

تفسیر ضوابط طراحی لرزه ای 10-3

مبحث دهم مقررات ملی ساختمان

ویرایش سال 87

احمد رضا جعفری arjafari@yahoo.com

فارغ التحصیل کارشناسی ارشد زلزله دانشگاه صنعتی شریف

عضو هیئت علمی دانشگاه غیر انتفاعی همدان

www.iransaze.com

مجتبی اصغری سرخی mojtaba808@yahoo.com

دانشجوی کارشناسی ارشد سازه شهید باهنر کرمان

www.sazeh808.blogfa.com

10-1 طراحی سازه های فولادی به روش تنش مجاز

در کشور ما در کنار مقررات ملی ساختمان مدارک فنی زیر نیز انتشار میابد :

- آیین نامه های ساختمانی (مثل آیین نامه 2800)
- استاندارد ها و آیین نامه های ساختمان سازی
- مشخصات فنی و ضمیمه پیمان
- نشریات ارشادی و آموزشی سازمان برنامه بودجه

اما آنچه مقررات ملی ساختمان را از این قبیل مدارک متمایز می سازد الزامی بودن، اختصاری بودن و سازگار بودن با شرایط کشور میباشد.

- در حال حاضر طراحی به هر دو روش تنش مجاز و روش حالت حدی (بخش 10-2) مجاز است، پس از طی دوره گذر طراحی به روش حالات حدی روش اصلی مقررات خواهد شد.

- در آیین نامه قبلی برای مثلا طراحی جوشهای گاست پلیتتها مقاومت اتصال برای جوشهای شیاری و گوشه مقدار مجاز را در عدد 1.7 ضرب میکردیم ولی در این ویرایش در روش تنش مجاز تمامی کنترلها بر اساس تنش مجاز انجام میشود و دیگر نیازی به ضرب کردن ضریب 1.7 نیست

- در ویرایش جدید مبحث دهم به جای افزایش تنش مجاز به میزان 33 درصد، ضریب کاهش 0.75 در ترکیب بار لحاظ گردیده است.

بخشهای زیر در فصل 10-1 یا کلاً دچار تغییر نشده اند و یا تغییرات محتوایی آنها اندک بوده است :

-بخش 10-1-1 مربوط به کلیات

-بخش 10-1-5 مربوط به اعضای خمشی

-بخش 10-1-6 مربوط به تیورورها و تیرهای جعبه ای

-بخش 10-1-7 مربوط به اعضای تحت اثر تنش مرکب

-بخش 10-1-8 مربوط طراحی اعضا در برابر پیچش

-بخش 10-1-9 مربوط به تیرهای مختلط

-بخش 10-1-12 مربوط به توجه به شرایط بهره برداری در طرح و محاسبه

تغییرات بوجود آمده در سایر فصول بطور خلاصه مورد بررسی قرار گرفته شده است:

2-1-10

در بخش محدودیت‌های نسبت عرض به ضخامت مقاطع فولادی مربوط به مقاطع فشرده یا غیر فشرده در مورد جان قطعات تحت اثر فشار حاصل از خمش نسبت h/tw یعنی ارتفاع مقطع به ضخامت جان

برای مقاطع غیرفشرده به $\frac{6370}{\sqrt{F_y}}$ محدود شده است که در ویرایش قبلی به جای F_y مقدار F_b یعنی

تنش مجاز خمشی جایگزین آن بود که بر این اساس این حد مقداری کوچکتر از قبل خواهد بود

3-3-1-10

در بخش مربوط به اعضای کششی مرکب از چند نیمرخ یا نیمرخ و ورق در مورد بستهای اتصال دو نیمرخ تصریح شده است که در دو انتهای عضو عرض ورق بست در راستای طولی عضو نباید از کمتر از فاصله مرکز به مرکز عناصر یا طول اتصال باشد. در ویرایش قبلی این طول تصریح شده بود که باید 1.5 برابر فاصله مرکز به مرکز عناصر باشد که در این ویرایش این مقدار کاهش داده شده است .

در همین بخش در مورد ضخامت بستها تصریح شده است که ضخامت ورق بست نباید از $\frac{1}{40}$ فاصله بین مرکز تا مرکز دو مقطع کمتر اختیار گردد که این مقدار در ویرایش قبلی برابر یک پنجاهم بود.

5-3-1-10

در بخش مربوط به ضوابط اعضای کششی با اتصالات لولایی در بخش ب برای قطعات با اتصال پین که انتظار می‌رود اتصال مفصلی تحت بارهای حداکثر، حرکت نسبی بین قطعات متصل شونده را تسهیل کند، قطر سوراخ پین تصریح شده است که باید دو میلیمتر بیش از قطر پین باشد که در ویرایش قبلی این مقدار یک میلیمتر بیش از قطر پین بود. در بخش پ همین بند در مورد تسمه های سرپهن هم باز به

همین شکل مقدار قطر سوراخ به جای یک میلیمتر (مربوط به ویرایش قبلی) تصریح شده است که باید دو میلیمتر بزرگتر از قطر پین باشد

2-1-4-1-10

برای محاسبه ضریب طول موثر K در بند 10-3-6-3 از مبحث 10 قدیم در شرط ج آمده بود که چنانچه شاخص پایداری سازه از مقدار 0.04 کمتر شود میتوان قاب را مهار شده فرض کرد و مقدار K را برابر 1 در نظر گرفت، در حالیکه در مبحث 10 جدید این بند حذف گردیده و برای تمام حالات برای قاب مهار نشده رابطه تقریبی 10-1-4-1 پیشنهاد شده است.

این درحالیست که در بخش طراحی به روش حالت حدی و در بند 10-2-7-1-1 آورده شده که چنانچه شاخص پایداری از 0.05 کوچکتر باشد می توان قاب را مهار شده جانبی در نظر گرفت.

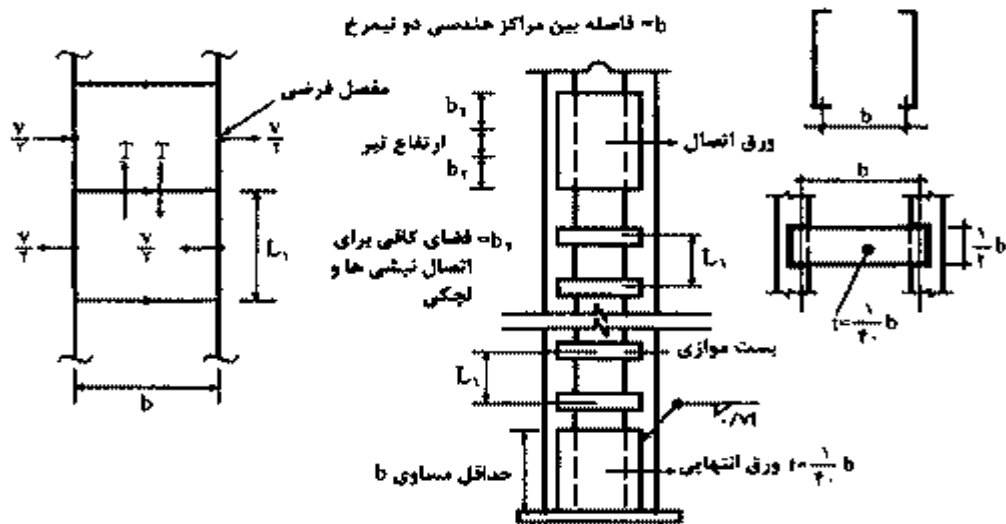
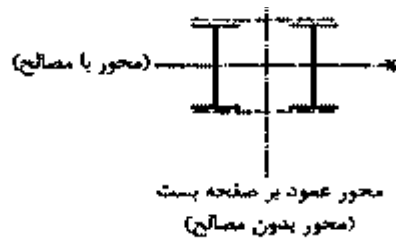
2-4-4-1-10

در بخش مربوط به اعضای فشاری مرکب در مورد بستهای مورب در ویرایش قبلی تنها ضوابط بستهای مورب تکی ذکر شده بود که در اینجا ضوابط بستهای مورب ضربدری هم اضافه شده است. در مورد زاویه بستهای مورب با محور عضو، این زاویه حداقل برابر 45 برای بستهای ضربدری و حداقل برابر 60 برای بستهای تکی تعریف شده است که این زاویه در ویرایش قبلی به طور ثابت برابر 45 تعیین شده بود .

در مورد اعضای فشاری با بستهای موازی هم تصریح شده است که طول بستها در راستای طولی عضو

نباید از $\frac{b}{2}$ کمتر باشد که b در اینجا برابر فاصله بین مراکز هندسی دو نیمرخ است. (به شکل 10-1-

5-4 مبحث دهم ویرایش جدید مراجعه شود .)



شکل 10-1-10 ستون با بست‌های موازی

1-10-1-10-ت

در بخش مربوط به اتصال ستون به کف ستون تصریح شده است که در صورت وجود نیروی کششی در پای ستون، نیروی برشی پای ستون ارجح است که با پاشنه برشگیر حمل گردد. این ضابطه در ویرایش قبلی وجود نداشت

مطابق شکل زیر در صفحه 148 آیین نامه AISC 2005 انواع پاشنه برشگیر آورده شده است::

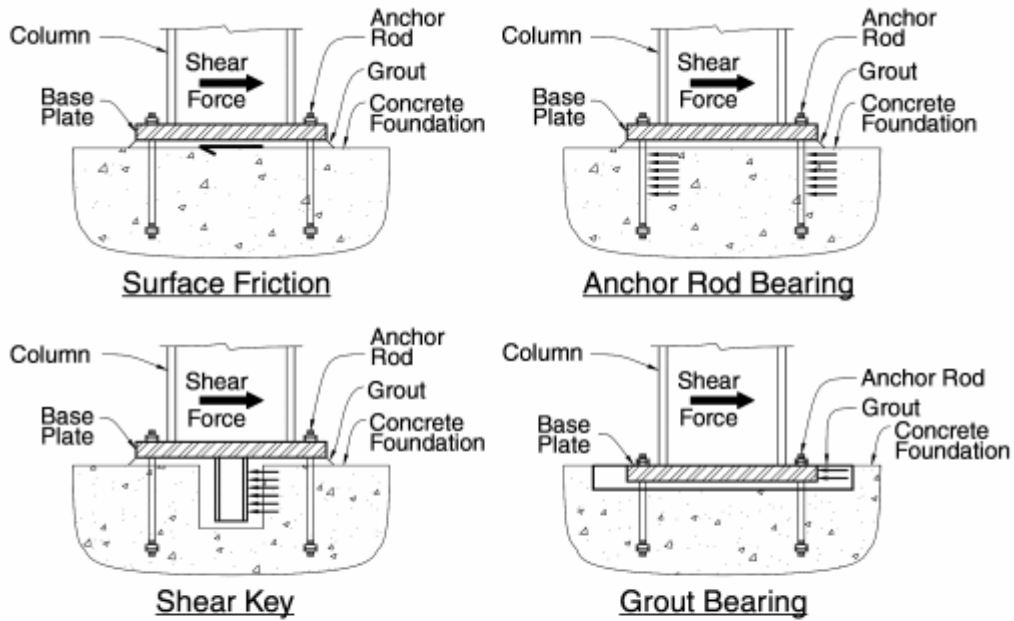
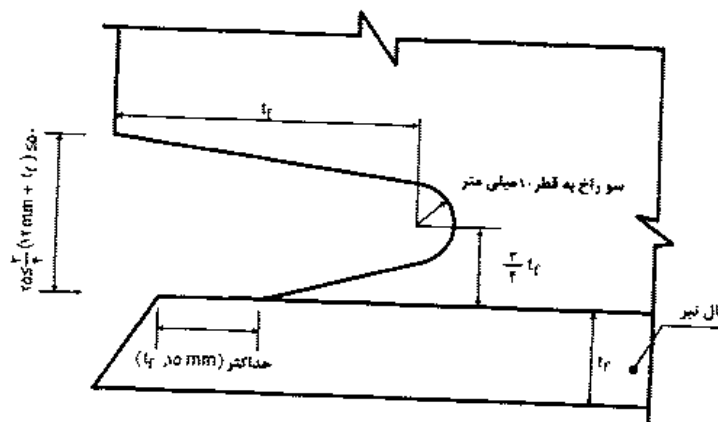


Fig. C-I-8.5.1. Shear transfer mechanisms—column supported by foundation.

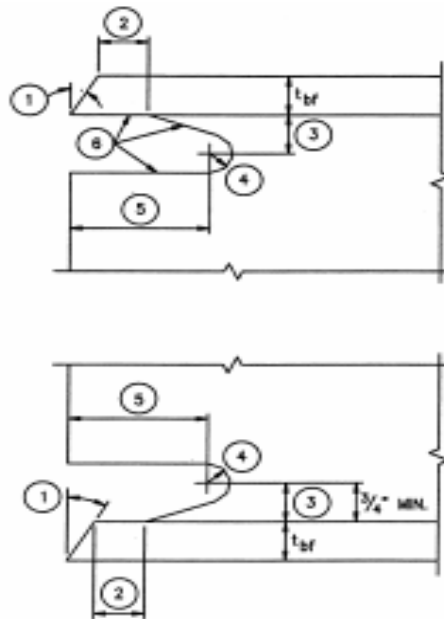
Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, March 9, 2005, incl. Supplement No. 1
AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, INC.

1-10-1-10-ذ

در بخش قبلی قسمت ذ مربوط به سوراخهای دسترسی در این ویرایش تصریح شده است که طول سوراخهای دسترسی برای جوشکاری که از محل ریشه جوش مربوطه اندازه گیری میشود، نباید کمتر از 1.5 برابر ضخامت ورقی گردد که سوراخ دسترسی در آن ایجاد میگردد. در ویرایش قبلی این ضابطه وجود نداشت .



مشخصات هندسی سوراخ دسترسی برای جوش شباری بال نخفانی



- Notes:
1. Bevel as required for selected groove weld.
 2. Larger of t_{bf} or $\frac{1}{2}$ in. (13 mm) (plus $\frac{1}{2} t_{bf}$ or minus $\frac{1}{4} t_{bf}$)
 3. $\frac{3}{4} t_{bf}$ to t_{bf} , $\frac{3}{4}$ in. (19 mm) minimum ($\pm \frac{1}{4}$ in.) (± 6 mm)
 4. $\frac{3}{8}$ in. (10 mm) minimum radius (plus not limited, minus 0)
 5. $3 t_{bf}$ ($\pm \frac{1}{2}$ in.) (± 13 mm)

Tolerances shall not accumulate to the extent that the angle of the access hole cut to the flange surface exceeds 25° .

Fig. 11-1. Weld access hole detail (from FEMA 350, "Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings").

2-10-1-10

در بخش مربوط به جوش بخش ب مربوط به جوشهای گوشه در قسمت 2 آن در این ویرایش تصریح شده است که در اتصال انتهایی اعضای محوری، طول موثر جوشی که به صورت طولی بارگذاری شده، نباید از 100 برابر بعد جوش تجاوز نماید. در صورت نیاز به طول جوش بیش از 100 برابر ساق جوش، طول موثر جوش باید با ضریب زیر ذکر شده در رابطه 1-10-1-10-10 محبت دهم کاهش داده شود:

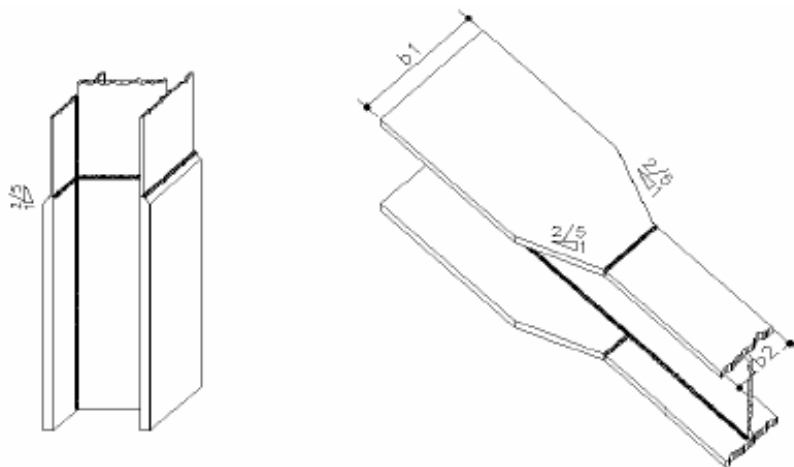
$$B = 1.2 - 0.002 \frac{L}{a}$$

در رابطه بالا L طول جوش و a بعد جوش است. در صورتی که نسبت طول به بعد جوش از 300 بیشتر باشد این ضریب به طور ثابت برابر 0.6 خواهد بود

6-10-1-10

در بخش مربوط به ورقهای پرکننده توصیه شده است که به جای استفاده از این ورقها جهت وصله اعضای غیرهمسایز ، قبل از محل وصله ، ابعاد مقطع بزرگتر با شیب 1 به 6 تبدیل به مقطع کوچکتر شده و وصله بدون ورق پرکننده انجام شود.

و برای وصله ورق های با عرض یا ضخامت متفاوت در بال یا جان تیر ها و ستون ها تغییر تدریجی با شیب 1:2/5 میبایست صورت گیرد:



تغییر تدریجی ابعاد مقطع در وصله، با شیب 1:2/5

11-1-10

در فصل مربوط به مسایل ویژه طرح و محاسبه چند بخش جدید به صورت تکمیلی در زمینه طراحی سخت کننده ها در برابر بارهای متمرکز ، طراحی و کنترل چشمه اتصال و ورقهای تقویتی جان (ورق مضاعف) در مقابل نیروهای متمرکز در انتهای فصل از بخش 8-1-11-1-10 تا 3-11-1-10 اضافه گردیده است که این مباحث و ضوابط کلاً در ویرایش قبلی وجود نداشت

ضوابط طراحی لرزه ای

3-10

3-10 ضوابط لرزه ای مبحث دهم

ضوابط بخش 3-10 مبحث دهم انطباق قابل قبولی با ضوابط طرح لرزه ای آیین نامه AISC 2005 دارد. البته تفاوت‌هایی هم هست ولی اسکلت اصلی دو آیین نامه مشابه است. از اختلافاتی که موجود است میتوان به موارد زیر اشاره کرد:

- سیستم مهاربند واگرا با شکلپذیری کم در آیین نامه ما وجود دارد و در AISC موجود نیست.
- برخی تفاوتها در اعداد و رقمها هم وجود دارد. مثل محدودیت لاغری بادبندها که در مبحث دهم اندکی مقدار لاغری مرز بالاتر در نظر گرفته شده است .

با توجه به این موضوع باید منتظر باشیم که در ورژنهای جدید نرم افزار Etabs ویرایش AISC 2005 اضافه شود تا با فراغ بال بتوانیم از این آیین نامه جهت طراحی استفاده کنیم. ولی تا آن موقع طراحی سازه و کنترل ضوابط لرزه ای علی الخصوص برای سیستمهای ویژه که کنترلها و محدودیتهای زیادی دارند به سختی انجام خواهد شد در حال حاضر این بند به طور مشابهی بر اساس مندرجات منوال نرم افزار بر حسب آیین نامه AISC-ASD-01 قابل کنترل باید باشد.

(به طور مثال مشخص نیست که بر چه اساسی تنشهای مجاز کششی خمشی و برشی در ترکیب بارهای زلزله 53 درصد و تنش مجاز فشاری در همان ترکیب بار به میزان 44 درصد اضافه میشود و مبنای آن چیست!)

3-1-3-10

در طراحی سازه های مشمول این فصل چنانچه در محاسبه نیروی زلزله، بر اساس ضوابط مبحث ششم، مقدار ضریب رفتار R برابر یا کمتر از 5 منظور گردد، رعایت ضوابط این فصل الزامی نیست.

10-3-2 تعاریف اصطلاحات

- شکل پذیری:

قابلیت استهلاک انرژی به واسطه رفتار غیر الاستیکی کل سازه یا اعضای آن تحت اثر تغییر شکل های رفت و برگشتی با دامنه بزرگ بدون کاهش قابل توجه در مقاومت آنها

سازه های باربر لرزه ای بسته به آنکه چه اندازه بتوانند در مقاطعی خاص از خود تغییر شکل های فرا ارتجاعی را پذیرا باشند و این خصوصیت را در بارگذاری های رفت و برگشتی حفظ کرده و با کاهش مقاومت و سختی قابل ملاحظه روبرو نشوند، شکل پذیر تلقی می شوند.

سازه های با شکل پذیری بیشتر می توانند با مقاومت نسبی کمتری نیروی جانبی زلزله را تحمل کنند.

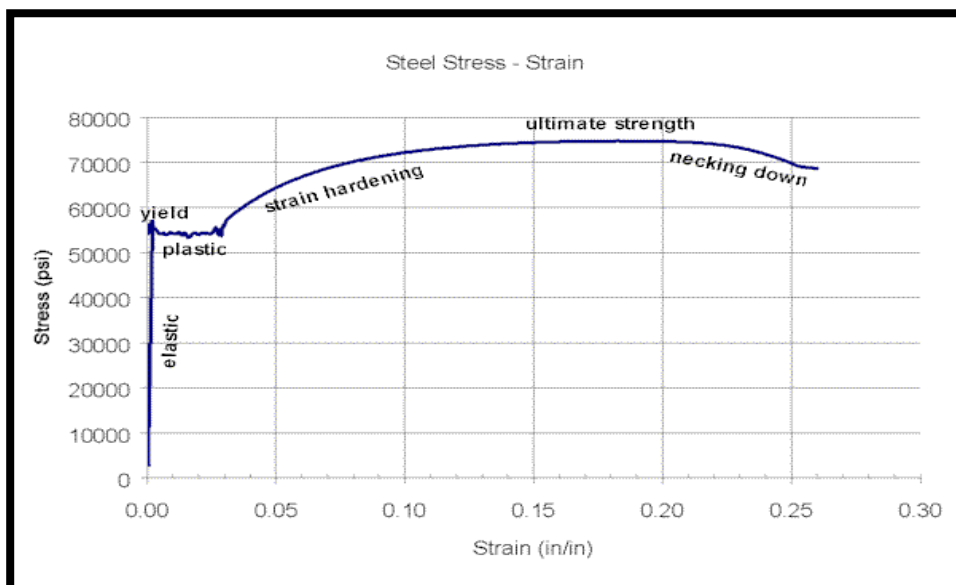
- مقاومت تسلیم مورد انتظار F_{Ye} :

برحسب شرایط تولید، تنش تسلیم واقعی میتواند بزرگتر از تنش تسلیم محاسباتی گردد. در این فصل، ضریب این افزایش برای تمام تولیدات 1.15 فرض شده است.

- سخت شدگی مجدد:

سخت شدگی فولاد بعد از پله تسلیم، در این فصل نسبت افزایش مقاومت به واسطه سخت شدگی مجدد 1.1 فرض شده است.

$$V_p = 0.6 * F_Y * A_w \text{ ---- } M_p = F_Y Z \text{ ---- } M_{exp} = F_{Ye} Z$$



مقطع فشرده لرزه ای:**محدودیت فشردگی لرزه ای بادبند ها:**

10-3-9-2-3-1- بادبند های همگرای ویژه(قطری ها) ← فشردده لرزه ای 10-3-

10-2-4-1- بادبند های واگرای ویژه ← فشردده

بادبند های همگرا و واگرای معمولی ← مطابق 10-1 یا 10-2

محدودیت فشردگی لرزه ای ستون ها:

10-3-8-2-1-الف- قاب خمشی ویژه ← فشردده لرزه ای

10-3-9-2-5-1- ستون های متصل به قاب مهاربند همگرا ویژه ← فشردده لرزه ای

10-3-10-2-5-1- ستون های متصل به قاب مهاربند واگرا ویژه ← فشردده لرزه ای

10-3-8-2-1-الف- قاب خمشی متوسط ← فشردده

قاب خمشی و قاب مهاربندی همگرا و واگرای معمولی ← مطابق 10-1 یا 10-2

محدودیت فشردگی لرزه ای تیرها:

10-3-8-1-2-1-الف- قاب خمشی ویژه ← فشردده لرزه ای

10-3-10-2-2-1-الف- تیر پیوند در قاب مهاربند واگرای ویژه ← فشردده لرزه ای

10-3-8-2-2-الف- قاب خمشی متوسط ← فشردده

10-3-10-3-پ- تیر مهاربند(شامل تیر پیوند و خارج از پیوند)در قاب مهاربند واگرای معمولی

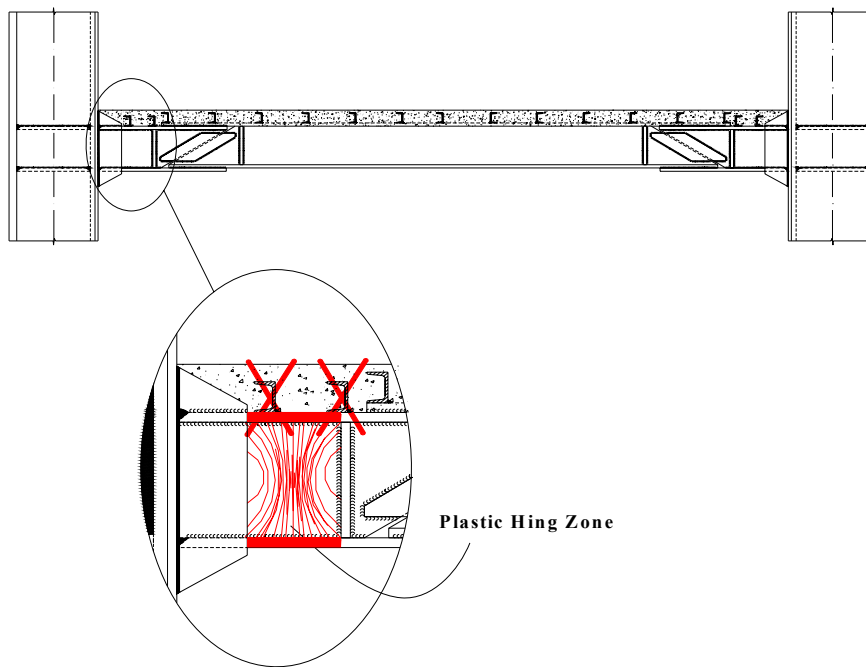
← فشردده

10-3-4-3 ناحیه بحرانی

در یک عضو سازه ای عمدتاً در تیرهای ناحیه بحرانی به ناحی ای اتلاق می شود که انتظار می رود در آن مفصل پلاستیک تشکیل شود و بنا بر اهمیت این ناحیه میبایست حتماً ضوابط زیر رعایت گردد:

الف- هرگونه ناپیوستگی ناشی از عملیات ساخت و نصب مانند جوش های موضعی، وسایل کمکی نصب، ناصافی های ناشی از برش هاس حرارتی باید بطور مناسبی بر طرف شده و تعمیر گردد.

ب- برشگیرها که برای مرکب کردن دال بتن آرمه و تیرها بکار گرفته میشود، نباید در این ناحیه بکار برده شود.



ج- قطعات الحاقی که برای نگهداری نماها، تیغه ها و لوله های تاسیساتی و غیره بکار گرفته میشود، نباید در این ناحیه مورد استفاده قرار گیرد

د- خال جوش کردن ورق های ذوزنقه ای کف به این محل مجاز است.

10-3-4-4- ترکیب بارهای تشدید یافته

$$0.75D + 0.75L + 0.75\Omega E$$

ترکیب بار های زلزله طرح:

$$0.75D + 0.75\Omega E$$

Ω ضریب اضافه مقاومت میباشد که مقدار آن در جدول 10-3-2 برای سیستم های مختلف قابل مشاهده است که از مقادیر نظیر در مبحث 10 ویرایش گذشته کمتر میباشد ، به طور مثال برای سیستم با مهاربند هم محور از عدد 2.4 به عدد 2 کاهش یافته است:

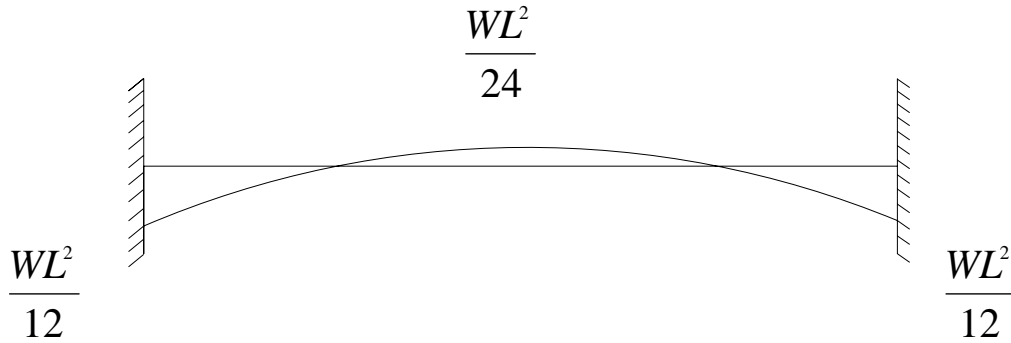
$$\Omega = \frac{w_u}{w}$$

جدول 10-3-2 ضریب اضافه مقاومت

Ω_o	سیستم باربر جانبی
2/8	قاب خمشی با شکل پذیری زیاد
2/8	قاب خمشی با شکل پذیری متوسط
2/8	قاب خمشی با شکل پذیری کم
2	قاب ساده + مهاربند همگرا با شکل پذیری زیاد
2	قاب ساده + مهاربند همگرا با شکل پذیری کم
2	قاب ساده + مهاربند واگرا و اتصال صلب در دو انتهای تیر رابط
2	قاب ساده + مهاربند واگرا بدون اتصال صلب در دو انتهای تیر رابط
2/4	قاب خمشی با شکل پذیری زیاد + مهاربند همگرا با شکل پذیری زیاد
2/4	قاب خمشی با شکل پذیری زیاد + مهاربند واگرا با شکل پذیری زیاد
2/4	قاب خمشی با شکل پذیری متوسط + مهاربند همگرا با شکل پذیری زیاد
2/4	قاب خمشی با شکل پذیری متوسط + مهاربند واگرا با شکل پذیری زیاد

اما فلسفه ضریب اضافه مقاومت از باز توزیع لنگر خمشی در ناحیه پلاستیک تیر ها ناشی میشود:

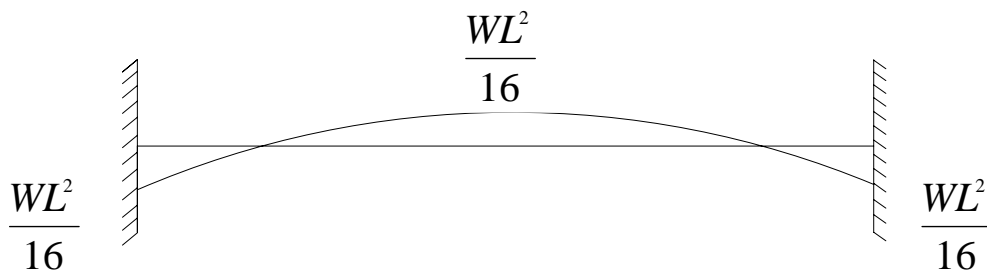
در ناحیه الاستیک:



$$M = 0.6 * S * F_Y = 0.75 * \frac{WL^2}{12} \Rightarrow$$

$$W = \frac{12 * 0.6 * S * F_Y}{0.75 * L^2}$$

در حالت پلاستیک و باز توزیع لنگر:



$$M = Z * F_{Ye} = (1.1 * 1.15) * Z * F_Y = \frac{WL^2}{16} \Rightarrow$$

$$W_u = \frac{16 * (1.11 * 1.15) Z * F_Y}{L^2}$$

$$Z \approx 1.2 * S \Rightarrow \Omega = \frac{w_u}{w} = \frac{16 * 1.2 * (1.1 * 1.15)}{(12 * 0.6)} * 0.75 \approx 2.53$$

بررسی ضوابط بند 10-3-6 مبحث دهم

کنترل ستون ها و کف ستون ها

این ضوابط جزو الزامات عمومی مربوط به کلیه ستون ها در سیستم های مختلف میباشد. مطابق بند 10-3-5-9-1 و بند 10-3-10-2-5-1 ستون های کنار مهاربند در قاب مهاربندی همگرا و واگرای ویژه علی رغم وجود ستون در قاب خمشی متوسط یا قاب ساده و هر ستونی که جزیی از یک سیستم ویژه باشد باید فشرده لرزه ای باشد؛ هر چند ممکن است که در جهت متعامد ستون جزو سیستمی باشد که لزومی به فشرده لرزه ای بودن آن نباشد.

در ویرایش جدید، اول اینکه حد مجاز برای مقایسه به جای حداکثر ظرفیت ستون در حد تسلیم (حاصل ضرب تنش تسلیم در سطح مقطع ستون برای بارهای محوری کششی و حاصلضرب 1.7 در تنش مجاز فشاری در سطح مقطع ستون) به حد تنش مجاز (برای روش طراحی تنش مجاز) مشابه روش بخش 10-1 مبحث دهم تغییر یافته است .

غیر از آن در ترکیب بارهای محاسبه این نیروها هم یک ضریب 0.75 ضرب شده است. با این شرایط با توجه به کاهش مقادیر مجاز (تقسیم مقادیر مجاز به ضریب اطمینان حدود 1.7) و مواردی که ذکر شد مقادیر محاسبه شده توسط این ترکیب بارها نسبت به ویرایش قبلی اندکی بیشتر خواهد بود. اما یک استثنا در این زمینه در بند 10-3-6-1 ب وجود دارد که بر این اساس مقدار بار محوری محاسبه شده در بالا لازم نیست که از 1.25 برابر حداکثر نیرویی که اعضای متصل به سازه بر اساس تنشهای مجاز آنها میتوانند به آن منتقل نمایند و یا حداکثر نیرویی که پی نگهدارنده ستون میتواند در برابر واژگونی تحمل نماید بیشتر در نظر گرفته شود .

کنترل ضوابط 10-3-6-1-الف و ب

در اینجا بحث را برای سیستم قاب ساده و مهاربندهای هم محور با شکلپذیری کم انجام میدهم ولی به نظر میرسد که کلیت آن برای سیستمهای دیگر هم قابل استفاده باشد. با توجه به تغییرات عمده ای که انجام شده است به نظر نمیرسد که برای سیستم مورد اشاره دیگر استفاده از آیین نامه UBC کارآیی داشته باشد. بهتر است که از همان آیین نامه (AISC-ASD89) در صورتی که بخواهیم از روش تنش مجاز استفاده کنیم) کاراتر از بقیه باشد. این بحث با توجه به این مساله است که برای سیستم قاب با مهاربند با شکلپذیری کم دیگر ضوابط ویژه خاصی همانند ویرایش قبلی جز به چند کنترل خاص که به صورت دستی هم قابل انجام است اجباری نیست)

1- برای این موضوع ابتدا ترکیب بارها را با رعایت ضوابط مبحث ششم در برنامه معرفی میکنیم و سازه را با این ترکیب بارها طراحی میکنیم. بهتر است ستونهای دهانه بادبندی را مقداری قویتر در طراحی در نظر بگیریم. به طور مثال بهتر میباشد که اجازه ندهیم نسبت تنش در آنها از عدد 0.7 بیشتر گردد.

2- پس از طراحی اولیه در مرحله دوم طراحی ترکیب بارهایی جداگانه تعریف میکنیم که در آنها مقدار ضریب بار زلزله امگاسفر برابر ضریب قبلی آن باشد. برای سیستم مورد بحث ما مقدار امگاسفر برابر عدد 2 است) بر اساس جدول 10-3-2 مبحث دهم) که بر این اساس باید در این ترکیب بارها ضریب بار زلزله 2 برابر شود (بدیهی است که در صورت لزوم باید ترکیب 100 درصد نیروی زلزله در هر جهت با 30 درصد جهت متعامد هم انجام گردد). سپس با ترکیب بارهای جدید دوباره فقط ستونهای دهانه بادبندی را کنترل میکنیم و در صورت لزوم مقطع آنها را قویتر یا ضعیفتر میکنیم. توجه کنید که در اینجا ما فقط در کنترل نسبت تنش به بخشی توجه میکنیم که ناشی از بارهای محوری است.

در فایل دوم ترکیب بارهای تشدید یافته را معرفی میکنیم. فقط ما بار محوری ستونهای دهانه بادبندی را

کنترل میکنیم. ب همین جهت با انتخاب تمام اعضا برای آنها یک تنش مجاز خمشی و برشی بسیار بالا

میدهیم که عملاً کنترل به تنشهای محوری مختص شود

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_m f_b}{\left(1 - \frac{f_a}{F_e}\right) F_b} \leq 1$$

$$\frac{f_a}{0.6 F_y} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1$$

. یک بار برنامه را اجرا کرده و نسبت تنش در ستونهای دهانه بادبندی را مشاهده میکنیم.

اگر نسبت تنشها کمتر از عدد یک شد ، میتوان مقطع ستونها را کوچکتر اختیار کرد.

اگر نسبت تنش مقطع ستون بیش از عدد یک شد:

مقدار بار محوری ستون در این حالت را با مقداری که از فایل اکسل به عنوان حداکثر بار قابل انتقال بر

اساس **125 درصد مقاومت مهاربند** به دست آوردیم مقایسه میکنیم و مقطع را تا حد مینیمم این دو بار

محوری (بار محوری ناشی از ترکیب بار تشدید یافته و بار محوری ناشی از 125 درصد مقاومت مهاربندها

که به ستون میتوانند منتقل کنند) بزرگ میکنیم.

در آخر اگر در این مرحله ستونی کوچک شد آن را دوباره به حالت فایل اصلی برگردانده و کنترل

میکنیم که آیا در اثر ترکیب بارهای عادی و در نظر گرفتن نسبت تنش ناشی از لنگرهای خمشی

احتمالی، ستون جوابگو خواهد بود یا نه

به این ترتیب و در طی این فرآیند ستونها طراحی میشوند

3- پس از مرحله دوم طراحی باید ضابطه بند 10-3-6-1 ب مبحث دهم را در آنها کنترل نماییم و در صورت لزوم مقطع ستونها را ضعیف نماییم (نیازی به تقویت دوباره آنها نیست.) و سطح مقطع ستونها را بر حسب 1.25 برابر باری که بر اساس مقاومت مهاربندها (برای قابهای مهاربندی شده) یا تیرها (برای قابهای خمشی) به آنها منتقل میشود به صورت دستی محاسبه میکنیم و مقاطع به دست آمده را جایگزین مقاطع قبلی ستونها میکنیم:

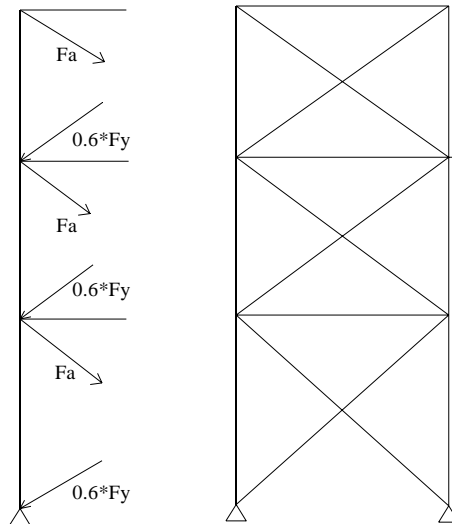
بر این اساس به طور مثال با کمک نرم افزار اکسل هر ستون دهانه بادبندی را میتوانیم جداگانه کنترل نماییم. برای این منظور میتوانیم در یک ستون اکسل مقدار سطح مقطع ستون را از بالا به پایین بر اساس مقدار به دست آمده در طراحی بنویسیم. در ستون دیگری هم سطح مقطع بادبند متصل به آن، در ستون سوم زاویه بادبند متصل به ستون و در ستون چهارم حاصلضرب سطح مقطع بادبند در Sin زاویه ای که بادبند با افق میسازد نوشته میشود و در ستون پنجم مقادیر ستون چهارم به صورت تجمعی از طبقه بالا به پایین با هم جمع میشوند و البته در ضریب $0.6 * 1.25$ هم ضرب میگردد. در اینجا نکته مهمی در بند 10-3-6-1 نهفته است، در حالتیکه بادبند تحت فشار است دیگر نیازی به ضرب مقدار تنش مجاز فشاری خروجی نرم افزار در مقدار 0.6 نمیباشد و عبارت $0.6 * 1.25$ تنها مربوط به بادبند هایی که کششی فرض شده اند میباشد.

حال مقدار به دست آمده در ستون آخر با مقدار سطح مقطع ستون در هر طبقه مقایسه میکنیم. اگر این مقدار بیش از مقدار سطح مقطع ستون باشد، مقطع فعلی برای ستون مناسب است و اگر این مقدار کمتر از مقدار سطح مقطع ستون باشد، ستون را میتوان تا مقدار به دست آمده کوچکتر اختیار کرد. (اگر بیش از یک بادبند به ستون در هر طبقه متصل باشد باید برای آن بادبند نیز این فرآیند را تکرار کرده و مقادیر به دست آمده برای هر کدام از این بادبندها را با هم جمع نماییم.

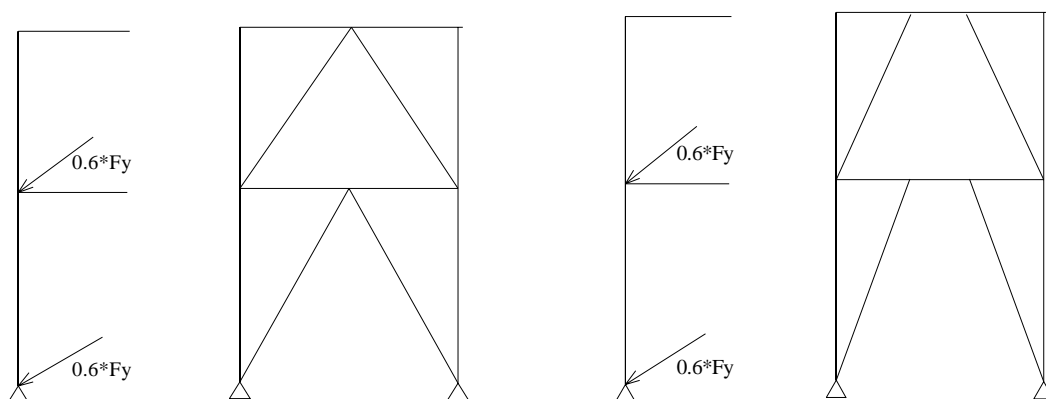
البته در اینجا فرض میشود همه بادبندهای فشاری کششی همزمان وارد ناحیه غیر خطی شده و برای

همه مقاومت اسمی آنها منظور میگردد.

اگر فرض کنیم که بادبندها ضربدری باشند نصف آنها تحت کشش و نصف دیگر تحت فشارند. در هر طبقه بادبند کششی و بادبند فشاری با هم داریم. در هر طبقه میرسد و بار منتقل شده به ستون بر اساس مجموع تنش مجاز کششی و فشاری بادبند در هر طبقه در نظر گرفته شده است.



اگر بادبند شما قطری است بر حسب اینکه این بادبند تک به کشش یا فشار می افتد تنش مجاز آن تعریف شده و برای حالت دیگر صفر وارد میشود. مثلاً اگر ستون تحت فشار است تنها تنش فشاری را وارد میکنیم و تنش کششی را صفر مینویسیم. مقادیر تنش مجاز فشاری برای ستون و بادبند از نرم افزار برای هر عضو قابل استخراج است.
(البته با توجه به زیاد بودن مقدار $0.6 F_y$ نسبت به مقدار تنش مجاز فشاری می توان $0.6 F_y$ تنها را در نظر گرفت.



مقاومت محوری آنها یکی بر اساس مقاومت فشاری و دیگری بر اساس مقاومت کششی را محاسبه میکنیم. بر این اساس نیاز به سطح مقطع بادبند و تنش مجاز آن داریم که مقاومت اسمی بادبند در کشش برابر F_y و مقاومت اسمی فشاری را از نرم افزار میتوانیم استخراج نماییم. با ضرب تنش مجاز در سطح مقطع مقاومت بادبند به دست می آید. مولفه قائم این نیرو به ستون منتقل میشود که بر این اساس مقدار به دست آمده را در سینوس زاویه بادبند با افق میکنیم و البته در یک ضریب 1.25 نیز ضرب میکنیم. با جمع مقادیر به دست آمده از بالا و پایین نیرویی که در ستون بر این اساس ایجاد میشود را به دست می آوریم. این نیرو را با نیروی طراحی ستون مقایسه میکنیم. میتوانیم به طور مثال نیروی طراحی ستون را البته پس از طراحی سازه برابر حاصلضرب تنش مجاز در سطح مقطع ستون در نظر گرفت.

4- در صورتی که در این فرآیند مقطع ستون تغییر کرد دوباره به برنامه بازگشته و مدل سازه را دوباره با مقاطع جدید آنالیز میکنیم و بر اساس ترکیب بارهای عادی دوباره مقاطع را کنترل کرده و در صورت نیاز نتایج طراحی برای بادبندها (و ستونها در صورت تغییر قابل ملاحظه در نیروهای آنها) را تغییر میدهیم. اگر میزان تغییرات در نیروهای اعضا قابل ملاحظه باشد مجبوریم فرآیند ذکر شده را به صورت سعی و خطا تکرار نماییم.

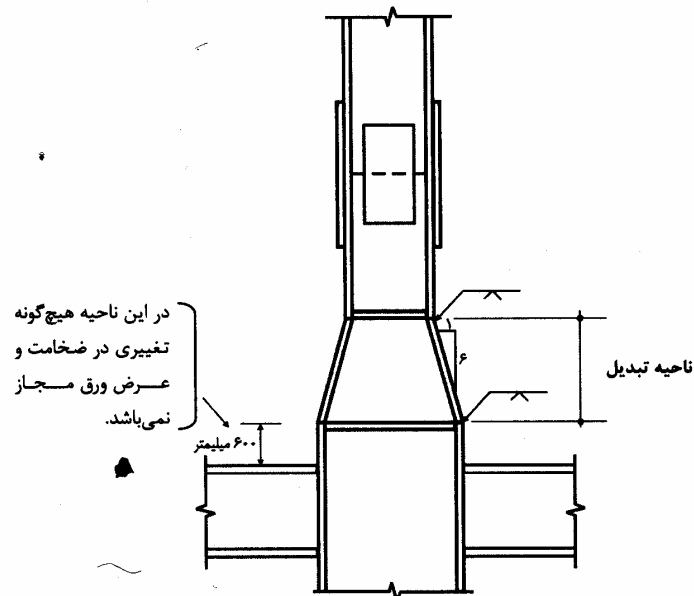
کنترل ضوابط 10-3-6-2 وصله ستون ها

در این ویرایش ستونها به دو بخش باربر جانبی و غیرباربر جانبی تقسیم شده اند و ضوابط آنها جداگانه ذکر گردیده است. البته عملاً تفاوت چندانی بین ضوابط این دو حالت دیده نمیشود. از جمله موارد ذکر شده در این بخش میتوان به موارد زیر اشاره نمود :

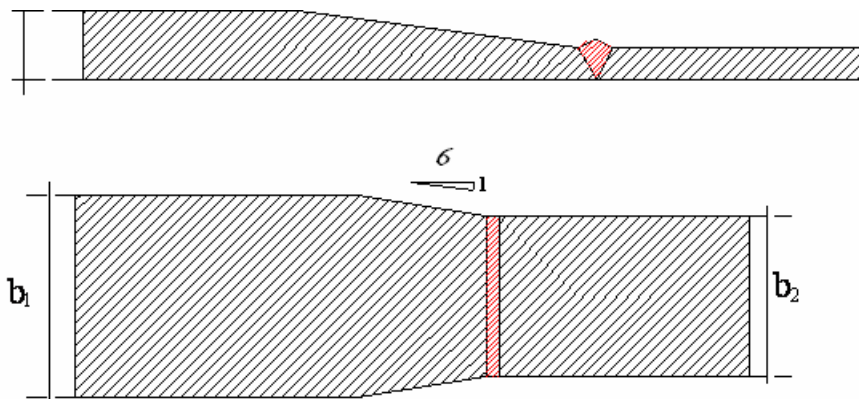
- 1- ممنوعیت وصله ستون در فاصله نزدیکتر از 120 سانتیمتر به بال تیر. این مقدار در ویرایش قبلی کمتر بود. با این حساب عملاً وصله ستون جز در محدوده کوچکی در وسط ارتفاع ستون امکانپذیر نیست. فقط در صورت استفاده از جوش نفوذی در کارخانه این محل میتواند تا 60 سانتیمتر فاصله به بال تیر نزدیک شود. برای طبقات با ارتفاع کمتر از 2.4 متر هم این فاصله تا 60 سانتیمتر مجاز دانسته شده است. (این بند به نظر بسیار سختگیرانه بوده و عملاً باعث بالا رفتن پرت مصالح میشود)
- 2- نکته دیگر این است که وصله الزام شده است که به گونه ای انجام شود که ایجاد عدم تقارن ننماید. بر این اساس تمام اجزای ستون باید در یک مقطع با هم وصله گردند. (برخی از جوشکاران و مهندسان ناظر ترجیح میدهند که تمام اجزای ستون را در یک مقطع وصله نکنند که به نحوی به خیال خود از ایجاد یک مقطع ضعیف به دلیل وصله و مشکلات اجرایی آن جلوگیری نمایند که در اینجا این مساله نفی شده است. وصله غیرمتقارن باید در نظر داشت باعث انحراف ستون به دلیل جوشکاری غیرمتقارن میشود)
- 3- در جایی که مقاطع مرکب میخواهند وصله شوند (منظور مقطعی که از چند نیمرخ ساخته میشوند و با قید به هم متصل میگردند) باید ابتدا آنها را با یک قید سراسری به ارتفاع حداقل بعد بزرگتر ستون به هم بدوزیم و سپس عمل وصله را انجام دهیم
- 4- برای وصله ستونهای غیر همسایز (در عرض یا ضخامت ورقها و یا کلاً متفاوت در ابعاد ستون) الزام شده است که از وصله ناگهانی در یک مقطع اجتناب گردد و ابتدا با یک شیب 1 به 6 ابعاد مقطع بزرگتر به مقطع کوچکتر تبدیل گردد و سپس این وصله انجام گردد. محل شروع تبدیل هم باید حداقل 60

سانتیمتر تا بال بالای تیر اختلاف داشته باشد. این تبدیل برای مقاطع با سایز متفاوت در شکل 10-3-

3 آیین نامه توضیح داده شده است.



شکل 10-3-3 جزئیات وصله ستون با تغییر مقطع.



روش طراحی وصله ستونها در مراجع مختلف مورد اشاره قرار گرفته است؛ از جمله جلد سوم کتاب طراحی سازه های فولادی نوشته دکتر ازهری و میرقادری (البته به نظر میرسد که در طراحی وصله های فشاری میتوان بخش قابل توجهی از نیرو را از طریق تماس مستقیم دو قطعه منتقل کرد که این به اتصال کمک میکند).

مطابق بند 10-3-6-2-1 ب برای ستونهایی که در برخی ترکیب بارهای عادی یا تشدید یافته تحت

کشش قرار میگیرند در روش تنش مجاز مقدار مقاومت کششی هر یک از ورقهای وصله بالا باید حداقل برابر حاصلضرب $A_f \cdot F_{ye} \times 0.5 \times 0.6$ باشد. A_f سطح مقطع بال ستون وصله شونده و F_{ye} تنش تسلیم محتمل فولاد ستون و برابر $1.15F_y$ است. با توجه به اینکه تقریباً تمام ستونهای دهانه بادبندی حداقل در ترکیب بارهای تشدید یافته دچار نیروی کششی میشود، پس رعایت این ضابطه برای تمام ستونهای مجاور بادبندها اجباری خواهد بود.

البته بدیهی است که اگر تحت ترکیب بارهای تشدید یافته نیروهایی بیش از مقدار بالا به دست آید باید این نیرو را معیار طراحی ورق وصله قرار داد.

به نظر میرسد که در صورت رعایت این ضابطه میتوان مابقی ظرفیت ستون را نیز که در حالت فشاری الزام به طراحی اتصال وجود دارد از طریق تماس مستقیم دو قطعه منتقل کرد. (البته در جهت اطمینان شاید بهتر باشد که از مساله تماس مستقیم صرفنظر کرده و ورقهای وصله را برای تمام ظرفیت ستون طراحی کرد)

مطابق بند 10-3-2-6-3 این ضوابط برای مابقی ستونها نیز باید رعایت شود. (البته با توجه به اینکه ستونهای غیرباربر جانبی تحت کشش قرار نمیگیرند، رعایت بند 10-3-2-6-3-1 ب برای آنها به نظر اجباری نیست؛ هر چند که در صورت انتقال تمام ظرفیت نیرو توسط ورق وصله عملاً این ضابطه نیز رعایت میگردد)

در مورد وصله ستونهای دهانه غیربادبندی که بار زلزله در آنها قابل توجه نیست برای ضوابط وصله باید بند 10-3-2-6-3 را اعمال کرد. جالب اینجاست که ضوابط این ستونها با ستونهای باربر جانبی عملاً فرق چندانی ندارد و جالبتر اینکه علاوه بر ضوابط ستونهای عادی یک ضابطه اضافی نیز برای این ستونها در نظر گرفته شده است. این ضابطه اضافی مربوط به بند 10-3-2-6-3-2 است که بر اساس آن لازم است که وصله ستون دارای مقاومت برشی متناظر با لنگر خمشی پلاستیک ستون در هر دو جهت باشد. به نظر میرسد که این مقاومت در غیاب بارهای محوری باید تامین گردد.

کنترل ضوابط 10-3-6-3 کف ستون ها

در این بند دو حالت تعریف شده است که مقدار مینیمم دو حالت باید معیار طراحی کف ستون باشد. در حالت اول ما علاوه بر ترکیب بارهای عادی باید ترکیب بارهای تشدید یافته مطابق بند 10-3-4-4 را هم در نظر بگیریم و بر اساس آن مقادیر نیروی محوری برشی و لنگر خمشی را استخراج و صفحه ستون را طراحی کنیم. در ترکیب بارهای تشدید یافته مقدار نیروی زلزله نسبت به ترکیب بارهای عادی بین 2 تا 2.8 برابر بر حسب سیستم سازه ای باید در نظر گرفته شود. در نظر گرفتن این ترکیب بارها علی الخصوص باعث بالا رفتن تعداد بولتهای مصرفی برای تحمل نیروی کششی ستون ناشی از این ترکیب بارها خواهد شد. همچنین بدیهی است که ابعاد صفحه ستون و حتی ضخامت آن نیز تحت تاثیر قرار خواهد گرفت و آنها نیز دچار افزایش میشوند .

حالت دوم که به جای حالت اول قابل در نظر گرفتن است به شرح زیر است :

به جای نیروی محوری ظرفیت محوری ستون (احتمالاً هم در کشش و هم در فشار) در نظر گرفته میشود به جای نیروی برشی طراحی صفحه ستون حداکثر نیرویی که بادی بند به ستون منتقل میتواند بکند بر اساس ظرفیت کششی آن در نظر گرفته میشود. در صورت عدم وجود بادی بند مقدار نیروی برشی در روش تنش مجاز حداکثر برشی خواهد بود که در ستون بر اساس ظرفیت لنگر پلاستیک آن ایجاد میگردد که در این حالت باید مقدار به دست آمده در روش تنش مجاز در ضریب 0.6 ضرب گردد و همچنین این مقدار باید بر اساس حداکثر تنش تسلیم محتمل فولاد که 15 درصد بیش از تنش تسلیم محاسباتی آن است به دست آید .

لنگر خمشی طراحی صفحه ستون هم حداکثر لنگر خمشی مقطع بر اساس لنگر پلاستیک آن که در ضرایب 0.6 و 1.1 ضرب میگردد. مقدار تنش تسلیم هم همانند حالت محاسبه نیروی برشی باید حداکثر تنش تسلیم محتمل باشد. بر این اساس لنگر طراحی صفحه ستون لنگر پلاستیک مقطع است که پس از ضرب در ضریب 0.6 و 1.265 به دست خواهد آمد. (در مورد مهاربندها هم حداکثر مقاومت خمشی اتصال آنها معیار قرار خواهد گرفت)

به نظر می‌رسد که حالت دوم از حالت اول سختگیرانه تر باشد (جز شاید در مورد محاسبه نیروی برشی صفحه ستون ناشی از اتصال مهاربند که ممکن است در برخی مواقع کمتر از حالت اول باشد). به طور مثال اگر در طراحی ستون برای کشش بخواهیم ظرفیت کششی ستون را معیار قرار دهیم تعداد خیلی زیادی بولت جهت اتصال صفحه ستون به پی نیاز خواهد بود.

آیا در ضوابط مبحث 10 جدید ستون‌ها اقتصادی تر خواهند شد یا خیر؟

اگر تنها ترکیب بارهای مورد نظر بدون شرایط بند ب 10-3-6-1 را در نظر بگیریم به نظر می‌رسد که ستون‌ها نه تنها سبکتر نمی‌شوند بلکه سنگینتر از ویرایش قبلی هم میشوند. توجه کنید هر چند امگاسفر کوچکتر شده است ولی در اینجا حد مجاز به جای مقاومت ستون به مقدار بار محوری مجاز ستون که 0.6 حالت قبل است محدود شده است. اگر بخواهیم مقایسه صحیحی بین ویرایش جدید و قدیم داشته باشیم باید ضرایب ترکیب بارهای مورد اشاره در بند 10-3-4-4 در بخش تنش مجاز را در ضریب 1.7 ضرب کرد. آنگاه است که خواهیم دید که ضرایب بار در ویرایش جدید هم برای بار مرده و هم زنده و هم زلزله بیش از ویرایش قبل خواهد شد.

برای مثال برای قاب خمشی فولادی با هرگونه شکل پذیری داریم:

$$P_D + 0.7P_L + \Omega P_E \leq \frac{1.7F_a \cdot A}{0.75} \quad \text{---} \quad \Omega = 3.1 \quad \text{ضوابط مبحث 10 قدیم}$$

$$P_D + P_L + \Omega P_E \leq \frac{F_a \cdot A}{0.75} \quad \text{---} \quad \Omega = 2.8 \quad \text{ضوابط مبحث 10 جدید}$$

منظور از F_a همان تنش مجاز فشاری می‌باشد که در بند 10-3-6-1 الف به آن اشاره شده است. مقداری که نرم افزار گزارش می‌کند اگر روش ASD را انتخاب کرده باشیم دیگر نیازی به ضرب ضریب 0.6 ندارد. در بحث مقاومت اسمی که در بند 10-3-6-1 ب به آن اشاره شده است، باید توجه نمایید

که مقاومت اسمی با بار مجاز عضو متفاوت است. در مقاومت اسمی هیچ ضریب اطمینان کاهش مقاومتی اعمال نمیشود

اما اگر بخواهیم از شرط بند 10-3-6-1 ب کمک بگیریم به نظر میرسد که در اکثر موارد مقطع ستون تعدیل میگردد. در مورد سیستم بادبندی اگر فرض کنیم که در تمام طبقات بادبندهای ضربداری به ستون متصل باشند نیمی از بادبندها به ستون با ظرفیت بار محوری کششی خود به ستون نیرو وارد میکنند و نیم دیگر با ظرفیت بار محوری فشاری خود که باید هر کدام جداگانه محاسبه و با هم جمع شوند و در آخر در ضریب 1.25 ضرب شود و بار محوری به دست آمده جایگزین بار محوری ناشی از ترکیب بارهای تشدید یافته مورد بحث در قسمت قبل شود. شاید یک محاسبه سرانگشتی نشان دهد که احتمالاً بار محوری ناشی از این حالت کمتر از ویرایش قبلی گردد.

در اینجا باید به نکات زیر توجه گردد:

- 1- هر چند در محاسبه بار محوری ستون از بارهای مرده و زنده که توسط تیرها به ستون منتقل میشود صرفنظر میگردد ولی در عوض بار محوری ناشی از بادبندها در ضریب 1.25 ضرب میگردد.
- 2- در بعضی مواقع بادبندها را برای ظرفیت محوری فشاری آنها طراحی میکنیم ولی در عوض در اینجا در محاسبه بار وارد بر ستون با فرض ضربداری بودن بادبند نصف بادبندها را باید با ظرفیت کششی آنها در نظر بگیریم که منجر به بار محوری بیشتری نسبت به بار واقعی موجود در آنها میشود.
- 3- به علت محدودیت در انتخاب مقاطع برای بادبند کمتر میشود که نسبت تنش در مقطع بادبند برابر یک شود و در بسیاری از موارد مجبوریم به علت محدودیت در انتخاب مقاطع از یک مقطع بزرگتر که نسبت تنش در آن به طور قابل توجهی کمتر از 1 است استفاده کنیم که این مقطع بزرگتر ظرفیت محوری بیشتری دارد و در محاسبه بار وارد بر ستون بر اساس ظرفیت محوری آن بار محوری بالاتری منجر میشود.
- 4- و بالاخره اینکه بر خلاف تصور که بادبندها تنها برای بار محوری طراحی میشوند اندکی لنگر خمشی نیز در بادبندها ایجاد میگردد که این لنگر خمشی باز هم بعضاً منجر به مقطع بالاتر برای بادبند میشود که همان مساله قسمت قبل را تشدید میکند.

نتایج کنترل نشان داده است که:

- استفاده از این بند در طبقات پایین نسبت به ویرایش قبل با توجه به نکاتی که بیان شد باعث کوچکتر شدن ستون نمیشود.

- در طبقات بالا که نیروی زلزله کم میشود بر این اساس مقطع ستون به این روش کوچکتر میشود ولی باید در این زمینه به محدودیتهای ایجاد شده در ویرایش جدید برای وصله ستون هم توجه کرد که بعضاً باعث میشود که به علت غیراجرایی بودن این ضوابط مجبور شویم به خاطر جلوگیری از وصله با دتایلهای غیراجرایی از مقطع بزرگتری برای ستون استفاده کنیم

- در مورد ستونهایی که دو مهاربند به آنها متصل است چون باید مقاومت هر دو دهانه مهاربندی شده را محاسبه و جمع کنیم این روش خیلی مناسب نیست و به احتمال زیاد مقداری که از این روش به دست می آید که حاصل جمع ظرفیت دو دهانه است بیشتر از ظرفیت ستون خواهد بود و عملاً ستون در این مرحله سبک نمیشود و میتوان از این مرحله صرفنظر کرده و مستقیم به مرحله بعدی برویم

- در ویرایش جدید این ترکیب بارها (ترکیب بارهای تشدید یافته) باید در طراحی کف ستونها هم در نظر گرفته شود که منجر به صفحه ستونهایی بزرگتر با بولتهایی فراوان جهت تحمل بار محوری کششی ناشی از این ترکیب بارها خواهد شد

بررسی ضوابط قاب خمشی ویژه و متوسط

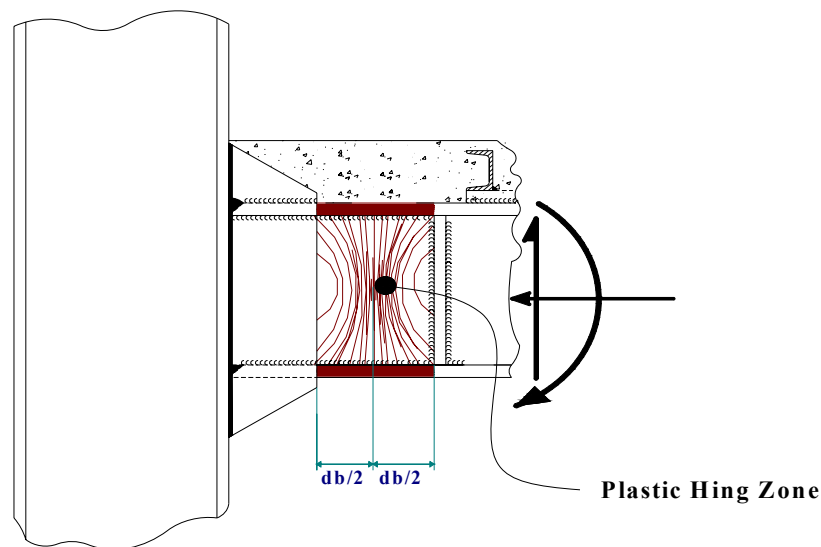
10-3-8-قاب خمشی ویژه

10-3-8-1-2 محدودیت تیرها در قاب های خمشی ویژه

الف-مقطع تیر ها باید از نوع فشرده لرزه ای در نظر گرفته شوند

ب-محل تشکیل مفصل پلاستیک در دو انتهای تیرها باید در فاصله ای به اندازه $0.5d$ تا $1d$ از بر ستون در نظر گرفته شود.

پ-در دو انتهای تیر ،فاصله بین بر ستون تا $0.5d$ از محل مفصل پلاستیک به سمت داخل دهانه ، ناحیه بحرانی تلقی میشود.



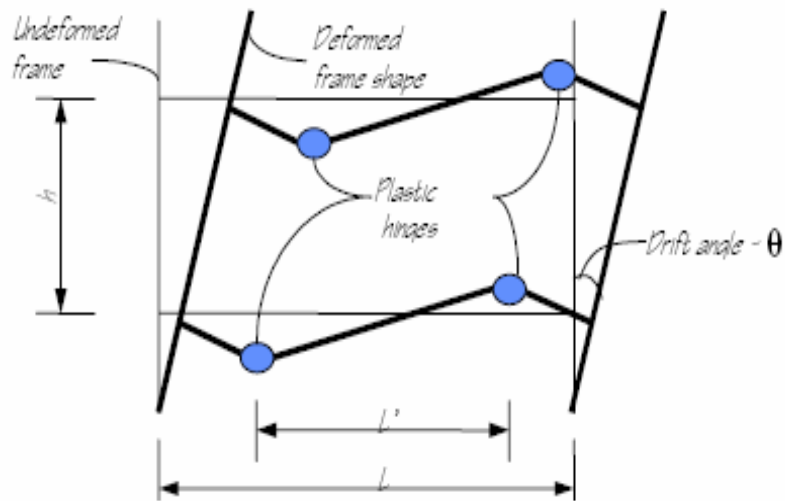


Figure 3-1 Inelastic Behavior of Frames with Hinges in Beam Span

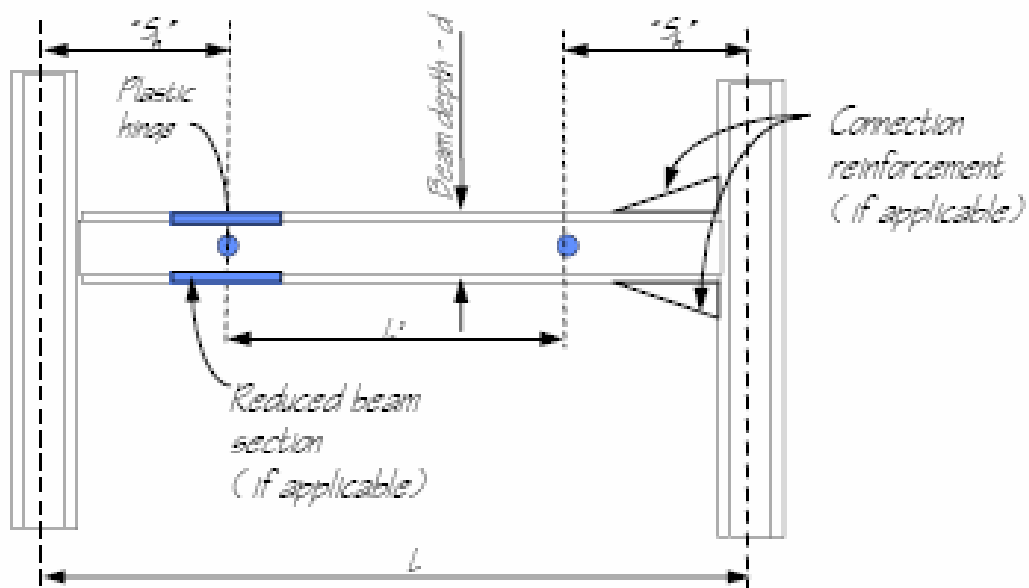


Figure 3-2 Location of Plastic Hinge Formation

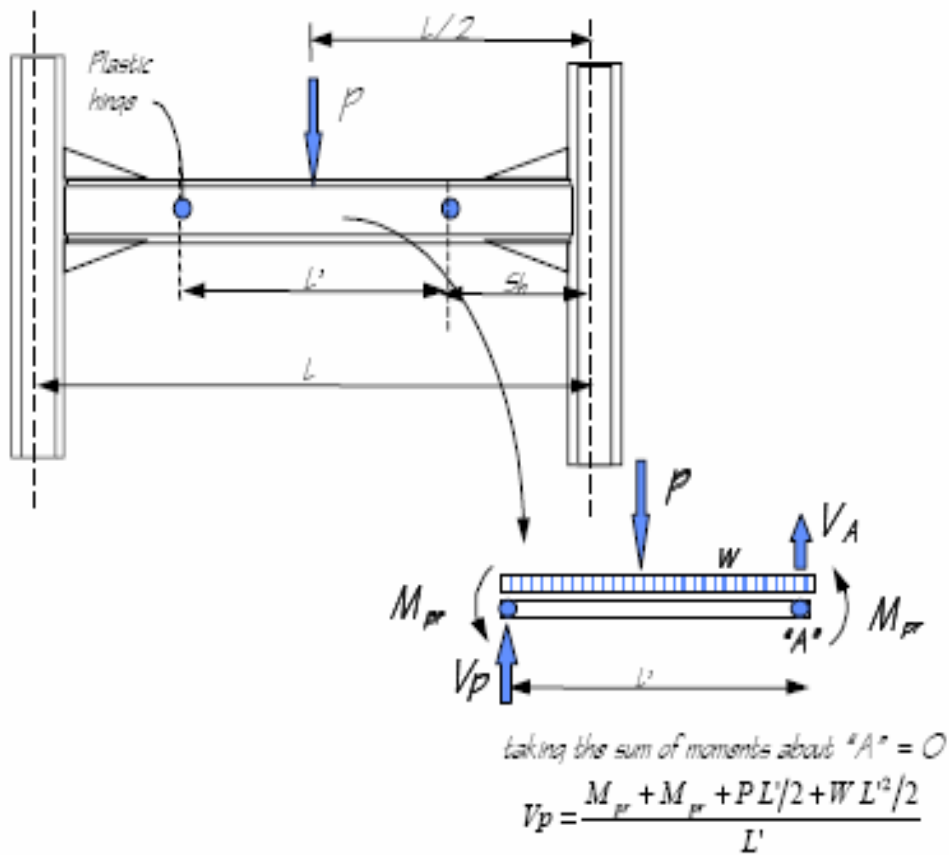


Figure 3-3 Sample Calculation of Shear at Plastic Hinge

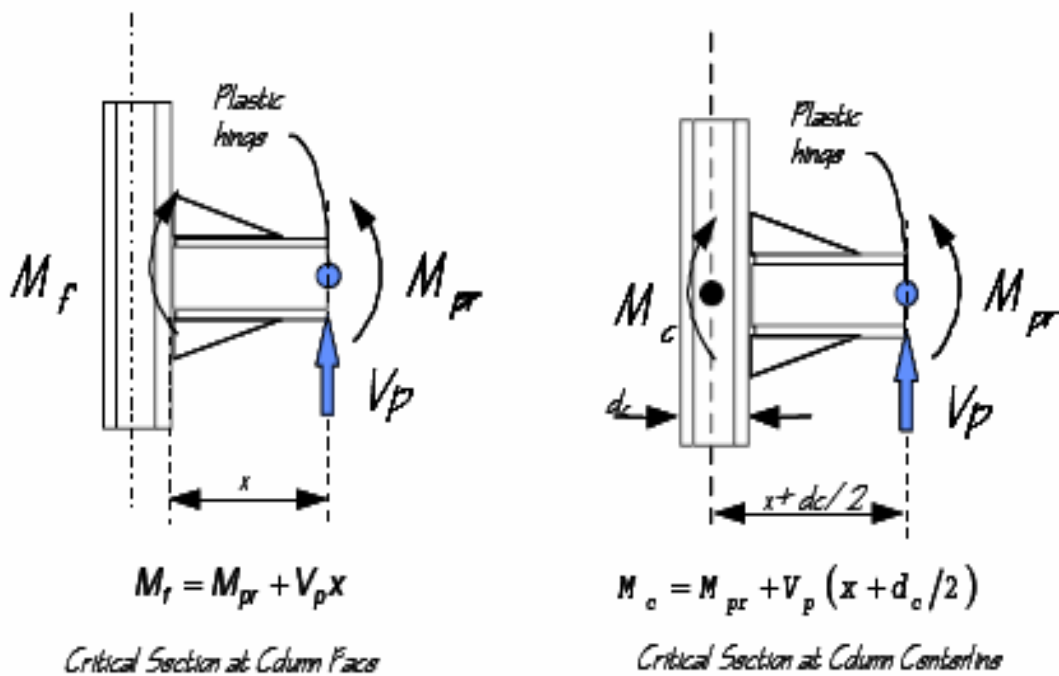


Figure 3-4 Calculation of Demands at Critical Sections

مطابق : AISC358-Prequalified_Moment_Connections

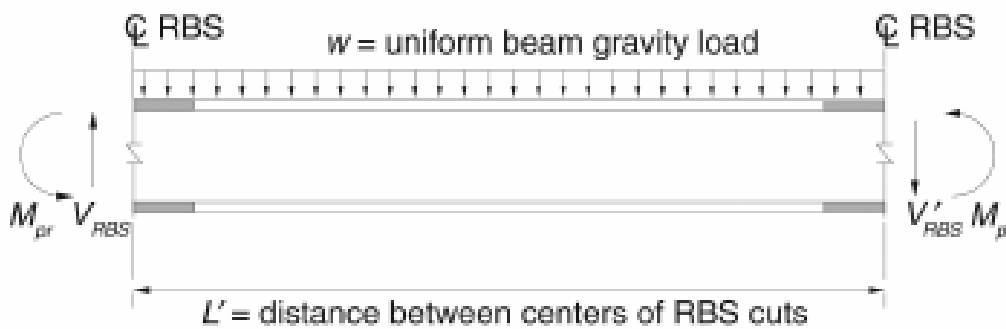
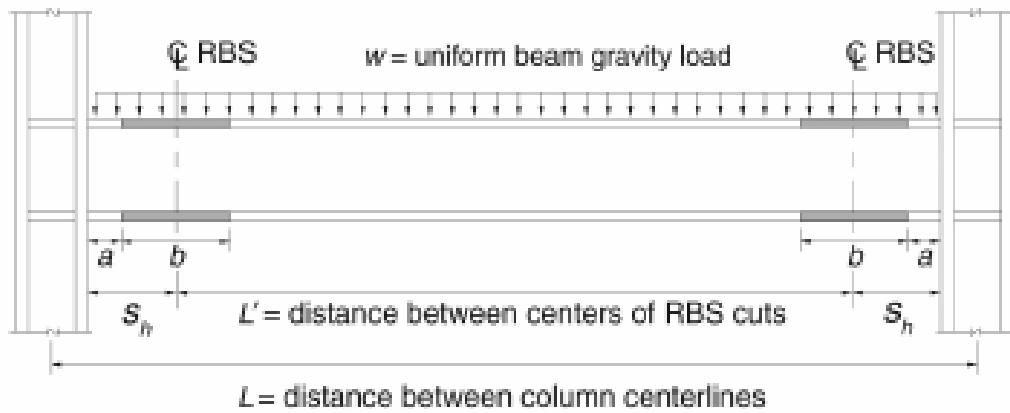
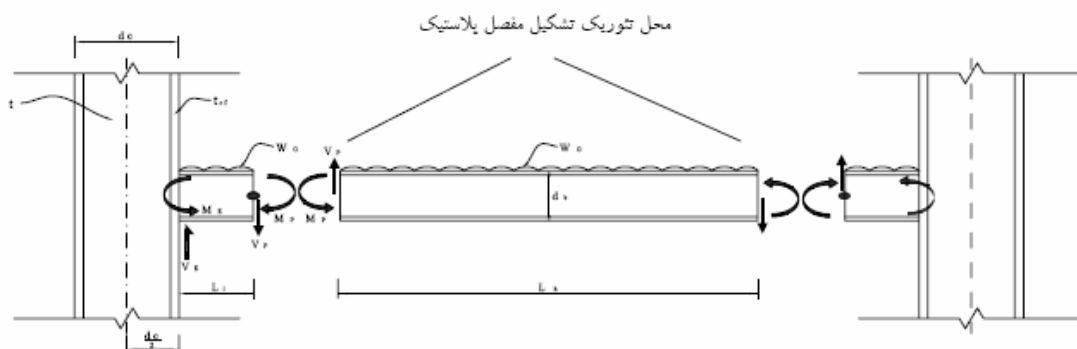


Fig. C-5.1. Example calculation of shear at center of RBS cuts.

که WG، مجموع بارهای گسترده خطی ثقیلی مرده و زنده است.
محل‌های تشکیل مفصل پلاستیک و نیروهای نظیر آن



نکات مهم:

برای تامین صلبیت لازم به نظر میرسد که سقفهای کامپوزیت (یا نوع دیگر آن به صورت KSD) مناسبتر از بقیه سقفهای متداول هستند. در اینجا از سقف کامپوزیت استفاده شده است. در تیرهای داخل قاب مهاربندی شده (و کلاً تیرهایی که احتمال ایجاد نیروی زلزله در آنها زیادتر است) فاصله بین برشگیرها را جهت رعایت ضابطه بند 10-3-9-1-4 بهتر است کمتر اختیار کنیم (به جای این کار میتوانیم این تیرها را به صورت مستغرق در بتن اجرا کنیم). همچنین با توجه به اینکه احتمال دارد این تیرها تحت نیروی محوری فشاری ناشی از زلزله قرار گیرند پس از طراحی مقاطع آنها را با مقاطعی دابل معادلسازی و جایگزین کنیم. (در نرم افزار ETABS مقاطع دابل به صورت کامپوزیت قابل طراحی نیستند).

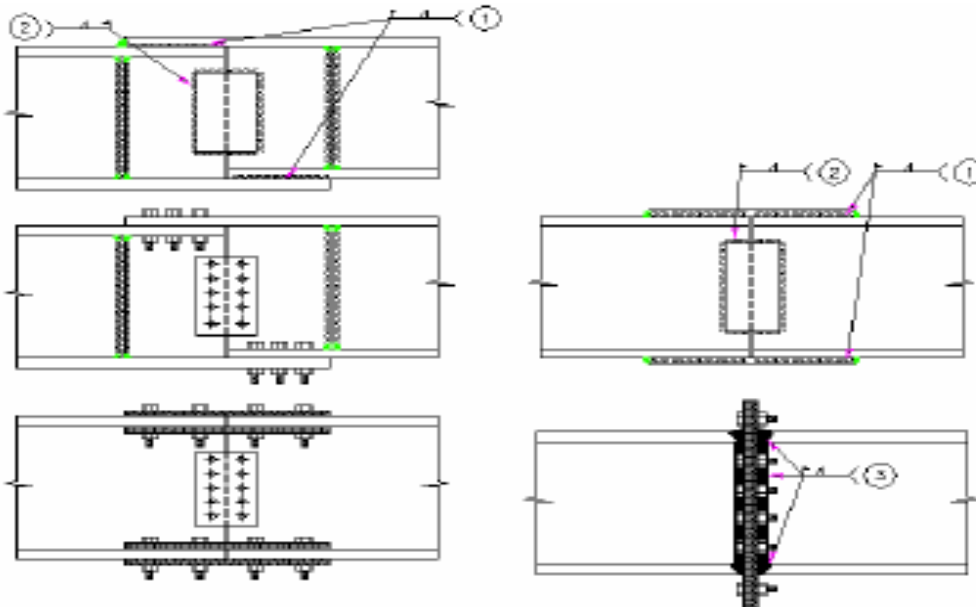
همچنین اگر از بادبندهای قطری استفاده میکنیم بهتر است که جهت قرارگیری این بادبندها را طبقه به طبقه در یک قاب عوض کنیم که تیر متصل به بادبند در طول خود وظیفه انتقال نیرو به طبقه پایین را نداشته باشد و نیروی زلزله مسیر کمتری را طی کند.

10-3-1-8-3-2-1-3 وصله تیرها

الف- وصله تیرها باید خارج از محدوده بحرانی قرار گیرد.

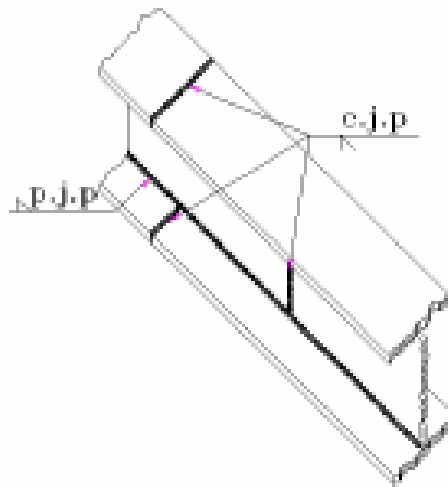
ب- در صورت استفاده از ورق وصله بال، ظرفیت باربری ورق وصله و اتصال دهنده های جوشی و یا پیچی آن، باید حداقل 1.1 برابر ظرفیت باربری مقطع ضعیفتر وصله شونده باشد.

در صورت استفاده از ورق وصله جان، این ورقها باید به صورت متقارن و در دو طرف جان به کار برده شوند.



انواع اتصالات وصله تیر یا اتصال تیر به دستک

- 1- جوش گوشه اتصال بال تیر به بال دستک
- 2- جوش گوشه اتصال ورق اتصال به جان تیر یا دستک
- 3- جوش نفوذی کامل اتصال تیر به ورق انتهایی



10-3-1-8-2-4 مهاربندی جانبی تیرها

الف- تیرها باید در هر دو بال خود دارای مهاربندی جانبی کافی باشند، به طوریکه از هر گونه کمانش جانبی و پیچشی در خلال تغییرشکل های فراررتجاعی جلوگیری شود. فاصله بین مهارهای جانبی تیرها

در حد فاصل محور ستون ها نباید از $0.09 \frac{E}{F_y} r_y$ تجاوز نماید.

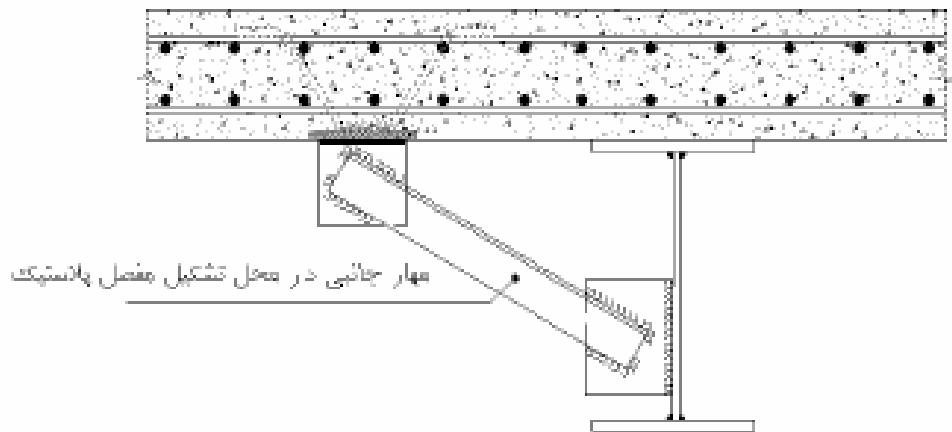
I_y شعاع ژیراسیون مقطع تیر حول محور ضعیف

علاوه بر آن مهاربندهای جانبی باید در نزدیک محل اعمال بارهای متمرکز در طول تیر، در محل تغییر مقطع تیر و در محل هایی که تحلیل سازه امکان تشکیل مفصل در آنها را پیش بینی می کند، تعبیه شود.

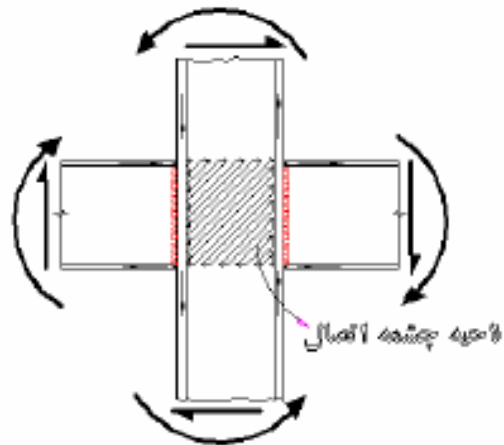
ب- مهارهای جانبی در تراز بالهای تیر پیش بینی شده و برای نیروهای زیر طراحی شوند:

در طراحی به روش تنش مجاز برای نیروی حداقل برابر با $0.036F_{ye} b_f t_f$ در محل تشکیل محل

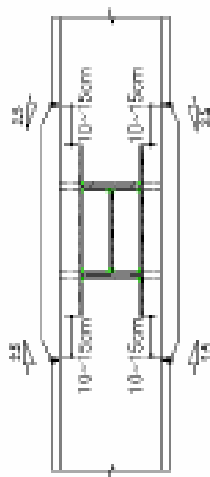
مفصل پلاستیک و $0.012F_{ye} b_f t_f$ در سایر مقاطع مورد نیاز در طول تیر.



10-3-8-1-3 اتصال تیر به ستون در قاب های خمشی ویژه و متوسط



اتصال قاب خمشی ویژه و متوسط تیر به ستون قوطی شکل، با استفاده از ورق کناری



تقویت چشمه اتصال در ستونهای قوطی شکل ساخته شده از ورق یا استفاده از افزایش ضخامت ورق در ناحیه چشمه اتصال

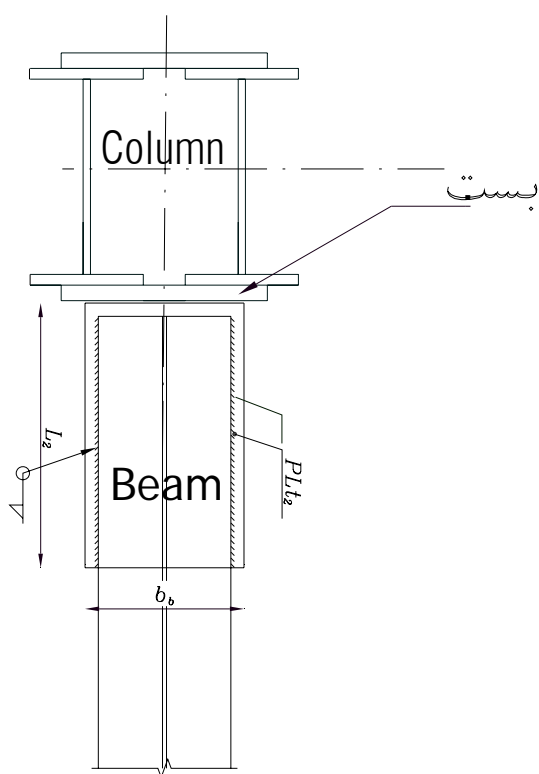
10-3-8-2-1 ستون ها در قاب خمشی متوسط

الف-مقطع ستون ها را می توان از نوع فشرده در نظر گرفت

ب-در ستون ها استفاده از مقطع متشکل از چند نیمرخ بست دار مجاز است، مشروط بر آنکه خمش در ستون حول محور با مصالح باشد.

محور بدون مصالح

محور با مصالح



بررسی ضوابط قابهای مهاربندی همگرا و واگرا

10-3-9 قابهای مهاربندی همگرا

10-3-9-1 ملاحظات کلی

در مورد مهاربندها چه با شکلپذیری کم و چه با شکلپذیری زیاد یک سری ضوابط کلی در بند 10-3-9 ذکر شده است که به برخی از آنها اشاره می شود :

1- یکی اینکه به طور مشخص تنها بادبندهای قطری یا ضربدری ، 7 و 8 به رسمیت شناخته شده است. مهاربندهای K شکل هم تنها برای سازه های یک و دو طبقه و به شرط داشتن اهمیت کم و متوسط به رسمیت شناخته شده است. بر این اساس استفاده از بادبندهای با شکلهای خاص نظیر بادبندهای Y شکل موسوم به پرده ای که بعضاً در برخی شهرها رایج است رسماً رد شده است .

2- به طور مشخص در این ویرایش ذکر شده است که تیر دهانه بادبندی هم باید برای انتقال نیروی بادبند از دیافراگم به بادبند طراحی گردد مگر در حالتی که اتصال کافی بین دیافراگم و تیر وجود داشته باشد به گونه ای که عملکرد یکپارچه آن دو امکانپذیر باشد که در این حالت انتقال نیرو از طریق عملکرد مشترک آن دو امکانپذیر خواهد شد .

3- به طور مشخص ذکر شده است که سوراخ کردن تیرهای دهانه بادبندی و یا آنهایی که در مسیر انتقال نیروی زلزله مشارکت دارند به هر شکل جز در مواردی که اطراف سوراخ با سخت کننده تقویت میشود مجاز نیست. با همین استدلال میتوان استفاده از تیرهای لانه زنبوری را در این قابها غیرمجاز دانست .

10-3-9-1-7 ضریب رفتار سازه ها

ضریب رفتار سیستم مهاربند ویژه با قاب ساده و نیز ضرایب رفتار قاب واگرای معمولی و ویژه هم به هر دلیل در ویرایش جدید مبحث دهم ذکر نشده است. برای چند سیستم دیگر هم این مشکل وجود دارد. به هر حال به نظر می‌رسد که برای این سیستمها تا چاپ مجدد ویرایش جدید مبحث ششم یا 2800 باید صبر کنیم. چون فعلاً اطلاعات این سیستمهای جدید هنوز کامل نیست و از جمله ضریب رفتار آنها و محدودیتهای استفاده از آنها از لحاظ درجه اهمیت ارتفاع و موقعیت مکانی سازه از لحاظ خطر زلزله به طور مشخص موجود نیست.

بخش 10-3-9-2 ضوابط قاب های مهاربندی شده همگرای ویژه**10-3-9-1- ضوابط کلی سیستم قابهای با مهاربند همگرا**

1- با توجه به اینکه در سیستم قاب مهاربندی شده (همگرا یا واگرا)، نیروها بر خلاف سیستم قاب خمشی تنها در بخش محدودی از اعضا توزیع میشود، این مساله باعث ایجاد تمرکز نیروی زلزله و بالا رفتن آن در اعضایی خاص میشود و به همین جهت لازم است که توجه کافی به انتقال مناسب این نیروها به اعضای جمع کننده این نیروها شود و تدابیر لازم جهت یکپارچگی اعضای قاب با دیافراگم سقف باید پیش بینی گردد. این مساله در بندهای 10-3-9-2، 10-3-9-3-1 و 10-3-9-4، و 10-3-9-5-1-10 و 10-3-9-1-10-6 مبحث دهم مورد تاکید قرار گرفته است. به نظر می‌رسد که لازم باشد جهت رعایت بهتر این بندها به نکات زیر توجه کرد:

- سعی شود تنها از سقفهای مرکب نظیر کامپوزیت یا KSD که تیرها با دیافراگم سقف اتصال بهتری دارند استفاده شود.

- اگر از سقف مرکب استفاده نمیکنیم، حداقل تیرهای متصل به بادبندها را به نوعی با دال سقف یکپارچه سازیم. برای این کار استثنائاً میتوان تیرهای مورد اشاره را با برشگیر به دال سقف متصل کرد و

یا به عنوان یک گزینه بهتر تیر را در بتن دال سقف غرق کرد .

- در هر صورت به عنوان بهترین گزینه بهتر است اتصال تیرها به دال سقف را به گونه ای پیش بینی کنیم که تمام نیروی زلزله ای که از بادبند به تیر منتقل میشود توسط اتصالاتی مناسب بدون واسطه ستون و یا تیرهای دهانه های مجاور به دال سقف منتقل شود (و بالعکس). برای این منظور به نظر میرسد که غرق کردن تیر در بتن دال سقف و یا استفاده از تعداد برشگیر بیشتر نسبت به بقیه تیرها گزینه ای قابل قبول باشد .

- با توجه به اینکه در تیرهای مجاور بادبند یک نیروی محوری ناشی از زلزله از بادبند به تیر منتقل میشود (و یا بالعکس) و این نیرو بلافاصله به دیافراگم سقف منتقل نمیشود و انتقال آن در طولی معین انجام میشود و به همین جهت حتی در صورت صلبیت سقف باید در طراحی تیر نقش این نیروی محوری نیز دیده شود. به عنوان یک کار حداقلی علی الخصوص در جهت جلوگیری از کماتش تیر (با توجه به اینکه بال پایین تیرها معمولاً مهارنشده است) بهتر است که تیرهای متصل به بادبند از مقاطع دابل انتقال شوند تا خطر کماتش آنها کم شود. به جای این کار استفاده از سخت کننده در داخل جان تیر نیز به نظر میرسد که بتواند جلوی کماتش بال پایین تیر را بگیرد .

- با توجه به مفاد بند 10-3-9-1-6 به نظر میرسد که به طور قطعی استفاده از تیر لانه زنبوری برای تیرهای متصل به بادبندها ممنوع باشد .

- برای آنکه دیافراگم ها و تیرهای طبقات دچار مشکلات کمتری باشند، بهتر است در مسیر انتقال نیرو کوتاهترین مسیرها را انتخاب نماییم؛ به گونه ای که دیافراگمها و تیرهای طبقات کمتر واسطه انتقال نیرو قرار گیرند. برای این منظور بهتر است که تا حد امکان از جابه جایی دهانه های مهاربندی شده در طبقات خودداری نماییم. غیر از آن در صورت استفاده از بادبندهای قطری بهتر است که جهت قرارگیری بادبندها در هر طبقه نسبت به طبقه بالا و پایین خود عوض شود؛ به گونه ای که تیرهای متصل به بادبندها مجبور به انتقال نیرو از بادبند طبقه بالا به بادبند طبقه پایین در طول خود نباشند و تنها طول کوچکی از تیر در مجاورت اتصال بادبند به تیر وظیفه انتقال نیروی بادبند طبقه بالا را داشته باشد .

2- با توجه به بند 10-3-9-3-1-3 تنها بادبندهای شورون (7 یا 8) ، قطری و ضربدری و در شرایطی

خاص (ساختمانهای یک و دو طبقه) بادبندهای K شکل تنها بادبندهای همگرایی هستند که از لحاظ

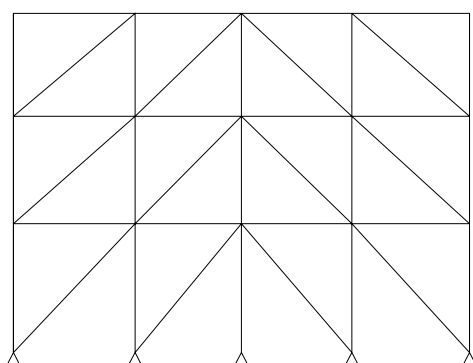
مبحث دهم به عنوان مهاربند همگرا قابل قبولند و به غیر از آن نباید از هیچ نوع دیگری از بادبندها (از لحاظ شکلی) به عنوان بادبند همگرا استفاده کرد .

3- با توجه به اینکه مهاربندهای همگرا در حد شکلپذیری کم و زیاد از این ویرایش از مبحث دهم وارد آیین نامه شده اند، مقدار ضریب شکلپذیری آنها نامشخص میباشد. در بند 10-3-9-1-7 به ضریب رفتار برخی ترکیبهای شامل این مهاربندها اشاره شده است ولی متأسفانه ضریب رفتار سیستم قاب ساده ساختمانی و مهاربندهای هممحور ویژه در بین آنها موجود نیست که مشخص نیست که این مساله به دلیل غیرمجاز بودن استفاده از این سیستم در قاب ساده ساختمانی میباشد و یا اینکه استفاده از آن مجاز است ولی هنوز ضریب رفتار آن ارایه نشده است که احتمالاً باید تا ارایه ویرایش جدید مبحث ششم صبر کرد .

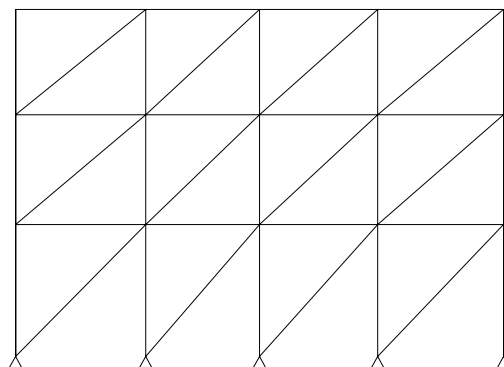
تا آنموقع به طور محافظه کارانه میتوان ضریب رفتار سیستم با شکلپذیری کم را برای سیستم با شکلپذیری ویژه به کار برد.

4- در این ویرایش در هر محور توزیع نیرو باید در هر طبقه به شکلی باشد که بین بادبندهای کششی و فشاری حداکثر نسبت توزیع 30 به 70 برقرار باشد و هر کدام از این دو حداقل 30 درصد نیروی برشی وارد بر این محور بر طبقه را تحمل نمایند. در ویرایش قبلی لزومی به این موضوع برای هر محور نبود و تنها رعایت آن برای کل طبقه کفایت میکرد. البته در ویرایش قبلی آیین نامه که تنها یک سیستم مهاربندی هم محور وجود داشت این ضابطه به طور کلی اجباری بود. بر این اساس در هر محور شما باید نیروها را به گونه ای توزیع نمایید که در هر طبقه کل نیروی برشی توزیع شده به نسبت حداکثر 30 و 70 درصد بین بادبندهای کششی و فشاری توزیع گردد. یعنی نمیشود توزیع به گونه ای باشد که مثلاً 80 درصد نیروها به بادبندهای فشاری برسند و 20 درصد به کششیها و بالعکس. به این ترتیب به نظر میرسد که حالتی که در هر محور فقط یک بادبند قطری وجود دارد نادرست باشد. (البته در حد شکلپذیری زیاد) و حتماً باید دو بادبند یکی فشاری و دیگری کششی در هر محور وجود داشته باشد. (میتوان از یک دهانه ضربدری استفاده کرد) اگر از بادبندهای ضربدری یا شورون استفاده کنیم با توجه به اینکه معمولاً توزیع نیرو بین بادبندهای کششی و فشاری مساوی است مشکل خاصی

وجود نخواهد داشت ولی اگر از بادبندهای قطری استفاده کرده باشیم باید در هر طبقه در هر محور کل برش زلزله آن محور را ببینیم که چه درصدی از آن به بادبندهای فشاری رسیده است و چه درصدی به بادبندهای کششی. اگر سهم هر یک کمتر از 30 درصد باشد طرح ما مشکل دارد و باید با اصلاح طرح و مثلاً استفاده از بادبندهای ضربدری یا شورون و یا تعبیه بادبندهای قطری اضافه دیگر با جهت مخالف بقیه در آن محور این توزیع را متعادل نماییم. البته این مساله تنها برای مهاربندهای هممحور با شکلپذیری زیاد است که اجباری است



شکل درست



شکل نادرست

(هر محور هم شامل تمام بادبندهایی است که به صورت موازی هم قرار داشته و فاصله آنها در راستای محور عمود بر راستای آنها کمتر از 10 درصد بعد ساختمان در پلان است. (این تعریف قبلاً در **ubc97** وجود داشت که به ویرایش جدید مبحث دهم هم راه پیدا کرده است) و این به این معنیست دو محور نزدیک به هم چنانچه فاصله آنها از 0.1 بعد سازه در بیشتر باشد میبایست هر کدام بصورت جداگانه برای این بند سنجیده شوند.

5- مطابق این ویرایش مقاطع بادبند باید فشرده لرزه ای مطابق ضوابط بند 10-3-4-2 باشند که در ویرایش قبلی این ضابطه وجود نداشت

6- در این ویرایش تاکید شده است که مقطع بادبند باید نسبت به صفحه بارگذاری به صورت متقارن

باشند. بر این اساس مقاطع تک نبشی ناودانی و IPE به نظر نمی‌رسد که بتوانند این شرایط را تامین نمایند .

7- برای وصله بادبندها نیز ضوابطی اضافه شده است که در ویرایش قبلی به آن اشاره نشده بود

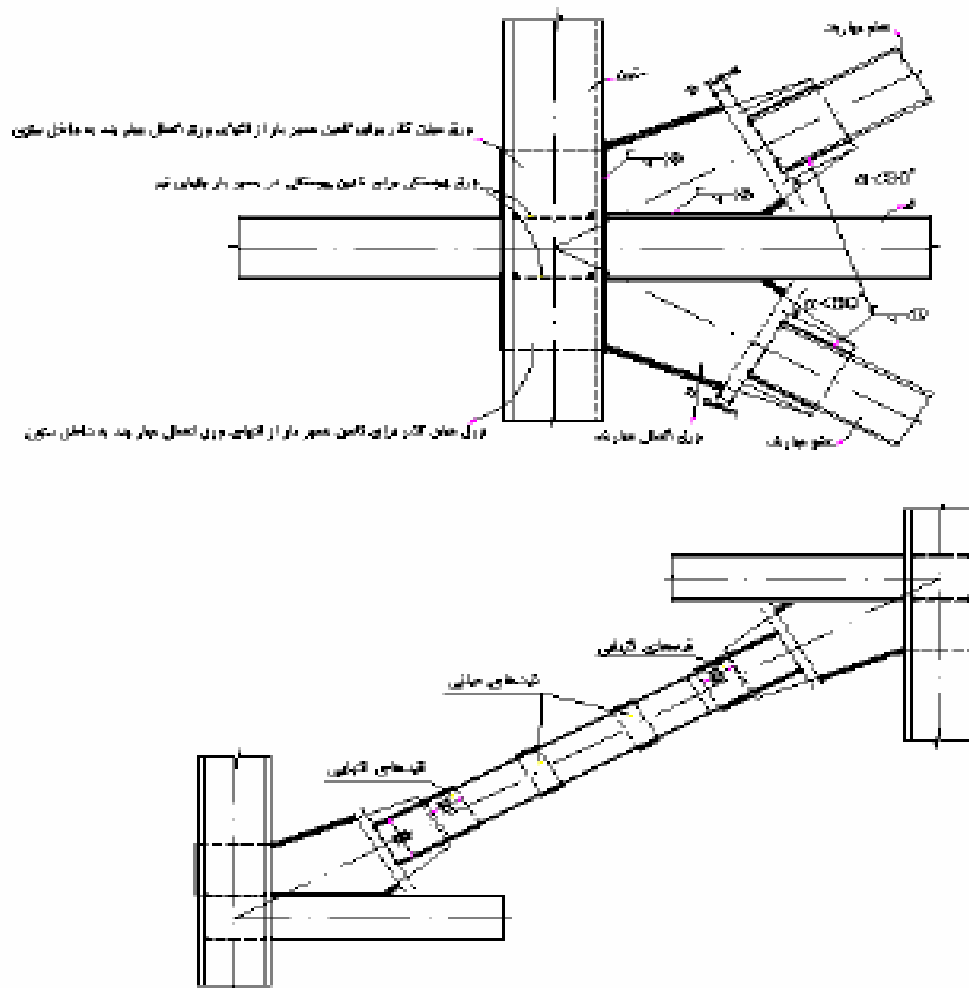
8- رعایت لاغری حداکثر 123 در این ویرایش هم وجود دارد با این تفاوت که در صورت آنکه ستونهای متصل به بادبند بتوانند باری بیش از مقدار وارد شده به آنها مطابق بند 10-3-2-9-3-2 الف را تحمل نمایند میتوان لاغری آنها را تا 200 افزایش داد

9- در بند 10-3-2-9-3-3 هم ضوابط جدیدی در مورد طراحی اتصالات بادبندی با پیچ نوشته شده است که با ویرایش قبلی تفاوتی دارد

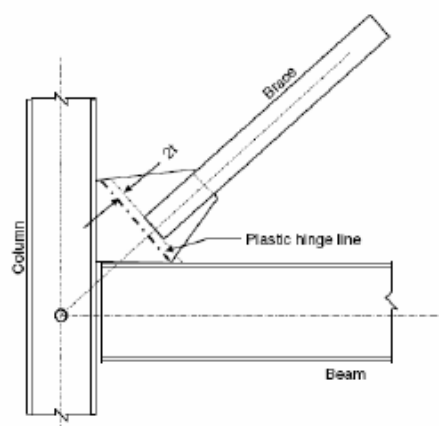
10- مطابق بند 10-3-2-9-3-4 هم اتصالات بادبندی در این حالت باید یک مقاومت خمشی را تامین نمایند مگر آنکه ضابطه ای که در این بند اشاره شده است در آنها تامین گردد. علاوه بر آن باید اتصالات یک مقاومت فشاری برابر 125 درصد مقاومت فشاری بادبند را تامین نمایند .

11- در مورد تیرهای قابهای شورون هم محدودیتهایی در بند 10-3-2-9-4 ذکر گردیده است. در مورد بادبندهای شورون دیگر نیازی به 1.5 برابر کردن نیروی آنها نیست

12- مطابق بند 10-3-2-9-5 هم محدودیتهایی برای ستونهای دهانه بادبندی قرار داده شده است. از جمله این ستونها باید فشرده لرزه ای باشند. برای وصله آنها نیز محدودیتهایی در بند 10-3-2-9-5 ذکر شده است که در ویرایش قبلی وجود نداشت



اتصال مهاربند قاب مهاربندی شده ویژه به گره اتصال تیر و ستون برای اتصال گیردار خمشی مهاربند به گره



شکل (۲-۱۸) جزئیات ورق اتصال در SCBF

10-3-9-2-2- ضوابط خاص قابهای مهاربندی شده همگرا - توزیع نیروی جانبی

بر خلاف حد شکلپذیری کم که در آنجا میتوانیم نیروها را به تنها بادبندهای کششی بدهیم، در اینجا توزیع نیرو باید بین هم بادبندهای کششی و هم بادبندهای فشاری انجام گردد (بند 1-2-2-9-3-10- همچنین مطابق بند 10-3-9-2-2 در هر محور توزیع نیرو بین بادبندهای فشاری و کششی باید به گونه ای انجام شود که در هر طبقه هر کدام از آنها) بادبندهای کششی یا فشاری) بتوانند حداقل 30 درصد برش طبقه برای آن محور را جذب نمایند. برای رعایت این بند کافی است که ما تمام دهانه ها را به صورت بادبند ضربدری یا شورون اجرا نماییم.

در این نوع بادبندها در هر قاب در هر طبقه یک بادبند کششی و یک بادبند فشاری خواهیم داشت که عملاً توزیع نیروها به صورت تقریباً نصف به نصف بین دو بادبند کششی و فشاری خواهد بود. اگر به هر دلیل نمیتوانیم از این بادبندها استفاده کنیم و مجبور به استفاده از بادبندهای قطری هستیم، لازم است که در هر محور از حداقل دو قاب مهاربندی شده به صورت قطری استفاده کنیم. برای آنکه توزیع نیروها مناسب شود لازم است که جهت قرار گیری بادبندها در هر طبقه در دو دهانه به گونه ای باشد که در جهت مخالف هم قرار گیرند؛ به گونه ای که یکی فشاری و دیگری کششی شود و عملاً توازن در توزیع نیروی زلزله برقرار شود.

اگر به هر دلیل یکی از راه حلهای فوق امکانپذیر نشود لازم است که بادبندهای آن محور برای نیروهای محوری فشاری ناشی از ترکیب بارهای شدید یافته (ترکیب بارهایی که در آنها ضریب نیروی زلزله نسبت به حالت عادی برای قابهای مهاربندی شده دو برابر میشود) طراحی شوند. برای تعریف محور مهاربندی لازم است که به توضیحات انتهایی بند 10-3-9-2-2 توجه گردد.

10-3-9-2-1- محدودیتها- اعضای قطری مهاربندی

مطابق قسمت الف بند مذکور لازم است که در سیستم مهاربندی ویژه مقطع بادبند فشرده لرزه ای باشند. تعریف مقاطع فشرده لرزه ای در بند 10-3-4-2 و جدول 10-3-1 مبحث دهم آمده است. در مقاطع فشرده لرزه ای به دلیل اهمیت مقاطع و اینکه باید این مقاطع تغییر شکل‌های غیرخطی را تحمل کنند برای آنها محدودیت بیشتری نسبت به مقاطع عادی در زمینه نسبت طول به ضخامت اجزای تشکیل دهنده آنها (جان و بال) پیش بینی شده است. در اینجا مساله ای که وجود دارد این است که در جدول 10-3-1 تنها به مقاطع I شکل و مقاطع جعبه ای اشاره شده است و برای مقاطع نبشی و ناودانی که بیشترین کاربرد را به عنوان بادبند را دارند محدودیتی ذکر نشده است. البته به نظر می‌رسد که محدودیت ذکر شده برای نسبت عرض به ضخامت بال مقاطع I شکل به طور مشابه برای مقاطع ناودانی و نبشی هم قابل استفاده باشد. برای نسبت ارتفاع به ضخامت جان نیز در مقاطع ناودانی میتوان به طور مشابه از مقدار ذکر شده برای جان تیرستونها تحت اثر ترکیب فشار محوری و لنگر خمشی (در حالتی که نسبت بار محوری به بار محوری مجاز بیش از 0.125 است) استفاده کرد. (هر چند در این زمینه آیین نامه صراحت ندارد و ابهام در آن مشاهده میشود).

در قسمت ب از بند 10-3-9-3-2-1 اشاره شد است که در صورت استفاده از مقاطع ساخته شده از چند نیمرخ باید ضوابط مقاطع فشاری مرکب در مبحث دهم بخش 10-1 یا 10-2 در مورد آنها رعایت شود. در این زمینه لازم است که نسبت طول آزاد قطعه بین دو لقمه اتصال متوالی به شعاع ژیراسیون مقطع تک از سه چهارم لاغری ماکسیمم عضو مرکب بیشتر نباشد (بند 10-4-4-1-2). همچنین لقمه ها باید به گونه ای چیده شوند که غیر از دو انتها (درست پس از ورق اتصال بادبندی) حداقل دو لقمه نیز در نقاط یک سوم طولی بادبند قرار داده شود. (بند 10-4-1-2-7)

مطابق قسمت پ بند 10-3-9-3-10 مقطع بادبند چه به صورت تکی و چه به صورت ساخته شده از نیمرخهای نورد شده یا ورقی، باید به صورت متقارن نسبت به صفحه ای که در آن بادبند قرار داده شده است، قرار گیرند. بر این اساس میتوان نتیجه گرفت که عملاً تنها بتوان از مقاطع دابل متقارن برای بادبند استفاده نمود و استفاده از مقاطع تکی عملاً قابل استفاده نخواهد بود.

مطابق بند ت از بند 10-3-2-9-3-1 وصله مقطع بادبند هم در قابهای مهاربندی شده همگرای ویژه دارای محدودیت های خاص خود است. در صورت لزوم به وصله ، اتصال ایجاد شده به عنوان وصله (ورق پوششی و یا جوش نفوذی کامل) باید بتواند تمام ظرفیت مقطع بادبند را منتقل نماید. در مورد مقاطع ساخته شده از چند نیمرخ در یک مقطع نباید تمام اجزای مقطع با هم به طور همزمان وصله شوند. محل وصله نیز در یک چهارم میانی بادبند مجاز نیست .

مطابق قسمت ث از بند 10-3-2-9-3-1 ناحیه یک چهارم میانی و ابتدا و انتهای طول قطری به طولی حداقل برابر با ارتفاع مقطع به عنوان ناحیه بحرانی محسوب میشود و ضوابط بند 10-3-3-4 باید در این ناحیه رعایت شود. از جمله در این ناحیه نباید هیچ یک از قطعات الحاقی غیرسازه ای به بادبند اتصال داده شوند.

10-3-2-9-3-2- لاغری اعضای قطری در مهاربندهای همگرای ویژه

لاغری مقطع بادبند در حد شکلپذیری ویژه نمیتواند از حد خاصی (حدود 123 برای فولاد ST37) بیشتر باشد. البته در ادامه این بند یک تبصره هم ذکر شده است که بر اساس آن وقتی که ستون متصل به بادبند در روش تنش مجاز بتواند 0.77 برابر نیروی منتقل شده به آن بر اساس مقاومت مهاربند را تحمل نماید (حدود 1.25 برابر مقدار نیرویی که به ستون بر اساس حداکثر تنش مجاز آنها منتقل میشود) میتوان این محدودیت لاغری را نادیده گرفت و لاغری مجاز را تا عدد 200 افزایش داد. با توجه به اینکه ستونها مطابق بند 10-3-6-1 برای ترکیب بار تشدید یافته (با رعایت ضابطه قسمت ب همین بند) طراحی میشوند، عملاً مقاومت ستونها در اکثریت موارد حداقل برابر 1.25 برابر باری است که مهاربندها میتوانند به آنها منتقل نمایند و به این ترتیب در اکثریت موارد، این محدودیت برای ضریب لاغری قابل صرفنظر است .

مطابق قسمت ب بند 10-3-2-9-3-2 ضریب طول جهت محاسبه ضریب لاغری در بادبندهای قطری و

شورون برابر یک میتواند فرض شود. برای بادبندهای ضربدری این ضریب برای کمانش در صفحه قاب عدد 0.5 و برای کمانش در جهت صفحه عمود بر قاب عدد 0.7 پیشنهاد شده است.

10-3-2-9-3-3- مقاومت اعضای با مقطع کاهش یافته

مطابق بند مذکور وقتی که سطح مقطع خالص مقطع بادبند به دلایلی نظیر سوراخکاری و ... نسبت به سطح مقطع کل کاهش می یابد، مقاومت مهاربند در مقطع کاهش یافته حداقل باید برابر با کمترین دو مقدار زیر باشد :

- در طراحی به روش تنش مجاز : $F_y \cdot A_g \cdot 0.6$

در بالا F_y مقاومت تسلیم مورد انتظار فولاد است که 15 درصد بیش از مقاومت تسلیم محاسباتی آن است .

- حداکثر نیرویی که بر اساس تحلیل سازه ، سیستم باربر جانبی میتواند به مهاربند منتقل کند .

در مورد اول با توجه به اینکه تنش تسلیم مورد انتظار 1.15 مقدار تنش تسلیم در محاسبات عادی است، عملاً مقداری که محاسبه میشود حتی در قسمت کاهش نیافته نیز حداقل 15 درصد بیش از مقدار ظرفیت مجاز مقطع است و بدیهی است که مقطع در قسمت کاهش نیافته نمیتواند نیروی محاسبه شده از این حالت را تحمل نماید؛ مگر آنکه سطح مقطع بادبند در محل مورد نظر را با تقویت آن به طور موضعی (با ورق و ...) به میزان لازم افزایش دهیم .

جمله ای که در حالت دوم بیان شده است ، جمله ای است که در بندهای دیگر نظیر بند 10-3-2-9-3-

4 در مورد مقاومت کششی اتصالات مهاربندهای همگرای ویژه و بند 10-3-2-9-3-3 در مورد اتصالات

مهاربندهای همگرای با حد شکلپذیری کم نیز بیان شده است. متأسفانه این جمله دارای ابهام است و

منظور تدوین کنندگان آیین نامه از آن مشخص نیست. اگر منظور حداکثر باری است که بر اساس ترکیب بارهای عادی مختلف معرفی شده در مبحث ششم و دهم (و نه ترکیب بار تشدید یافته) به دست می آید، با توجه به اینکه عضو مهاربند به طور عادی و بر اساس ضوابط بخش 10-1 یا 10-2 آیین نامه برای این بار طراحی میگردد، بدیهی است که عضو بر اساس همان ضوابط بخش 10-1 باید در مقطع کاهش یافته نیز بتواند این نیرو را تحمل نماید و ذکر دوباره این موضوع در اینجا آن هم تحت نام ضوابط ویژه هیچ ضرورتی نخواهد داشت. غیر از آن عملاً این بار همیشه کمتر از بار به دست آمده از قسمت اول (Fye. Ag) خواهد بود. (اگر قرار باشد این نیرو بیش از مقدار مورد اشاره باشد عملاً مقطع مهاربند جوابگو نخواهد بود و طراحی به درستی انجام نشده است) و به این ترتیب با توجه به اینکه میتوان مقدار کمینه دو حالت را در نظر بگیریم مقدار محاسبه شده از قسمت اول هیچوقت حاکم نمیشود و باز هم ذکر قسمت اول در آیین نامه فاقد ضرورت خواهد بود. پس به نظر نمیرسد که مقدار مورد نظر در این قسمت مقداری باشد که از ترکیب بارهای عادی به دست می آید. در هر صورت با توجه به اینکه منظور از این بند و بندهای مشابه دیگر در بخش 10-3 تامین شکلپذیری بیشتر و توان تحمل نیروها در محدوده غیرخطی است، یکی از چند حدس زیر را میتوان برای منظور از این بند متصور شد :

-اینکه منظور حداکثر نیرو بر اساس ترکیب بارهای تشدید یافته باشد .

در اینجا اگر این مساله منظور نظر باشد این سوال پیش می آید که چرا به جای ذکر این مساله به ارایه یک جمله مبهم پرداخته شده است؟

-فرض دیگر اینکه منظور حداکثر نیرویی باشد که سیستم میتواند بر اساس حداکثر ظرفیت خود به مهاربند منتقل کند .

در اینجا نیز این ابهام پیش می آید که منظور این است چرا باز اشاره مستقیم به آن نشده است و چرا تاکید شده است که «حداکثر نیرو بر اساس تحلیل سازه» که مطمئناً این عبارت با حداکثر نیروی منتقل شده بر اساس مقاومت اعضای متصل به بادبند متفاوت است. اگر هم منظور این باشد این سوال پیش می آید که محاسبه این بار به چه شکل است؟ و در این محاسبه باید معیار را تنش تسلیم محاسباتی قرار دهیم و یا تنش تسلیم مورد انتظار که 15 درصد بیشتر از حالت عادی است؟

-فرض دیگر هم این است که منظور حداکثر نیرویی است که به مهاربند بر اساس تحلیل غیرخطی و

اعمال نیروهای واقعی زلزله وارد میشود که البته در این حالت دیگر تحلیل سازه نمیتواند به روشهای عادی معمول انجام گردد و راهی جز تحلیل غیرخطی سازه نخواهیم داشت .
به هر صورت به نظر میرسد که لازم باشد در این مورد و موارد ابهام آمیز دیگر خود تدوین کنندگان آیین نامه شفاف سازی کرده و تفسیر این بندها را به طور واضح بیان نمایند .
با توجه به این ابهامات که ذکر شد، بهتر است که کنترل مهاربند در قسمت با مقطع کاهش یافته بر اساس نیروی محاسبه شده در حالت اول ($F_y.A_g \ 0.6$) انجام گردد و بر این اساس لازم باشد که در مقطع کاهش یافته به گونه ای مقطع به طور موضعی تقویت گردد.

4-3-2-3-9-10- اتصالات اعضای قطری مهاربندها

الف- مقاومت کششی مورد نیاز

مطابق این بند مقدار مقاومت کششی اتصال در قابهای با مهاربند همگرای ویژه باید حداقل برابر کمترین دو مقدار زیر باشد :

-حاصل ضرب $F_y.A_g \ 0.6$

-حداکثر اثر نیرویی که بر اساس تحلیل سازه، سیستم باربر جانبی میتواند به مهاربند منتقل نماید .
این دو مورد همان دو مورد مربوط به بند قبل در مورد مقاومت اعضای با مقطع کاهش یافته میباشد.
همان مواردی که در قسمت قبل ذکر شد، در این مورد نیز صدق میکند. در اینجا نیز بهتر است از نیروی محاسبه شده در قسمت اول استفاده شود ($F_y.A_g \ 0.6$) که بر این اساس اتصال باید توان تحمل 15 درصد بیشتر از مقاومت مقطع مهاربند را دارا باشد. بر این اساس اتصالات این مهاربندها نسبت به حد شکلپذیری کم 15 درصد قویتر خواهد بود .

ب- مقاومت خمشی مورد نیاز

مطابق قسمت ب این بند در حد شکلپذیری زیاد اتصال مهاربندهای همگرا علاوه بر مقاومت محوری

کششی باید دارای مقاومت خمشی نیز باشند. این مقاومت خمشی در روش تنش مجاز باید برابر $Mpe 1.1 * 0.6$ باشد. لنگر خمشی پلاستیک مقاوم تسلیم مورد انتظار مهاربند حول محور کماتش بحرانی مقطع ($Fye.Z = 1.15 Fy.Z$) میباشد .

در این حالت وقتی که کماتش در صفحه قاب رخ دهد لنگر خمشی حول محور عمود بر صفحه قاب خواهد بود. برای اینکه اتصال بتواند این لنگر خمشی را تحمل کند میتوان دو ورق عمود بر محور صفحه قاب به لبه های ورق اصلی بادبندی جوش داد. این دو ورق از انتهای خود به تیر و ستون جوش میشوند. با توجه به مقدار لنگر وارده میتوان این جوش را به صورت نفوذی و یا به صورت گوشه طراحی نمود. میتوان کل اتصال را در برابر اندرکنش همزمان نیروی محوری بادبند و لنگر خمشی وارده طراحی نمود. در حالتی که کماتش در صفحه عمود بر قاب انجام شود، لنگر خمشی نیز باید حول محوری عمود بر راستای مهاربند محاسبه شود. در اینحالت به علت آنکه لنگر حول محور ضعیف اتصال وارد میشود لازم است که به نوعی اتصال را حول محور مورد نظر تقویت نمود. برای این منظور باید از تعداد بیشتری سخت کننده عمود بر ورق بادبندی استفاده کرد. سخت کننده ها از یک سمت به ورق بادبندی و از طرف دیگر به تیر یا ستون جوش نمود. هر چه عرض بالا تیر و ستون در محل اتصال ورق بادبندی بیشتر باشد میتوان عرض سخت کننده ها را اضافه کرد و در عوض از تعداد آنها و یا بعد جوش اتصال کم کرد. استفاده از جوش نفوذی در اتصال ورق سخت کننده به ستون و تیر نیز در تقویت اتصال میتواند موثر باشد .

***بهتر است به نحوی طراحی را انجام دهیم که کماتش حول محور عمود بر صفحه قاب انجام گردد تا**

انتقال لنگرها به اتصال و طراحی اتصال به نحو بهتر و اقتصادیتری انجام گردد .

اگر نخواهیم که اتصال را برای این لنگر طراحی نماییم، باید از دتایل ارایه شده در شکل 10-3-8 استفاده نماییم و عضو مهاربند را به فاصله 2) دو برابر ضخامت ورق بادبندی) قبل از قطر ورق بادبندی قطع نماییم .

پ- مقاومت فشاری مورد نیاز

علاوه بر مقاومت کششی اتصالات مهاربندهای هممحور در حد شکلپذیری زیاد باید دارای مقاومت فشاری هم باشند. مقدار مقاومت فشاری مورد نیاز در روش تنش مجاز حداقل باید برابر $Fa.Ag 1.25$

باشد. این مقدار از مقاومت کششی اتصال که قبلاً درباره آن توضیح داده شد کمتر است و بر این اساس چون در طراحی اتصالات فرقی بین نیروی فشاری و کششی وجود ندارد عملاً اتصال در برابر نیروی فشاری محاسبه شده نیز مقاوم خواهد بود. در این مورد اگر اجرای اتصال مطابق با شکل 10-3-8 انجام شده باشد، (مهاربند به فاصله 2t قبل از قطر ورق اتصال قطع شده باشد) لازم است که ضوابط خاص نشریه 264 در طراحی ورقهای بادبندی و کمانش ورق بادبندی در نیمه ای از ورق که بین قطر ورق و تیر و ستون قرار دارد هم در نظر گرفته شود. در این حالت ضخامت ورق بادبندی به میزان قابل ملاحظه ای افزایش می یابد. برای کاهش ضخامت ورق میتوان آن را با جوش ورقهای سخت کننده عمود بر صفحه ورق بادبندی در ناحیه بین تیر و ستون و قطر ورق بادبندی (و ترجیحاً به موازات و راستای عضو مهاربند) تقویت نمود.

10-3-9-2-4- تیرهای قابهای مهاربندی شده 7 و 8

مطابق بند 10-3-9-2-4 تیرهایی دهانه مهاربندی شده با این بادبندها باید بتواند بارهای ثقلی را بدون حضور و کمک مهاربند تحمل نماید .

این مساله در نرم افزار ETABS اعمال نمیشود. همچنین این تیرها باید مطابق بند 10-3-9-2-4 بین دو ستون به صورت پیوسته باشند. همچنین برای جلوگیری از کمانش جانبی - پیچشی در هر دو بال بالا و پایین مهارهای جانبی داشته باشند. مهارهای جانبی و فواصل آنها باید ضوابط بند 10-3-8-1-2-4 را رعایت نمایند. در هر صورت یک جفت مهار جانبی در محل اتصال مهاربندها به تیر الزامی است .

بر اساس بند 10-3-8-1-2-4 فاصله بین مهارها در تیرها نباید از $E/Fy \cdot ry \geq 0.09$ بیشتر شود که در اینجا ry شعاع ژیراسیون تیر حول محور ضعیف آن است. مهارها باید برای نیروی ارایه شده در قسمت ب بند بالا طراحی شوند. برای فولاد ST37 با تنش تسلیم 2400 کیلوگرم بر سانتیمتر مربع و مدول الاستیسیته 2060000 کیلوگرم بر سانتیمتر مربع فاصله بین مهارها نباید از $ry \geq 77.25$ بیشتر شود. در صورتی که ما برای این تیرها از مقاطع دابل به صورت باکس استفاده کنیم، عملاً فاصله بین مهارها خیلی زیاد خواهد شد و شاید بتوان حتی جز در محل اتصال تیر به ستون مهارها را حذف کرد. با توجه به اینکه بال بالای تیرها عمدتاً با دال بتنی سقف درگیر هستند، عملاً در مورد مهار بال بالا مشکل خاصی وجود ندارد. برای مهار بال پایین تیرها میتوان از اجزای غیر سازه ای متصل به بال کمک گرفت. اما در جهت اطمینان بهتر است که از اثر آنها صرفنظر کرده و به روش دیگری مهار جانبی بال پایین را تامین کرد. به طور مثال میتوان با استفاده از سخت کننده در جان تیر این مهار را تامین کرد .

مورد دیگر طراحی تیر متصل به این بادبندها برای نیروی محوری ناشی از زلزله بر اساس ضوابط بند 10-3-9-2-4 میباشد. برای این منظور باید فرض کرد که نیروی بادبند کششی برابر $Ag \cdot Fye \cdot 0.6$ و نیروی بادبند فشاری $Ag \cdot Fa \cdot 0.3$ باشد و با توجه به روابط تعادل استاتیکی مقدار نیروی محوری کششی و فشاری سمت راست و چپ محل اتصال تیر به بادبند را به دست آورد. برای اینکه تیر در این دهانه برای تحمل این نیروها (علی الخصوص نیروی فشاری) قویتر باشد بهتر است که همانطور که قبلاً نیز

اشاره شد مقطع تیر دابل باشد. مقدار نیروی محوری تیر به این ترتیب با فرض توزیع مساوی نیرو بین

$$\text{دو قطعه تیر برابر مقدار زیر خواهد شد : } (0.69F_y + 0.3F_a)Ag \cdot \cos A / 2$$

در بالا A زاویه مهاربند با راستای افقی است .

با توجه به مواردی که ذکر شد، طراحی تیر در نرم افزار امکانپذیر نیست و باید طراحی را به صورت دستی و جداگانه انجام داد. در این زمینه لنگر وارد بر تیر ناشی از بارهای ثقلی با نادیده گرفتن تکیه گاههای میانی ناشی از اتصال مهاربند به تیر به صورت دستی محاسبه میشود. همین محاسبه بر اساس رابطه بالا نیز در مورد بار محوری انجام میگردد که این بار محوری برای نیمی از تیر کششی و برای نیمه دیگر فشاری است. با به دست آمدن این دو مقدار تیر را طبق ضوابط تیرستونها طراحی میکنیم. با توجه به اینکه تیر به دیافراگم صلب سقف متصل است میتوان آن را مهار شده فرض نمود و خطر کماتش تیر را تهدید نمیکند .

آخرین نکته در مورد استفاده از سخت کننده بر روی ورق اتصال است که در این زمینه باید به جزییات ارایه شده در شکل 10-3-9 نیز توجه کرد.

10-3-9-2-5-ستونهای مهاربند در قابهای با مهاربندهای همگرای ویژه

مطابق بند 10-3-9-2-5-ستونهای دهانه های مهاربندی شده در این قابها باید فشرده لرزه ای باشند. ضوابط مقاطع فشرده لرزه ای در بند 10-3-4-2 و جدول 10-3-1 ذکر شده است. همانطور که در قسمتهای قبلی هم اشاره شد، بحث مقطع فشرده لرزه ای دارای ابهام است. در جدول 10-3-1 تنها به مقاطع I شکل و باکس تیرورق اشاره شده است و در مورد مقاطع دابل I شکل و ... صحبتی نشده است. ولی احتمالاً بتوان با شبیه سازی مقطع ستون با یکی از موارد موجود در جدول از مقاطع مختلف استفاده نمود. به طور مثال در صورت استفاده از مقطع دابل IPE برای نسبت عرض به ضخامت بال در محدوده بین دو جان مقطع از ردیف چهارم جدول مربوط به مقاطع باکس و برای کنترل همین نسبت در محدوده بین جان و قسمت خارجی بال مقطع (که یک لبه متکی است) از ردیف اول مربوط به مقاطع I شکل استفاده نمود .

در مورد استفاده از تیروورق برای ستونها به شکل I یا باکس، بدیهی است که لازم باشد که تیروورقها با جوش پیوسته جان و بال ساخته شوند. اما در مورد مقاطع دوبل IPE اجباری در آیین نامه در مورد جوش پیوسته دو مقطع ضابطه ای در آیین نامه دیده نمیشود و به نظر نمیرسد این مساله برای فشرده لرزه ای بودن مقطع اجباری باشد. در مورد مقاطع پاباز (مشبک) هم صراحتی در آیین نامه در مورد ممنوعیت استفاده از آنها به عنوان مقاطع فشرده لرزه ای وجود ندارد ولی به نظر میرسد که بهتر باشد که از این مقاطع برای ستونهای دهانه بادبندی استفاده نشود .

در مورد وصله این ستونها نیز در بندهای 10-3-9-2-5 و 10-3-9-2-5-3 نیز ضوابطی اضافه پیش بینی شده است. مطابق بند 10-3-9-2-5 علاوه بر ضوابط عادی، وصله ستون باید قادر به تحمل یک لنگر خمشی برابر با میانگین ظرفیت خمشی ستونهای وصله شونده باشد. البته در این زمینه به صراحت در آیین نامه صحبت نشده است ولی به نظر میرسد که در هنگام اعمال این لنگر خمشی دیگر لازم نباشد که ستون تحت بار محوری قرار گیرد و کافی باشد که ستون بتواند این لنگر را در فقدان نیروهای محوری تحمل نماید .

مطابق بند 10-3-9-2-5-3 نیز وصله این ستونها باید بتوانند نیروی برشی متناظر با لنگر خمشی مورد اشاره در قسمت قبل را نیز تحمل نماید. این نیروی برشی با جمع کردن لنگر خمشی پلاستیک دو مقطع ستون وصله شونده و تقسیم آن بر ارتفاع طبقه به دست می آید. (در روش تنش مجاز مقدار به دست آمده در ضریب 0.6 نیز ضرب میشود.) بدیهی است که این نیروی برشی و لنگر خمشی به طور همزمان به وصله ستون اعمال میشود.

10-3-9-3-10- مهاربندهای همگرای معمولی با قاب ساده فولادی

(همانطور که ذکر شد استفاده از این سیستم با این حد شکلپذیری در ویرایش جدید در بند 10-3-9-

1-7 ضریب رفتار تنها برای قاب ساده تعریف شده است)

تغییرات این سیستم به شرح زیر است :

1- تغییر بسیار مهم در این زمینه اینست که پس از دو ویرایش دو و سه آیین نامه 2800 و ویرایش قبلی مبحث دهم که کلاً طراحی بادبندها با نیروی کششی محض ممنوع شده بود، در این ویرایش دوباره همانند ویرایش اول طبق بند 10-3-9-3-1-3 طراحی بادبندهای قطری و ضربدری با نیروی محوری کششی مجاز دانسته شده است. مطابق این بند استفاده از مقطع تک نبشی، تسمه و میلگرد یا کابل برای این بادبندها مجاز دانسته شده است. این مساله شامل بادبندهای 7 و 8 نمیشود.

نکاتی از طراحی کششی بادبند ها:

البته شاید طراحی با کشش تنها خیلی اقتصادی هم نباشد چون مجبوریم که بادبندهای فشاری را نادیده بگیریم و از کمک آنها صرفنظر کنیم. شاید اگر فرض کنیم که به تعداد بادبندهای کششی به طور مشابه بادبند فشاری داریم و با توجه به اینکه هر بادبند کششی خود در بار زلزله معکوس فشاری است و با فرض اینکه نرم افزار نیروها را در آنالیز خود به نسبت تقریباً مساوی بین بادبندهای کششی و فشاری توزیع میکند و نیروی بادبند کششی نصف آنچه منظور ماست میباشد شاید بشود با نصف کردن تنش مجاز کششی بادبندها آنها را طراحی نمود. البته این روش به نظرم دقت کافی نخواهد داشت و دارای تقریب است.

2- دومین تغییر مهم در طراحی این سیستم آن است که دیگر اجباری به کاهش تنش مجاز فشاری بادبندها با اعمال ضریب کاهش B نیست و بادبندها برای این حد شکلپذیری میتوانند با تنشهای مجاز فشاری بر اساس ضوابط بخش 10-1 مبحث دهم همانند بقیه اعضای فشاری طراحی شوند. همچنین

دیگر محدودیتی برای نحوه توزیع نیروهای برشی طبقات بین بادبندهای کششی و فشاری نیست و میتوان حتی 100 درصد نیروها را به بادبندهای کششی و یا به بادبندهای فشاری اختصاص داد. مورد دیگر هم محدودیت فاصله قیدهای متصل کننده بادبندهای دوپل بود که در این ویرایش این محدودیت برای بادبندها در این حد شکلپذیری حذف شده است و تنها ضوابط ذکر شده در بخش 10-1 و 10-2 آیین نامه کفایت میکند.

3- تغییر دیگر در مورد این بادبندها این است که برای بادبندهای شورون (7 و 8) نیازی به 1.5 برابر کردن نیروی بادبند جهت طراحی نیست. البته برای این بادبندها مطابق بند 10-3-9-2-1 باید محدودیت حداکثر لاغری (برای فولاد ST37 عدد 123) رعایت گردد. تیرهایی که به این بادبندها متصل هستند نیز باید مطابق بند 10-3-9-3-4 ضوابط قابهای با مهاربندی ویژه مطابق ضابطه بند 10-3-9-2-4 را ارضا نمایند. بر این اساس همانند ویرایش قبلی این تیرها باید بتوانند بدون حضور مهاربند نیروهای ثقلی را تحمل نمایند و در فاصله بین دو ستون به صورت پیوسته اجرا شوند و مهار جانبی کافی هم برای جلوگیری از کمانش پیچشی - جانبی در هر دو بال پایین و بالا آنها پیش بینی شود (این قید در این ویرایش به صراحت ذکر شده است و در ویرایش قبلی چیزی در این مورد ذکر نشده است) ضوابط محدود کننده دیگری هم برای این تیرها ذکر شده است که بر اساس آن تیر دهانه این بادبند باید اثر توزیع نامتعادل نیروها در دو بادبند یک قاب باید برای یک نیروی برشی و لنگر خمشی ناشی از این موضوع طراحی شوند. بر این اساس باید نیروی محوری در بادبند کششی برابر ظرفیت کششی آن و در بادبند فشاری 30 درصد مقدار مجاز آن بر اساس حاصلضرب تنش مجاز فشاری در سطح مقطع آن در نظر گرفته شود و بر این اساس نیرو در تیر محاسبه شده و برای تحمل آن تدابیر لازم اندیشیده شود

4- نکته دیگر در این زمینه که البته برای مهاربندهای با شکلپذیری زیاد هم ذکر شده است توصیه در مورد ضریب طول بادبندها است که در بند 10-3-9-2-3-2 اشاره شده است. بر این اساس بادبندهای 7 و 8 و قطری برابر یک و در مهاربندهای ضربدری برای جهت اصلی برابر 0.5 و برای

کمانش در راستای جانبی برابر 0.7 توصیه شده است. (این ضریب معمولاً تا قبل از این برای صفحه جانبی برابر 0.66 در نظر گرفته میشد)

5- یک مساله دیگر در این زمینه مربوط به بادبندهای ساختمانهایی است که بر اساس ویرایش جدید اساساً نیازی به در نظر گرفتن ضوابط ویژه لرزه ای در طراحی آنها نیست و همان ضوابط عادی در طراحی آنها کفایت میکند. البته در ویرایش قبلی اشاراتی به این مساله شده بود که برای آن شرایطی ذکر شده بود که این شرایط در این ویرایش حذف شده است .

6- در مورد طراحی اتصالات بادبندها نسبت به ویرایش قبلی برای این سیستم تغییر قابل توجهی مشاهده نمیشود.

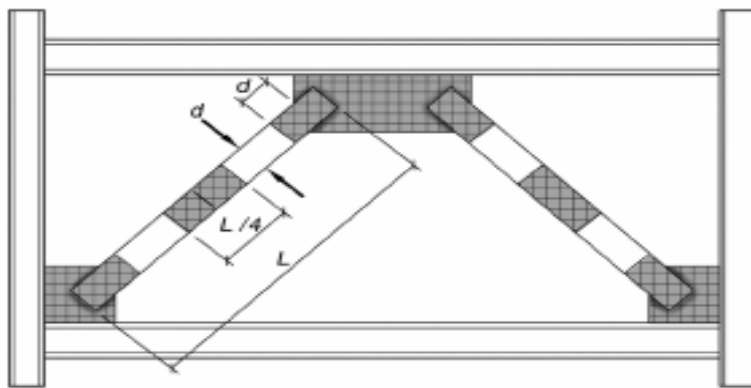


Fig. C-I-13.6. Protected zone of inverted-V braced frame.

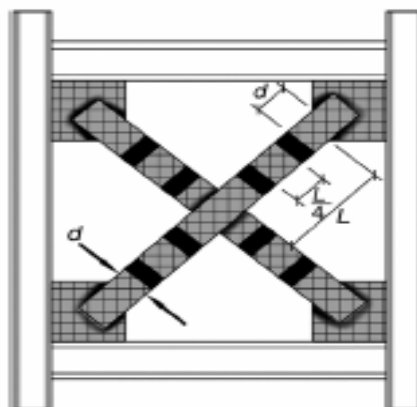
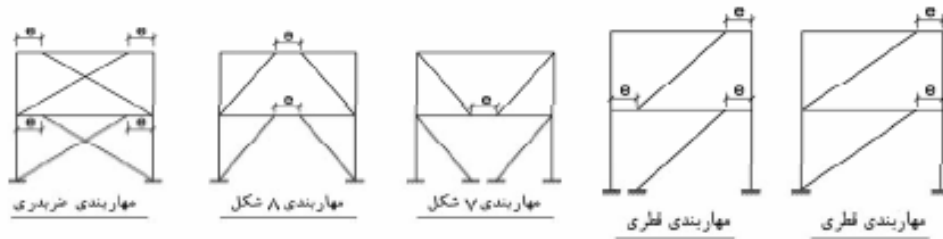


Fig. C-I-13.7. Protected zone of X-braced frame.

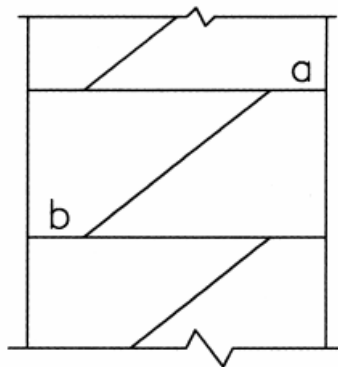
10-3-10 قابهای مهاربندی شده واگرا



انواع مختلف قاب‌های مهاربندی شده واگرا

این سیستم در ویرایش قبلی تنها در یک حد شکلپذیری وجود داشت. در این ویرایش همانند قابهای با مهاربندهای همگرا برای این سیستم نیز دو حد شکلپذیری کم و ویژه تعریف شده است. با توجه به جدید بودن این دو سیستم هنوز ضریب رفتار R برای آنها تعریف نشده است و احتمالاً باید تا ارایه ویرایش جدید مبحث ششم صبر کرد. تا آنموقع بهتر است به طور محافظه کارانه از مقادیر ضریب رفتار ارایه شده برای قابهای با مهاربند همگرا و یا قابهای با مهاربند واگرا در ویرایش قبلی (برای حد شکلپذیری ویژه و نه کم در ویرایش جدید) استفاده کرد.

در شکل 10-3-10 از مبحث دهم انواع این مهاربندها از لحاظ شکل ترسیم شده است. چیزی که در این شکل قابل توجه است، این است که از دو نوع تیر پیوند فعال و غیرفعال صحبت شده است که ظاهراً جز از نظر نامگذاری از لحاظ ضوابط فرقی بین آنها وجود ندارد. شکل مربوطه در AISC 2005 را میتوان در زیر مشاهده نمود:



$$\phi V_n - \text{link a (active link)} < \phi V_n - \text{link b (inactive link)}$$

Fig. C-I-15.2. EBF – active and inactive links.

10-3-10-2-1-کلیات**مطابق بند 10-3-10-2-1-1**

در ساختمانهای بیش از 5 طبقه، بادبند طبقه آخر میتواند همگرا اجرا شود و برای آن از همان ضریب رفتار سیستم واگرا استفاده کرد. در ساختمانهای 5 طبقه یا کمتر و یا برای طبقات غیر از طبقه آخر اگر از سیستم همگرا استفاده شده باشد، باید از ضوابط مبحث ششم یا آیین نامه 2800 در زمینه ترکیب سیستمها در ارتفاع متابعت کرد. در مورد طبقه آخر ساختمانهای بیش از 5 طبقه به نظر میرسد که در آن طبقه هم بتوان از سیستم همگرا و هم از سیستم واگرا به طور همزمان در یک جهت استفاده کنیم، ولی در بقیه موارد به نظر نمیرسد که این ترکیب در یک جهت در یک طبقه مجاز باشد؛ یعنی نمیتوان در یک طبقه یک قاب را در یک جهت واگرا اجرا نمود و در همان طبقه برای همان جهت قاب دیگری را همگرا اجرا کرد.

مطابق بند 10-3-10-2-1-2

اتصال تیر قاب مهاربند واگرای ویژه وقتی قطعه پیوند در آن مستقیماً به ستون وصل میشود باید با اتصال گیردار به ستون متصل شود. در حالتی که تیر پیوند در میانه تیر قرار میگیرد، اتصال تیر به ستون به صورت مفصلی میتواند اجرا شود. نکته ای که در این مورد باید توجه گردد این است که ممکن است در اثر بار زلزله تیر متصل به مهاربند در محل اتصال به ستون تحت اثر نیروی آپلیفت (واکنش رو به بالا) قرار گیرد که در این حالت استفاده از اتصال نشیمن به صورت ورق یا نبشی مناسب نخواهد بود؛ زیرا این اتصالات تنها برای انتقال بارهای ثقلی رو به پایین مناسب هستند و توان تحمل واکنش رو به بالا را به اندازه لازم ندارند و باید در این حالت اتصال دیگری نظیر اتصال جفت نبشی جان یا ... را پیش بینی نمود.

مطابق بند 10-3-10-2-1-3

اتصال مهاربند به تیر میتواند هم به صورت گیردار یا مفصلی باشد. اگر اتصال به صورت گیردار باشد اثر لنگر خمشی ایجاد شده در عضو و اتصال آن در طراحی باید در نظر گرفته شود. به نظر میرسد که در صورت فرض گیرداری برای اتصال بتوان لنگر خمشی را با جوش سخت کننده عمود بر صفحه قرار گیری قاب و ورق بادبندی در دو لبه کناری ورق بادبندی و در صورت لزوم میانه ورق، و ترجیحاً جوش نفوذی

این سخت کننده ها به بال تیر بتوان لنگر خمشی را به تیر منتقل کرد. اتصال خمشی در صورت لزوم باید تنها در صفحه قاب و حول محور عمود بر این صفحه وجود داشته باشد و ایجاد اتصال خمشی به گونه ای که باعث ایجاد پیچش حول محور طولی تیر شود باید احتراز شود .

نکته دیگر که باید به آن توجه شود این است که مطابق شکل 10-3-11 اتصال بادبند به تیر باید به گونه ای پیش بینی شود که محور مهاربند محور تیر را در نقطه ای داخل ناحیه پیوند قطع نماید و نه بیرون از این ناحیه. (به نظر می رسد که اگر به هر دلیل این امکان وجود نداشته باشد لازم باشد که طول تیر پیوند را در محاسبات مقداری بزرگتر در نظر گرفت به گونه ای که این مساله ارضا شود. بدیهی است که در این حالت ضوابط تیر پیوند باری طول اضافه فرض شده نیز باید اعمال شود).

10-3-10-2-مهاریبند برون محور ویژه SEBF

10-3-10-2-1-محدودیت های تیر پیوند در قاب های با مهاربندهای واگرای ویژه

مطابق این بند لازم است که تیر در ناحیه پیوند محدودیت های مقاطع فشرده لرزه ای مطابق بند 10-3-2-4 و جدول 10-3-1 را ارضا نماید. هر گونه تغییر ناگهانی در بال و جان مقطع باید خودداری شود و وصله در آن نیز مجاز نیست. جان تیر پیوند نیز باید از یک ورق تک بدون هیچ ورق مضاعف کننده و بدون بازشو باشد. تیر در ناحیه پیوند، ناحیه پیوند بحرانی محسوب شده و ضابطه بند 10-3-4-3 در این ناحیه باید اعمال شود. جوشکاری در این ناحیه تنها برای اتصال ورق های سخت کننده مجاز میباشد .

با توجه به موارد بالا میتوان نتایج زیر را گرفت :

- 1- مقطع تیر در ناحیه پیوند باید به صورت تک و به صورت I شکل باشد. بهتر است که برای آن از مقاطع نورد شده استفاد شده باشد. ولی به نظر می رسد که استفاده از تیرورق هم در صورت ارضای شرایط مقطع فشرده لرزه ای و علی الخصوص جوش سراسری بال و جان بلامانع باشد. (البته در اینجا ذکر شده است که در ناحیه پیوند نباید جز برای اتصال سخت کننده ها از جوش استفاده شود که این

مساله ابهام آمیز است که آیا این مساله شامل جوش بال به جان تیرورق هم میشود یا نه؟

2- استفاده از ورق تقویتی در ناحیه پیوند بر روی بال یا جان تیر به نظر میرسد که غیرمجاز باشد؛ علی

الخصوص اگر این ورق در این ناحیه به یکباره قطع شود و اتصال آن با تیر با استفاده از جوش باشد .

3- با توجه به بحرانی بودن ناحیه پیوند نمیتوان تیر را در این ناحیه به صورت کامپوزیت با استفاده از

برشگیر اجرا نمود . همچنین اتصال تیرهای فرعی به تیر در این ناحیه نیز به دلیل نیاز به عملیات

جوشکاری و اتصال آنها به تیر خالی از اشکال نیست و بهتر است که جهت تیرهای فرعی در مجاورت

این تیرها به موازات قاب بابدندی واگرا در نظر گرفته شود و یا اینکه تیرریزی را به گونه ای در نظر

گرفت که در هر صورت تیری به تیر قاب مهاربندی شده واگرا در ناحیه پیوند متصل نشود. غیر از آن

اتصال عناصر غیرسازه ای به این تیر در ناحیه پیوند نیز غیرمجاز میباشد

2-2-10-3-10- نوع رفتار تیر پیوند

نوع رفتار تیر پیوند بر این اساس که در آن برش حاکم باشد یا خمش قابل تقسیم بندی است. در آیین

نامه توصیه شده است که طراحی به گونه ای انجام شود که این رفتار جهت ایجاد شکلپذیری بیشتر به

صورت برشی باشد و بر این اساس توصیه شده است که طول تیر پیوند بیشتر از یک پنجم طول تیر در

نظر گرفته نشود که البته این مساله اجباری نیست و تنها به صورت توصیه است. (برای حد شکلپذیری

کم این مساله اجباری است)

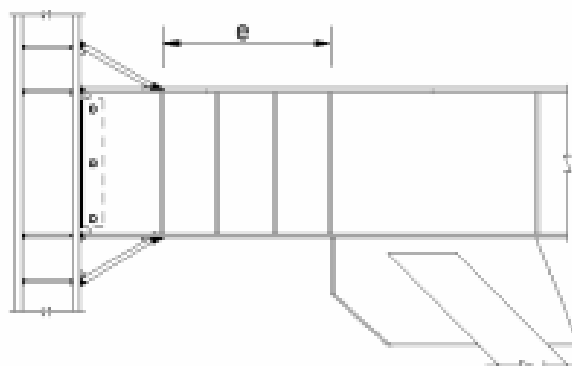


Fig. C-J-15.4. Example of a reinforced link-to-column connection.

اگر مقدار طول تیر پیوند کمتر از مقدار $1.6 M_p/V_p$ باشد، رفتار تیر برشی خواهد بود و برش موجود در ناحیه پیوند V_p فرض میشود M_p . لنگر پلاستیک تیر پیوند مساوی حاصلضرب $Z_b.F_y$ میباشد که Z_b نیز مدول پلاستیک مقطع تیر در ناحیه پیوند است V_p . نیز برش پلاستیک تیر پیوند مساوی با $0.6F_y.A_w$ است که A_w نیز سطح مقطع خالص جان تیر (داخل به داخل دو بال تیر) میباشد.

اگر مقدار طول تیر پیوند بیش از $2.6 M_p/V_p$ باشد رفتار تیر پیوند به صورت خمشی و برش موجود در تیر پیوند برابر $2M_p/e$ خواهد بود. در مورد محدوده بین دو مقدار بالا یعنی $1.6M_p/V_p$ و $2.6M_p/V_p$ در آیین نامه صحیتی نشده است و احتمالاً رفتار تیر پیوند در این محدوده ترکیبی خواهد بود.

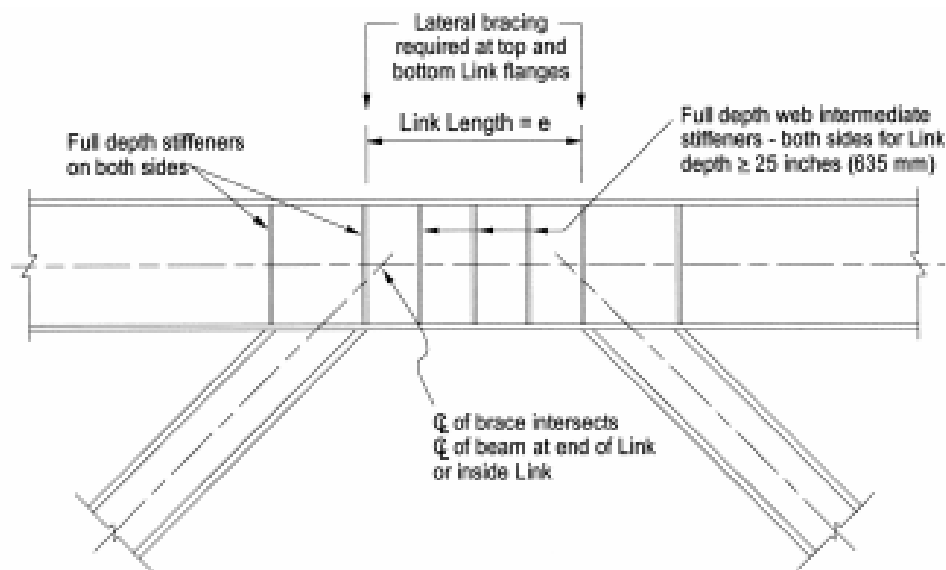


Fig. C-J-15.5. EBF with W-shape bracing.

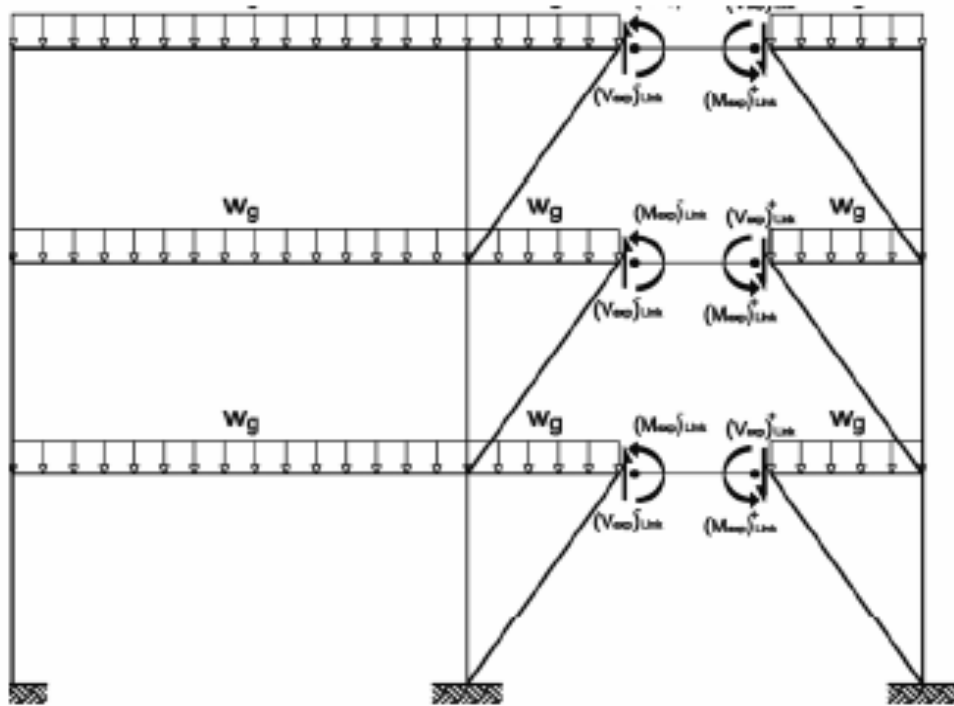
10-3-10-2-2-3-الف-مقاومت برشی تیر پیوند

تیر پیوند باید به گونه ای انجام شود که برش موجود در آن کمتر از مقاومت برشی مقطع تیر پیوند باشد. برش موجود در تیر پیوند به نظر میرسد که باید بر اساس ترکیب بارهای عادی روش تنش مجاز محاسبه گردد. مقاومت برشی تیر پیوند نیز بستگی به مقدار بار محوری موجود در آن دارد. اگر نسبت بار محوری موجود به بار محوری مجاز تیر (بر اساس تنش مجاز $0.6F_y$) کمتر از 0.15 باشد، مقدار مقاومت برشی تیر پیوند از رابطه 10-3-16 به دست می آید و اگر این نسبت بیش از 0.15 باشد از رابطه بخش الف 2- این بند یعنی رابطه 10-3-17 قابل محاسبه است. در حالت اول در واقع از اثر بار محوری در تیر صرف نظر میشود و مقدار مقاومت برشی تیر بدون در نظر گرفتن وجود بار محوری در تیر در نظر گرفته میشود.

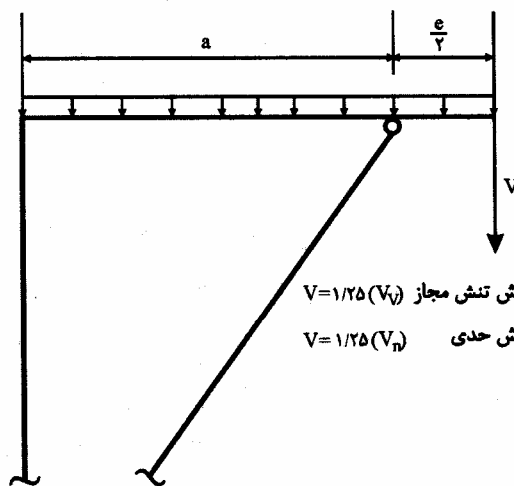
اما در حالت دوم این اثر دیده میشود و به همین علت با توجه به میزان بار محوری تیر از مقدار مقاومت برشی نسبت به حالت اول کاسته میشود. در حالت اول محدودیتی برای طول تیر پیوند در نظر گرفته نشده است ولی برای حالت دوم محدودیتی برای این طول مطابق رابطه 10-3-8 و 10-3-19 در نظر گرفته شده است .

در کل به نظر میرسد که فرآیند کنترل تیر پیوند در برابر برش فرآیندی وقتگیر باشد. بهتر است که جهت راحتی محاسبات و کنترل مقاومت برشی تیر پیوند طراحی را به گونه ای پیش ببریم که اولاً رفتار برشی حاکم بر رفتار تیر پیوند شود و در ثانی مقدار بار محوری تیر پیوند از 15 درصد بار محوری تسلیم آن بیشتر نگردد .

البته مطابق با منوال نرم افزار ETABS در صورت انتخاب آیین نامه AISC-ASD-01 این کنترلها باید در نرم افزار برای قابهای EBF انجام گردد. این کنترلها تقریباً مشابه ضوابط مبحث دهم میباشد.



تعیین نیروهای طراحی اعضای ناحیه خارج از تیر پیوند.



در طراحی به روش تنش مجاز $V = 1/25 (V_v)$

در طراحی به روش حدی $V = 1/25 (V_n)$

V_v طبق روابط ۱۰-۳-۱۶ و ۱۰-۳-۱۷

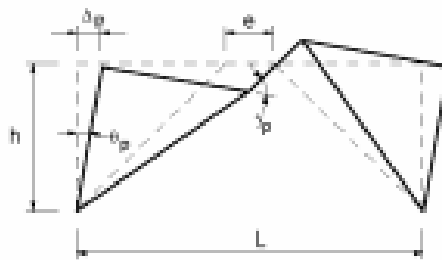
V_n طبق روابط ۱۰-۳-۲۰ و ۱۰-۳-۲۱

شکل ۱۰-۳-۱۳ مدل تحلیلی، تعیین نیروهای طراحی اعضای خارج از تیر پیوند، مهاربندی و نیروی محوری ستون‌های مهاربند.

10-3-10-2-2-4- دوران تیر پیوند

در این حالت باید مقدار تغییر شکل جانبی قاب را برابر با مقدار تغییر شکل واقعی طبقه (یعنی تغییر شکل به دست آمده از نرم افزار پس از ضرب در ضریب $0.7R$) قرار داده و بر این اساس دوران نسبی قطعه رابط به مابقی تیر را محاسبه کرد. البته در این زمینه سه شکل و فرمول راهنما هم در این بند قرار داده شده است که محاسبه دوران را راحت میکند.

مقدار مجاز دوران هم در قسمتهای الف و ب این بند مشخص شده است که به ترتیب 0.08 و 0.02 رادیان است. (حالت اول وقتی است که رفتار برشی بر تیر پیوند حاکم است و حالت دوم وقتی است که رفتار خمشی حاکم است. برای حالت بینابینی هم میتوان از درونیابی مقدار مجاز را یافت)



$$\gamma_p = \frac{L}{e} \theta_p$$

10-3-10-3- مه‌اربنء برون محور معمولی به همراه قابهای ساده

ضوابط این سیستم در بند 3-10-3-10 ذکر شده است. متاسفانه همانند بقیه سیستمهای واگرا ضریب رفتار این سیستم ذکر نشده است. هر چند به نظر میرسد که استفاده از عدد 6 تا اعلام ضریب دقیق آن مناسب باشد. در این ویرایش بسیاری از محدودیتهای ویژه این سیستم در ویرایش قبلی برداشته شده است و به چند محدودیت کفایت شده است. در این سیستم غیر از محدودیتهای سیستم مه‌اربنء همگرای با شکلپذیری کم تنها به 4 محدودیت بسنده شده است. بر این اساس باید :

1- طول ناحیه پیوند در تیر کمتر از یک پنجم طول تیر باشد

2- مقطع تیر باید فشرده باشد. (ولی لزومی ندارد که جان آن تک باشد)

3- در روبروی محل اتصال بادبند به تیر باید در ابتدا و انتهای اتصال هر کدام یک جفت سخت کننده اجرا شود. یک جفت سخت کننده هم در ناحیه میانی قسمت پیوند لازم و کافی است .

4- تیر باید پیوسته بوده و بدون کمک بادبندها بتواند نیروهای ثقلی را تحمل نماید .