتار سیستم عملا "بکار گیری آن زیر سوال رفته که امید است با افزایش دانش مهندسی در حوزه طراحی و اجرا این مهم به وقوع پیوندد از طرفی دیگر با توجه به تحقیقات صورت گرفته نوع خاص دیگری از مهاربند واگرا موسوم به پیوند قائم برشی امید است در آینده شاهد استفاده از آن در آیین نامه مبحث 10 ایران نیز باشیم .

3. مراجع

- 1- منیعی ، سالار، اصول ومبانی مهندسی زلزله(1392) ویرایش دوم ، سنندج ، نشر زاگروس
- 2- احمدی ، مسعود ، بادبند های برون محور (1391) پروژه درس سازه های فولادی پیشرفته ، دانشگاه تفرش
- 3- آیین نامه 2800 ، ویرایش سوم چاپ 1384
- 4- زهرایی س . 1388 . رفتار تیر پیوند برشی در ساختمانهای فولادی . تهران انتشارات مرکز تحقیقات ساختمان ومسکن. 224 صفحه
- 5- شایانفر م . رضائیان ع . طاهر خانی س . 1387 . معرفی وبررسی رفتار لرزه ای قاب مهاربندی شده واگرا با پیوند قائم جفت . نشریه علمی پژوهشی سازه وفولاد . سال چهارم . شماره سوم

6-Seismic Provisions for Structural Steel Buildings June 22,2010 Approved by the AISC Committee on Specifications



پانزدهمین کنفرانس دانشجویان عمران سراسر کشور
11، 12 و 13 شهریورماه 1393، دانشگاه ارومیه





پانزدهمین کنفرانس دانشجویان عمران سراسر کشور
11، 12 و 13 شهریورماه 1393، دانشگاه ارومیه

