

دارد

۱۴۰۴/۰۲/۱۰

۱۴۰۴/۵۹۷۴۱

به نام خدا



جناب آقای قیصری

رئیس محترم سازمان نظام مهندسی ساختمان استان فارس

با سلام و احترام

پیرو نامه شماره ۱۴۰۳/۴۶۹۹۸۲ مورخ ۱۴۰۳/۰۷/۲۵ در خصوص پیش نویس نشریه ۱۰۳ تحت عنوان "طراحی سازه های فولادی" به استحضار می رساند: با توجه به بررسی های صورت گرفته در خصوص نظرات دریافتی صاحب نظران و برگزاری جلسات متعدد با ایشان، بازنگری و اصلاحات لازم در پیش نویس اعمال و به پیوست نسخه نهایی نشریه ۱۰۳-۰۴ جهت بهره برداری ارسال می گردد. لازم به ذکر است به منظور ایجاد وحدت رویه، از تاریخ ۱۴۰۴/۰۴/۰۱ این ویرایش از نشریه بعنوان راهنما، جهت کنترل دفترچه های محاسباتی در شهر شیراز مورد استفاده قرار خواهد گرفت. ۷۶۹۸۰۱۶

مهدی قلندری

معاون شهرسازی و معماری

رونوشت:

جناب آقای محمدحسن اسدی شهردار محترم شیراز جهت استحضار

جناب آقای سیدجواد سید بکائی مدیرکل محترم حوزه شهردار و امور شورای اسلامی شهر جهت استحضار ریاست محترم شورای اسلامی شهر

شهرداران محترم مناطق جهت استحضار

جناب آقای مرتضی امینی فر مدیرکل محترم کنترل و نظارت ساختمان جهت اقدام



شهرداری شیراز

معاونت شهرسازی و معماری

اداره کل کنترل و نظارت

طراحی سازه‌های فولادی

(نشریه: ۰۴-۱۰۳)

کارگروه سازه اداره کل کنترل و نظارت

به نام خدا

پیش‌گفتار

نشریه ۱۰۳-۰۴ اداره کل کنترل و نظارت شهرداری شیراز مربوط به «طراحی سازه‌های فولادی» است و هدف آن ارائه راهکارهای عملی و منطقی برای ارضاء حداقل ضوابط و مقرراتی است که در آخرین ویرایش‌های مباحث مقررات ملی ساختمان ایران، استاندارد ۲۸۰۰ ایران و سایر آیین‌نامه‌های معتبر ملی و بین‌المللی مرجع آورده شده تا با رعایت آن‌ها شرایط ایمنی، قابلیت بهره‌برداری و پایایی سازه‌های ساختمانی متعارف فولادی فراهم شود.

با توجه به تجارب و تحقیقات روزافزون و نیز پیشرفت‌های به وجود آمده در همه علوم و فنون مهندسی و همچنین قابلیت‌های نرم‌افزارهای طراحی، امروزه تغییرات پیوسته‌ای در تمام شاخه‌های مهندسی در حال رخداد است. روش‌های مدل‌سازی، بارگذاری و طراحی سازه نیز از این تغییرات بی‌بهره نبوده و همواره نیازمند بازنگری و به‌روزرسانی می‌باشد.

این مدیریت امیدوار است با توجه به جامعیت و به‌روز بودن این راهنما و سهولت کاربرد آن در نرم‌افزارهای مهندسی متداول، مدل‌سازی و طراحی سازه‌ها هرچه بیشتر استاندارد و یکنواخت شده و نقش موثری در ارتقای کیفیت طراحی سازه‌های فولادی داشته باشد.

از تمامی اساتید، مهندسان و نیز کلیه دست‌اندرکاران صنعت ساختمان صمیمانه تقاضا می‌شود که در راستای پیشبرد اهداف عالیه قانون نظام مهندسی و کنترل ساختمان، نظرات نگارشی و تخصصی خود را در ارتباط با این راهنما به نشانی الکترونیکی SHIRAZMN.STR@GMAIL.COM ارسال نموده تا از آن‌ها جهت انجام اصلاحات بعدی استفاده شود.

اعضای کارگروه سازه (به ترتیب حروف الفبا):

مهندس جعفر آزادی (نماینده شهرداری شیراز)

مهندس امیرمحمد ادیسی

دکتر محمدرضا جوانمردی

مهندس سید علیرضا حکمت‌آرا (مدیر طرح)

دکتر داود صفری

دکتر علیرضا فاروقی

مهندس ایمان فروزش‌فر

اداره کل کنترل و نظارت شهرداری شیراز

کارگروه سازه

ویرایش دوم تابستان ۱۴۰۳

(ویرایش اول تابستان ۱۳۹۴)

مراجع مورد استفاده در تدوین این راهنما به شرح زیر می‌باشد:

الف- مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران، تحت عنوان «طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی»، ویرایش پنجم.

ب- استاندارد ۲۸۰۰ ایران، تحت عنوان «آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله»، ویرایش چهارم.

ج- ANSI / AISC 360-16 ; Specification for Structural Steel Buildings.

د-ANSI / AISC 341-16 ; Seismic Provisions for Structural Steel Buildings.

ه-ANSI / AISC 358-16 ; Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications .

فهرست مطالب

صفحه	عنوان
۱	۱- مبانی طراحی
۱	۱-۱ مقدمه
۱	۲-۱ طراحی حالت های حدی مقاومت به روش ضرایب بار و مقاومت (LRFD)
۱	۱-۲-۱ ضابطه طراحی
۲	۲-۲-۱ ترکیبات بارگذاری
۲	۳-۱ طراحی حالت های حدی مقاومت به روش مقاومت مجاز (ASD)
۲	۱-۳-۱ ضابطه طراحی
۳	۲-۳-۱ ترکیبات بارگذاری
۴	۴-۱ طراحی بر اساس حالت های حدی بهره برداری
۴	۱-۴-۱ کنترل تغییر شکل های قائم تیرهای فولادی
۴	۲-۴-۱ کنترل تغییر شکل های قائم تیرهای مختلط
۵	۳-۴-۱ کنترل ارتعاش
۷	۲- مشخصات مصالح
۷	۱-۲ فولادهای سازه ای
۷	۱-۱-۲ استانداردهای مورد قبول برای فولادهای سازه ای
۷	۲-۱-۲ نام و مشخصات مکانیکی فولاد سازه ای مطابق استاندارد جدید ایران
۸	۲-۲ الکتروود مصرفی
۸	۱-۲-۲ استانداردهای مورد قبول برای الکتروود

۸	۲-۲-۲ الکتروود (فلز پر کننده جوش) سازگار با فلز پایه در شرایط غیرلرزه‌ای
۹	۳-۲-۲ الکتروود مصرفی در شرایط لرزه‌ای
۱۰	۳-۲ پیچ، مهره و واشر
۱۰	۱-۲-۲ استانداردهای مورد قبول برای الکتروود
۱۰	۲-۲-۲ مشخصات مکانیکی پیچ، مهره و واشر
۱۱	۳-۲-۲ شرایط لرزه‌ای اتصالات پیچی
۱۲	۳- الزامات تحلیل برای تامین پایداری
۱۲	۱-۳ الزامات عمومی
۱۲	۲-۳ الزامات تحلیل مستقیم (Direct Analysis) در نرم افزار ETABS
۱۴	۴- الزامات شکل پذیری قاب مهاربندی هم محور معمولی
۱۴	۱-۴ محدودیت تیرها
۱۶	۲-۴ محدودیت ستون ها
۱۶	۳-۴ محدودیت مهاربندها
۲۰	۴-۴ اتصال مهاربند به تیر و ستون
۲۱	۵- الزامات شکل پذیری قاب مهاربندی هم محور ویژه
۲۱	۱-۵ محدودیت تیرها
۲۵	۲-۵ محدودیت ستون ها
۲۸	۳-۵ محدودیت مهاربندها
۳۶	۴-۵ الزامات تحلیل
۴۱	۵-۵ جوش بحرانی لرزه‌ای
۴۱	۶-۵ اتصال تیر به ستون در دهانه مهاربندی
۴۱	۱-۶-۵ نوع اتصال
۴۱	۲-۶-۵ اتصال ساده تیر به ستون در دهانه مهاربندی

۴۲	۵-۶-۳ اتصال گیردار تیر به ستون در دهانه مهاربندی
۴۳	۵-۷ اتصال مهاربند به تیر و ستون
۴۳	۵-۷-۱ نوع اتصال
۴۳	۵-۷-۲ اتصال ساده مهاربند به تیر و ستون
۴۷	۶- الزامات شکل پذیری قاب خمشی متوسط
۴۷	۶-۱ محدودیت تیرها
۵۳	۶-۲ محدودیت ستون ها
۵۹	۶-۳ مهار جانبی تیرها
۶۵	۶-۴ مقاومت برشی مورد نیاز (نیروی برشی طراحی) تیرها
۶۷	۶-۵ جوش بحرانی لرزه‌ای
۶۷	۶-۶ اتصال تیر به ستون
۶۷	۶-۶-۱ نوع اتصال
۷۰	۶-۶-۲ نیروی طراحی (مقاومت مورد نیاز) اتصال
۷۱	۶-۶-۳ ورق پیوستگی در اتصال تیر به ستون
۷۵	۶-۶-۴ برش در چشمه اتصال تیر به ستون
۷۸	۶-۷ وصله تیر
۸۱	۷- الزامات شکل پذیری قاب خمشی ویژه
۸۱	۷-۱ محدودیت تیرها
۸۷	۷-۲ محدودیت ستون ها
۹۲	۷-۳ مهار جانبی تیرها
۹۸	۷-۴ مقاومت برشی مورد نیاز (نیروی برشی طراحی) تیرها
۱۰۰	۷-۵ جوش بحرانی لرزه‌ای
۱۰۰	۷-۶ اتصال تیر به ستون

۱۰۰	۷-۶-۱ نوع اتصال
۱۰۳	۷-۶-۲ نیروی طراحی (مقاومت مورد نیاز) اتصال
۱۰۴	۷-۶-۳ ورق پیوستگی در اتصال تیر به ستون
۱۰۸	۷-۶-۴ برش در چشمه اتصال تیر به ستون
۱۱۱	۷-۷ وصله تیر
۱۱۳	۷-۸ نسبت ظرفیت خمشی ستون به تیر



۱- مبانی طراحی

۱-۱ مقدمه

طراحی سازه‌های فولادی ساختمانی باید بر اساس کنترل حالت‌های حدی مقاومت و بهره‌برداری انجام گردد.

کنترل‌های طراحی بر اساس حالت‌های حدی مقاومت، می‌تواند به یکی از دو روش ضرایب بار و مقاومت یا روش مقاومت مجاز انجام شود. لیکن به کارگیری هم‌زمان از هر دو روش در طراحی یک سازه فولادی مجاز نمی‌باشد.

۱-۲ طراحی حالت‌های حدی مقاومت به روش ضرایب بار و مقاومت (LRFD)

۱-۲-۱ ضابطه طراحی

در این روش ضابطه طراحی به صورت رابطه کلی زیر می‌باشد.

$$R_u \leq \phi R_n$$

در این رابطه:

R_u : مقاومت مورد نیاز در روش LRFD یا همان نیروی طراحی عضو یا اتصال ناشی از ترکیبات بارگذاری مربوطه

(بند ۱-۲-۲)

ϕ : ضریب کاهش مقاومت

R_n : مقاومت اسمی عضو یا اتصال

ϕR_n : مقاومت طراحی عضو یا اتصال

بر اساس نوع نیروی طراحی رابطه فوق به صورت روابط زیر نوشته می‌شود.

$$T_u \leq \phi_t T_n \text{ or } P_{ut} \leq \phi_t P_{nt} \quad \text{کنترل کشش:}$$

$$P_u \leq \phi_a P_{nc} \quad \text{کنترل فشار:}$$

$$M_u \leq \phi_b M_n \quad \text{کنترل خمش:}$$

$$V_u \leq \phi_v V_n \quad \text{کنترل برش:}$$



۱-۲-۲ ترکیبات بارگذاری

فرم عمومی ترکیبات بارگذاری در روش LRFD به صورت روابط زیر می‌باشد.

$$\begin{aligned}
 &1.4 D \\
 &1.2D+1.6L+0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R) \\
 &1.2D+1.6(L_r \text{ or } S \text{ or } R)+(L \text{ or } 0.8W) \\
 &1.2D+L+0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)+1.6W \\
 &1.2D+L+0.2S+E \\
 &0.9D+1.6W \\
 &0.9D+E
 \end{aligned}$$

در این روابط:

D: بار مرده

L: بار زنده طبقات به جز بام

L_r: بار زنده بام

S: بار برف

R: بار باران

W: بار باد

E: بار زلزله طرح

نکته: در خصوص نحوه استفاده از این روابط، به راهنمای ۱۰۲ شهرداری شیراز مراجعه شود.

۱-۳-۳ طراحی حالت های حدی مقاومت به روش مقاومت مجاز (ASD)

۱-۳-۱ ضابطه طراحی

در این روش ضابطه طراحی به صورت رابطه کلی زیر می‌باشد.

$$R_a \leq R_n / \Omega$$

در این رابطه:

R_a: مقاومت مورد نیاز در روش ASD یا همان نیروی طراحی عضو یا اتصال ناشی از ترکیبات بارگذاری مربوطه

(بند ۱-۳-۲)

R_n: مقاومت اسمی عضو یا اتصال

Ω: ضریب اطمینان

R_n/Ω: مقاومت مجاز عضو یا اتصال



بر اساس نوع نیروی طراحی رابطه فوق به صورت روابط زیر نوشته می‌شود.

$T_a \leq T_n / \Omega$ or $P_{ut} \leq \phi_t \cdot P_{nt}$: کنترل کشش:

$P_a \leq P_{nc} / \Omega$: کنترل فشار:

$M_a \leq M_n / \Omega$: کنترل خمش:

$V_a \leq V_n / \Omega$: کنترل برش:

۱-۳-۲ ترکیبات بارگذاری

فرم عمومی ترکیبات بارگذاری در روش ASD به صورت روابط زیر می‌باشد.

D
D+L
D+ (L_r or S or R)
D+0.75L+ 0.75(L_r or S or R)
D+W
D+0.75L+0.75(L_r or S or R)+0.75W
D+0.7E
D+0.75L+0.75S+0.75(0.7E)
0.6D+W
0.6D+0.7E

در این روابط:

D: بار مرده

L: بار زنده طبقات به جز بام

L_r: بار زنده بام

S: بار برف

R: بار باران

W: بار باد

E: بار زلزله طرح

نکته: در خصوص نحوه استفاده از این روابط، به راهنمای ۱۰۲ شهرداری شیراز مراجعه شود.



۴-۱ طراحی بر اساس حالت های حدی بهره برداری

۴-۱-۱ کنترل تغییر شکل های قائم تیرهای فولادی

در این تیرها دو ضابطه زیر باید کنترل گردد.

$$1) \Delta_{D+L} \leq \frac{L}{240}$$

$$2) \Delta_L \leq \frac{L}{360}$$

در این روابط:

Δ_{D+L} : تغییر شکل حداکثر تیر ناشی از مجموع بارهای مرده و زنده

Δ_L : تغییر شکل حداکثر تیر ناشی از بارهای زنده

L : طول تیر

تبصره: در خصوص تیرهای طره مقادیر مجاز، دو برابر خواهد بود.

۴-۱-۲ کنترل تغییر شکل های قائم تیرهای مختلط

در این تیرها سه ضابطه زیر باید کنترل گردد.

$$1) \Delta_1 \leq \frac{L}{360}$$

$$2) \Delta_1 + \Delta_2 + \Delta_3 \leq \frac{L}{240}$$

$$3) \Delta_3 \leq \frac{L}{360}$$

در این روابط:

Δ_1 : تغییر شکل حداکثر تیر فولادی ناشی از بارهای قبل از گیرش بتن (شامل وزن تیر فولادی، دال بتنی و بارهای حین ساخت)

Δ_2 : تغییر شکل حداکثر تیر مختلط ناشی از بارهای مرده بعد از گیرش بتن (شامل وزن کف سازی، وزن تیغه ها و ...) با منظور کردن اثر خزش و جمع شدگی ناحیه بتنی

Δ_3 : تغییر شکل حداکثر تیر مختلط ناشی از بارهای زنده با منظور کردن اثر خزش و جمع شدگی ناحیه بتنی

L : طول تیر

تبصره: در خصوص تیرهای طره مقادیر مجاز، دو برابر خواهد بود.



۳-۴-۱ کنترل ارتعاش

کف ها و تیرهای تحمل کننده سطوح خالی از تیغه بندی و دیگر عناصری که خاصیت میراکنندگی ارتعاش را دارند، می‌باید برای ارتعاش کنترل گردند.
برای کنترل ارتعاش می‌توان از یکی از دو رابطه زیر استفاده کرد.

- 1) $f \geq f_{\min}$
- 2) $a_p \leq a_{\max}$

در این روابط:

f : فرکانس نوسانی ارتعاش کف که از رابطه زیر به دست می‌آید.

$$f = 0.18 \sqrt{\frac{g}{\Delta_{is}}}$$

که در آن:

g : شتاب ثقل برابر 9810 mm/s^2

Δ_{is} : تغییر مکان نسبی قائم حداکثر کف ناشی از بارهای مرده و بخشی از بارهای زنده که دائمی فرض می‌شود، بر حسب mm که از رابطه زیر به دست می‌آید.

$$\Delta_{is} = \Delta_j + \Delta_g + \Delta_c$$

که در آن:

Δ_j : تغییر شکل قائم حداکثر کف (با همان تیرچه های کف) نسبت به تیرهای حمال تکیه گاهی خود.

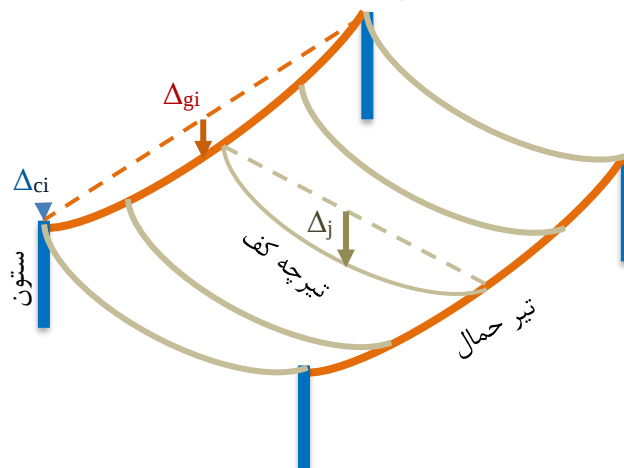
(با فرض عدم تغییر شکل تکیه گاه ها) (شکل ۱-۱)

Δ_g : میانگین حداکثر تغییر شکل قائم تیرهای حمال تکیه گاهی کف. (شکل ۱-۱)

Δ_c : میانگین کاهش طول محوری ستون های تکیه گاهی تیرهای حمال. (شکل ۱-۱)

نکته: پارامتر Δ_c تنها در سازه های بلند تاثیرگذار خواهد بود.

شکل ۱-۱: تغییر شکل های تیرچه کف، تیر های حمال و ستون های تکیه گاهی





f_{min} : حداقل فرکانس نوسانی ارتعاش کف که بسته به کاربری کف مطابق جدول ۱-۱ تعیین می‌شود.

جدول ۱-۱: حداقل فرکانس نوسانی ارتعاش کف

f_{min}	کاربری
5	مسکونی و اداری
4	تجاری و فروشگاه
4	سالن اجتماعات با صندلی ثابت
8.5	سالن اجتماعات بدون صندلی ثابت
9.5	تعمیرگاه و سالن ورزشی
4	پارکینگ

a_p : شتاب ارتعاش کف که برای محاسبه آن می‌توان به روابط اشاره شده در مراجع معتبر مراجعه کرد. لازم به ذکر است نرم افزار طراحی ETABS توانایی محاسبه شتاب ارتعاش کف های مرکب را دارد.

a_{max} : حداکثر شتاب ارتعاش کف که بسته به نوع کاربری کف ها در مراجع معتبر ارائه می‌شود. لازم به ذکر است با انتخاب کاربری کف در نرم افزار طراحی ETABS، این مقدار به صورت خودکار در نظر گرفته می‌شود.



۲- مشخصات مصالح

۲-۱ فولادهای سازه ای

۲-۱-۱ استانداردهای مورد قبول برای فولادهای سازه ای

فولادهای مورد استفاده در سازه های ساختمانی باید حداقل محدودیت‌های مربوط به مقاومت، شکل پذیری و جوش پذیری را داشته باشند. بر این اساس مصالح فولادی مورد استفاده باید مطابق فولاد سازه ای مورد تأیید یکی از استانداردهای زیر باشند.

الف- موسسه استاندارد و تحقیقات صنعتی ایران (ISIRI)

ب- اتحادیه اروپا (EN)

ج- سازمان جهانی استاندارد (ISO)

د- انجمن آزمایش مصالح آمریکا (ASTM)

ه- استانداردهای صنعتی ژاپن (JIS)

نکته: در صورت استفاده از فولاد سازه ای منطبق با یکی از استانداردهای معتبر دیگر (غیر از موارد اشاره شده)، باید با انجام آزمون‌های معادلسازی، محصول مورد استفاده با یکی از استانداردهای مورد اشاره انطباق داده شود.

۲-۱-۲ نام و مشخصات مکانیکی فولاد سازه ای مطابق استاندارد جدید ایران

مشخصات مکانیکی فولادهای سازه ای مورد استفاده در تحلیل و طراحی ساختمان مطابق استاندارد جدید ایران در جدول ۲-۱ ارائه شده است.

جدول ۲-۱: نام و مشخصات مکانیکی فولاد های ساختمانی مطابق استاندارد جدید ایران (ISIRI14262)

F_u (Mpa)	F_y (Mpa)				نوع فولاد مطابق استاندارد جدید ایران
	$80 < t \leq 100$ mm	$63 < t \leq 80$ mm	$40 < t \leq 63$ mm	$t \leq 40$ mm	
360	215	215	215	235	S235
410	235	245	255	275	S275
470	315	325	335	355	S355
550	380	390	410	450	S450



نکته: مطابق ضوابط لرزه‌ای، محدودیت‌هایی برای استفاده از مصالح فولادی مورد استفاده در اعضا و اتصالات لرزه‌ای وجود دارد که لازم است در زمان اجرا با انجام آزمایش کنترل گردند. دو مورد از این محدودیت‌ها شامل کنترل حداکثر نسبت تنش تسلیم به تنش نهایی فولاد و کنترل حداقل طاقت نمونه شیار داده شده شاری می‌باشد. در صورت استفاده از فولادهای بهبود یافته برای شرایط لرزه‌ای، (جدول ۲-۲) رعایت این محدودیت‌ها تضمین شده و نیاز به انجام آزمایش نمی‌باشد.

جدول ۲-۲: نام و مشخصات مکانیکی فولاد های ساختمانی بهبود یافته برای شرایط لرزه‌ای

مطابق استاندارد جدید ایران (ISIRI12065)

F_u (Mpa)	F_y (Mpa)		نوع فولاد مطابق استاندارد جدید ایران
	$40 < t \leq 125$ mm	$t \leq 40$ mm	
400	215	235	S235S
490	295	355	S325S
450	345	345	S345S

تذکر: در خصوص S345S تضمین حداکثر نسبت تنش تسلیم به تنش نهایی فولاد و حداقل طاقت نمونه شیار داده شده شاری صرفاً برای استفاده در سیستم با شکل پذیری معمولی می‌باشد.

۲-۲ الکترود مصرفی

۲-۱-۱ استانداردهای مورد قبول برای الکترود

الکترودهای مورد استفاده در سازه های ساختمانی باید مطابق شرایط مورد تأیید یکی از استانداردهای زیر باشند.

الف- موسسه استاندارد و تحقیقات صنعتی ایران (ISIRI)

ب- اتحادیه اروپا (EN)

ج- سازمان جهانی استاندارد (ISO)

د- انجمن جوشکاری آمریکا (AWS)

۲-۲-۲ الکترود (فلز پر کننده جوش) سازگار با فلز پایه در شرایط غیرلرزه‌ای

نوع الکترودهای مصرفی سازگار با فلز پایه برای انواع جوش در شرایط غیر لرزه‌ای (اعضا و اتصالاتی که تحت نیروی زلزله قرار ندارند) مطابق جدول ۲-۳ می‌باشد.



جدول ۲-۳: الکترودهای سازگار با فلز پایه در اتصالات غیرلرزه‌ای

نوع جوش	شرایط نیرویی در جوش	تنش تسلیم مصالح فلز پایه	نوع الکترودهای سازگار
شیاری با نفوذ کامل	تحت کشش عمود بر محور جوش یا برش موازی محور جوش	$F_y \leq 300 \text{ MPa}$, $t \leq 20 \text{ mm}$	E60, E70, E80
		$F_y \leq 300 \text{ MPa}$, $t > 20 \text{ mm}$	E70, E80
		$300 \leq F_y \leq 380 \text{ MPa}$	E70, E80
		$380 \leq F_y \leq 460 \text{ MPa}$	E80, E90
	سایر حالات	$F_y \leq 300 \text{ MPa}$, $t \leq 20 \text{ mm}$	E60, E70, E80
		$F_y \leq 300 \text{ MPa}$, $t > 20 \text{ mm}$	E60, E70, E80
		$300 \leq F_y \leq 380 \text{ MPa}$	E60, E70, E80
		$380 \leq F_y \leq 460 \text{ MPa}$	E70, E80, E90
شیاری با نفوذ نسبی		$F_y \leq 300 \text{ MPa}$, $t \leq 20 \text{ mm}$	E60, E70, E80
		$F_y \leq 300 \text{ MPa}$, $t > 20 \text{ mm}$	E60, E70, E80
		$300 \leq F_y \leq 380 \text{ MPa}$	E60, E70, E80
		$380 \leq F_y \leq 460 \text{ MPa}$	E70, E80, E90
گوشه		$F_y \leq 300 \text{ MPa}$, $t \leq 20 \text{ mm}$	E60, E70, E80
		$F_y \leq 300 \text{ MPa}$, $t > 20 \text{ mm}$	E60, E70, E80
		$300 \leq F_y \leq 380 \text{ MPa}$	E60, E70, E80
		$380 \leq F_y \leq 460 \text{ MPa}$	E60, E70, E80, E90



۲-۳ الکتروود مصرفی در شرایط لرزه‌ای

نوع الکتروودهای مصرفی مجاز و آزمایش‌های مورد نیاز در شرایط لرزه‌ای (اعضاء و اتصالاتی که تحت نیروی زلزله قرار دارند) مطابق جدول ۲-۴ می‌باشد.

جدول ۲-۴: الکتروودهای مصرفی مجاز و آزمایش‌های مورد نیاز در اعضاء و اتصالات لرزه‌ای

رده الکتروود مصرفی مجاز		مشخصه
E80	E70	
$F_y \geq 470 \text{ MPa}$	$F_y \geq 400 \text{ MPa}$	تنش تسلیم
$F_u \geq 550 \text{ MPa}$	$F_u \geq 490 \text{ MPa}$	تنش نهایی
$\epsilon \geq 19\%$	$\epsilon \geq 22\%$	تغییر طول نسبی
حداقل ۲۷ ژول در دمای -18°C	حداقل ۲۷ ژول در دمای -18°C	طاقة نمونه شیار داده شده شاری

همچنین نوع الکتروودهای مصرفی مجاز و آزمایش‌های مورد نیاز برای جوش‌های بحرانی لرزه‌ای در شرایط لرزه‌ای مطابق جدول ۲-۵ می‌باشد.

جدول ۲-۵: الکتروودهای مصرفی مجاز و آزمایش‌های مورد نیاز در جوش‌های بحرانی لرزه‌ای

رده الکتروود مصرفی مجاز		مشخصه
E80	E70	
$F_y \geq 470 \text{ MPa}$	$F_y \geq 400 \text{ MPa}$	تنش تسلیم
$F_u \geq 550 \text{ MPa}$	$F_u \geq 490 \text{ MPa}$	تنش نهایی
$\epsilon \geq 19\%$	$\epsilon \geq 22\%$	تغییر طول نسبی
حداقل ۵۴ ژول در دمای $+20^\circ\text{C}$	حداقل ۵۴ ژول در دمای $+20^\circ\text{C}$	طاقة نمونه شیار داده شده شاری

۲-۳ پیچ، مهره و واشر

۲-۳-۱ استانداردهای مورد قبول برای الکتروود

پیچ، مهره و واشرهای مورد استفاده در سازه‌های ساختمانی باید مطابق شرایط مورد تأیید یکی از استانداردهای زیر باشند.



الف- موسسه استاندارد و تحقیقات صنعتی ایران (ISIRI)

ب- اتحادیه اروپا (EN) و سازمان جهانی استاندارد (ISO)

ج- انجمن آزمایش مصالح آمریکا (ASTM)

۲-۳-۲ مشخصات مکانیکی پیچ، مهره و واشر

مشخصات مکانیکی انواع پیچ ها مطابق استانداردهای مختلف در جدول ۲-۵ ارائه شد است.

جدول ۲-۵: مشخصات مکانیکی انواع پیچ

نوع پیچ	ISIRI 2874 EN-ISO 898	ASTM	تنش تسلیم مشخصه (F_y) (MPa)	تنش کششی نهایی (F_u) (MPa)	کرنش نهایی (ϵ_u) (%)
پیچ‌های معمولی	4.6	A307	240	400	22
	4.8	—	320	420	14
	5.6	—	300	500	20
	5.8	—	400	520	10
	6.8	—	480	600	8
پیچ‌های پرمقاومت	8.8	A325 F1852	—	800	12
	10.9	A490 F2280	—	1000	9
	12.9	—	—	1200	8

مشخصات مکانیکی مهره و واشرهای مورد استفاده باید با مشخصات مکانیکی پیچ مصرفی سازگار باشد.

۲-۳-۳ شرایط لرزه‌ای اتصالات پیچی

در اتصالات اعضای که تحت نیروی زلزله قرار دارند باید محدودیت‌های الف تا د رعایت گردد.

الف- نوع اتصالات اعضای که تحت نیروی زلزله قرار دارند می‌تواند از نوع اتکایی با پیش تنیدگی و یا لغزش بحرانی باشد.

نکته: در صورت استفاده از سوراخ بزرگ شده در اتصال، تنها می‌توان از اتصال با رفتار لغزش بحرانی استفاده کرد.

ب- پیچ‌های مورد استفاده باید قابلیت پیش تنیدگی را داشته باشند. برای این منظور پیچ، مهره و واشرهای مورد استفاده باید با شرایط پیش تنیدگی مطابق استانداردهای معتبر نظیر EN ISO 14399 تولید شده باشند.

ج- سوراخ پیچ‌ها در شرایطی که سطح اتصال تحت برش باشد، می‌تواند از نوع استاندارد یا لوبیایی کوتاه با شیار عمود بر راستای نیرو باشند.

استثناء: در اتصالات مهاربندی با همین شرایط (که سطح اتصال تحت برش باشد) و اتصال لغزش بحرانی

طرح شده باشد، می‌توان در یکی از ورق‌های اتصال از سوراخ بزرگ شده استفاده کرد.

د- سطوح تماس کلیه اتصالات باید حداقل شرایط سطحی کلاس A را داشته باشند.

شرایط سطحی کلاس A: این وضعیت سطحی باید دارای یکی از شرایط زیر باشد.

۱- سطح تمیز شده فلس دار و رنگ نشده محافظت شده. برای تمیز کردن، سطح باید پس از استفاده

از برس سیمی بدون استفاده از ذره بین عاری از چربی، زنگ زدگی و هر گونه کثیفی دیگر باشد.

۲- سطح تمیز شده و ماسه پاشی شده فلس دار. برای تمیز کردن، سطح باید پس از بعد از ماسه پاشی

خفیف بدون استفاده از ذره بین عاری از چربی، زنگ زدگی و هر گونه کثیفی دیگر باشد.

۳- سطح گالوانیزه شده به روش حوضچه داغ و زبر شده.

استثنا: در اتصالاتی که انتقال نیروی زلزله صرفاً از طریق کشش در پیچ‌ها صورت می‌گیرد (نه برش)

همچنین اتصال گیردار فلنجی، می‌توان از شرایط سطحی کمتر از کلاس A استفاده شود.

۳- الزامات تحلیل برای تامین پایداری

۳-۱ الزامات عمومی

برای تامین پایداری کل سازه ای و اجزای آن می‌باید آثار زیر در تحلیل سازه مد نظر قرار گیرد.

الف- تغییر شکل‌های محوری، خمشی و برشی اعضای سازه و اتصالات آن‌ها.

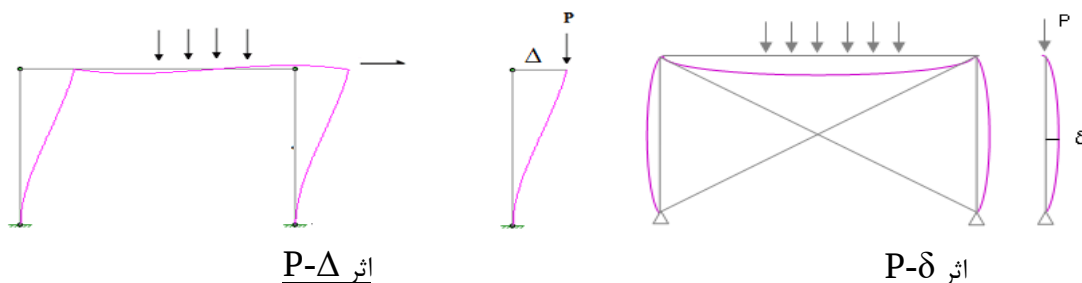
ب- آثار مرتبه دوم شامل اثر جابجایی نسبی دو انتها (اثر $P-\Delta$) و اثر انحناء (اثر $P-\delta$). (شکل ۳-۱)

ج- نواقص هندسی شامل کجی و ناشاقولی اعضا.

د- کاهش سختی اعضا ناشی از رفتار غیر الاستیک و اثر تنش‌های پس ماند.

ه- عدم قطعیت در برآورد سختی و مقاومت.

شکل ۳-۱: آثار مرتبه دوم



برای در نظر گرفتن آثار اشاره شده می‌توان از روش تحلیل مستقیم (Direct Analysis) استفاده کرد.

۳-۲ الزامات تحلیل مستقیم (Direct Analysis) در نرم افزار ETABS

الف- اثر تغییر شکل اعضاء در تحلیل: به طور معمول اثر تغییر شکل ستون ها و مهاربندها در تحلیل نرم افزار مد نظر قرار می گیرد. لیکن برای در نظر گرفتن اثر تغییر شکل تیرها در تحلیل، نوع دیافراگم باید نیمه صلب (Semi Rigid) انتخاب گردد. (با رعایت آثار ترک خوردگی بتن دیافراگم)

ب- آثار مرتبه دوم در تحلیل: برای این منظور در حالات بار (Load Case) می‌باید برای کلیه بارها تحلیل P-Delta انتخاب گردد. همچنین در تنظیمات طراحی گزینه General 2nd Order در ناحیه Second Order Method انتخاب شود.

لازم به ذکر است برای در نظر گرفتن اثر P- δ باید ستون ها به اجزاء کوچکتر تقسیم بندی شوند یا در میانه ستون گره ترسیم گردد. هر چند اثر P- δ به دلیل هم مکان نبودن محل لنگر حداکثر ناشی از بارهای متعارف با ناحیه بحرانی اثر P- δ ، تاثیر چندانی در نتایج تحلیل نخواهد داشت اما ممکن است در سیستم های دوگانه این اثر تاثیر گذار باشد.

ج- آثار نواقص هندسی: برای این منظور باید در معرفی الگوهای بار (Load Patterns) به ازای هر یک از بارهای ثقلی، یک بار جانبی فرضی (Notional Load) به میزان 0.002 بار ثقلی در دو جهت اصلی ساختمان معرفی گردد. این حالات بار فرضی در ترکیبات طراحی با همان ظرائی بارهای ثقلی مورد استفاده قرار می گیرند. نکته: در صورتی که تغییر مکان جانبی نسبی حداکثر ناشی از تحلیل مرتبه دوم بیش از 1.7 برابر تغییر مکان جانبی نسبی حداکثر ناشی از تحلیل مرتبه اول (بدون آثار مرتبه دو) باشد، باید علاوه بر بارهای ثقلی، برای بارهای جانبی سازه نیز بارهای جانبی فرضی ساخته شود.

د- اثر کاهش سختی اعضاء: سختی های اعضاء ناشی از تنش های پس ماند و ورود به ناحیه غیر الاستیک اعضاء، باید به شرح زیر کاهش یابند.

سختی کاهش یافته محوری: $0.8 EA$

سختی کاهش یافته محوری: $0.8 \tau_b EI$

برای این منظور در تنظیمات طراحی نوع تحلیل (Analysis Method)، تحلیل مستقیم (Direct Analysis) و روش کاهش سختی (Stiffness Reduction Method)، τ_b متغیر (Tau-b Variable) انتخاب می گردد.

ه- برای تعیین مقاومت محوری اعضاء از ضریب طول موثر یک ($k=1$) استفاده می گردد.

۴- الزامات شکل پذیری قاب مهاربندی هم محور معمولی

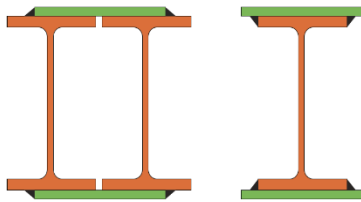
۴-۱ محدودیت تیرها

۴-۱-۱ برای تیرهای دهانه مهاربندی، استفاده از تیرهای با جان سوراخ دار یا سوراخ‌های متوالی (زنبری) مجاز نمی‌باشد.

به جهت اتصال مناسب ورق مهاربندی به بال تیر در راستای جان، استفاده از مقاطع ترکیبی ساخته شده برای این تیرها نیز توصیه نمی‌گردد. مگر اینکه ورق تقویت تیر به صورت سراسری (معادل کل طول تیر) و جوش پیوسته در محدوده اتصال مهاربند اجرا گردد.

بنابر این مناسب است برای تیرهای دهانه مهاربندی صرفاً از مقطع I شکل (نورد شده یا ساخته شده از ورق) استفاده شود. (جدول ۴-۱)

جدول ۴-۱: مقاطع مناسب و نامناسب تیر دهانه مهاربندی

مقاطع غیر مجاز تیر دهانه مهاربند	مقاطع نامناسب تیر دهانه مهاربند	مقاطع مناسب تیر دهانه مهاربند
		
مقطع زنبری	مقطع ترکیبی ساخته شده	مقطع I نورد شده / مقطع I ساخته شده از ورق

۴-۱-۲ تیرهای دهانه مهاربندی و اتصالات آنها به ستون، باید قادر به تحمل نیروهای ناشی از زلزله شدید یافته $(\Omega_0 E)$ در ترکیب با بارهای ثقلی باشند.

نکته در مدلسازی نرم افزار ETABS: برای منظور کردن ضابطه مزبور در نرم افزار، نوع دیافراگم باید SemiRigid و سختی و اثر ترک خوردگی بتن به درستی منظور شده باشد.

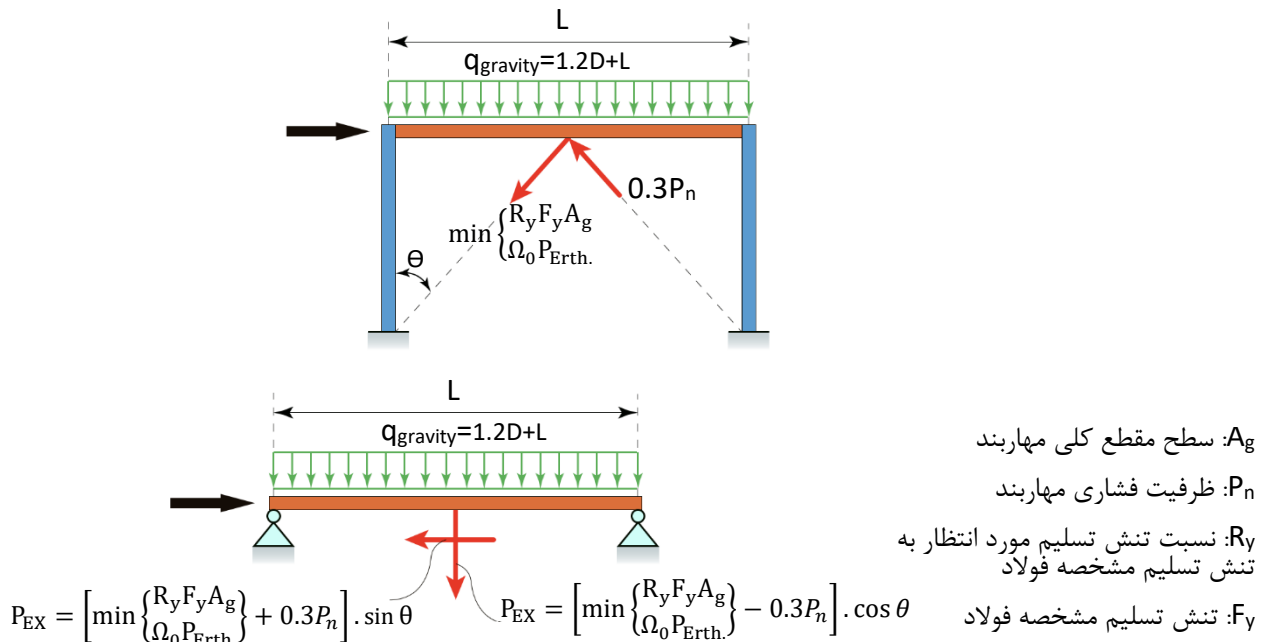
۴-۱-۳ تیرهای دهانه مهاربندی ۷ و ۸ باید دارای شرایط الف تا د این بند باشند.

الف- تیر باید در حد فاصل دو ستون به صورت پیوسته باشد.

ب- تیر و اتصال آن به ستون باید برای بحرانی ترین ترکیب ثقلی بدون حضور مهاربند طرح شود.

ج- تیر و اتصال آن به ستون باید قادر به تحمل نیروهای نامتعادل ناشی از زلزله در ترکیب با بارهای ثقیلی باشد. برای این منظور نیروی معادل مهاربند کششی باید کمترین دو مقدار $R_y A_g F_y$ یا نیروی کششی ناشی از ترکیبات زلزله تشدید یافته در مهاربند مورد نظر در نظر گرفته شود. همچنین نیروی معادل مهاربند فشاری باید برابر $0.3P_n$ در نظر گرفته شود. (شکل ۱-۴)

شکل ۱-۴: نیروهای نامتعادل ناشی از زلزله در ترکیب با بارهای ثقیلی وارد به تیر دهانه مهاربند ۸



نکته در مدلسازی نرم افزار ETABS: برای منظور کردن ضابطه مزبور در نرم افزار، می‌توان بعد از حذف مهاربندهای ۷ و ۸ در یک فایل جداگانه، بارهای متمرکز P_{EX} و P_{EY} را به تیر مورد نظر اعمال کرده و تیر تحلیل و طرح گردد. لازم به ذکر است در صورت ناپایدار شدن سازه می‌توان از تکیه گاه جانبی طبقات استفاده کرد.

د- تیر باید دارای مهار جانبی با حداکثر فاصله (L_{br}) مطابق رابطه زیر باشد

$$L_{br} = L_p + \frac{(C_b - 1) \cdot (L_r - L_p) \cdot M_p}{(M_p - 0.7 S F_y) \cdot C_b}$$

در جهت اطمینان با در نظر گرفتن $C_b = 1$ ، مقدار L_{br} مطابق رابطه زیر ساده خواهد شد.

$$L_{br} = L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

در این روابط:

L_{br} : حداکثر فاصله مهار جانبی تیر

M_p : لنگر خمشی پلاستیک مقطع تیر

I_y : شعاع ژیراسیون مقطع تیر نسبت به محور y

E : مدول الاستیسیته فولاد

R_y : نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصه فولاد

F_y : تنش تسلیم مشخصه فولاد

L_p : طول مهار نشده تیر معادل مرز بین حالت حدی تسلیم و حالت حدی کمانش جانبی-پیچشی غیر الاستیک

C_b : ضریب اصلاح کمانش جانبی-پیچشی

L_r : طول مهار نشده تیر معادل مرز بین حالت حدی کمانش جانبی-پیچشی غیر الاستیک و الاستیک

نکته ۱: در خصوص نحوه اجرا و طرح مهارها، باید از ضوابط ارائه شده برای مهار قاب‌های خمشی متوسط (بند ۳-۶) استفاده شود.

نکته ۲: به عنوان ضابطه حداقلی، وجود یک مهار جانبی در محل اتصال مهاربند به تیر اجباری می‌باشد.

۲-۴ محدودیت ستون‌ها

۱-۲-۱ برای ستون‌های دهانه مهاربندی با توجه به محدودیت‌های اجرایی در خصوص الزام استفاده از الکتروود $E70$ ، مناسب است از حداقل ضوابط فشرده‌گی استفاده شود.

بر این اساس در صورت استفاده از مقاطع ترکیبی متعارف ($2IPE+PL$) پیشنهاد می‌گردد موارد الف تا ج رعایت شود.

الف- از پروفیل IPE میانی استفاده نشود. (مقطع $3IPE$)

ب- از جوش پیوسته برای اتصال ورق‌ها به پروفیل IPE استفاده شود.

ج- از ورق سراسری برای ساخت ستون استفاده شود. (از مقطع بست دار استفاده نشود). (شکل ۳-۵)

۳-۴ محدودیت مهاربندها

۱-۳-۴ برای مهاربندها می‌توان از مقاطع قوطی شکل (HSS)، مقاطع H شکل (نورد شده یا ساخته شده از ورق)، مقاطع جعبه‌ای (ساخته شده از ورق یا ترکیب مقطع H با ورق کناری) و مقاطع ساخته شده از دو یا چند نیمرخ استفاده شود. (شکل ۲-۴)

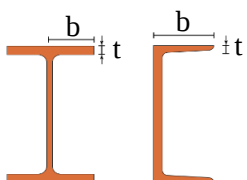
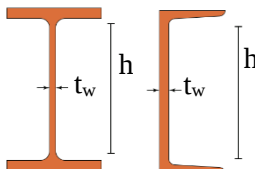
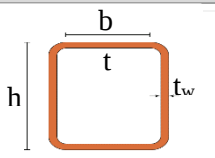
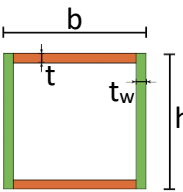
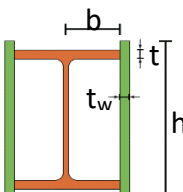
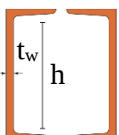
شکل ۲-۴: مقاطع مجاز مهاربند



توضیح: استفاده از ورق تقویتی بر روی هر یک از مقاطع اشاره شده ممنوع می‌باشد.

۵-۳-۲ اجزای مقطع مهاربندها می‌باید از نوع فشرده لرزه‌ای متوسط (با محدودیت λ_{md} مطابق جدول ۴-۲) باشند.

جدول ۴-۲: نسبت پهنا به ضخامت اجزای مقطع مهاربند

مثال های نمونه	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت	نسبت پهنا به ضخامت	شرح اجزاء
	λ_{md} (عضو با شکل پذیری متوسط)		
	$0.38 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	b/t	بال‌های مقاطع I شکل و ناودانی
	$1.49 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	h/t _w	جان مقاطع I شکل و ناودانی وقتی به صورت تک استفاده میشوند.
مثال های نمونه	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت	نسبت پهنا به ضخامت	شرح اجزاء
	λ_{md} (عضو با شکل پذیری متوسط)		
	$0.76 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$		بال‌ها و جان‌های مقاطع جعبه‌ای و HSS
		b/t	بال‌های مقاطع I شکل جعبه‌ای شده
		h/t _w	ورق‌های کناری مقاطع I شکل جعبه‌ای شده
			جان مقاطع زوج ناودانی



نکته در مدلسازی نرم افزار ETABS: از آنجا که نرم افزار توانایی کنترل محدودیت فشردگی لرزه‌ای برای مقاطعی که در محیط Section Designer ترسیم شده اند را ندارد، بررسی محدودیت فشردگی لرزه‌ای باید با محاسبات دستی انجام شود.

نکته: در خصوص مهاربندهای با مقطع زوج ناودانی که به صورت متداول ساخته می‌شود (جلو به جلو)، محدودیت نسبت پهنا به ضخامت برای برخی ناودانی‌ها جوابگو نمی‌باشد. این کنترل برای جان ناودانی‌های با استاندارد اروپایی UNP (با بال مخروطی) و ناودانی‌های متداول ایرانی با استاندارد UPE یا UPA (با بال موازی) با مشخصه مصالح S235 در جداول ۳-۴ و ۴-۴ ارائه شده است.

لازم به ذکر است با توجه به ضخامت متفاوت ناودانی‌های UNP با UPE(or UPA) نوع ناودانی‌های مورد استفاده و مشخصات ابعادی آن‌ها باید در نقشه‌های سازه مشخص شود.

جدول ۳-۴: کنترل نسبت پهنا به ضخامت جان ناودانی با استاندارد اروپایی UNP و مشخصه مصالح S235 در مهاربندهای با مقطع زوج ناودانی

Section	h (mm)	tw (mm)	h/tw	λ_{md}	Control
2UNP80	47	6	7.8	20.2	Ok
2UNP100	64	6	10.7	20.2	Ok
2UNP120	82	7	11.7	20.2	Ok
2UNP140	97	7	13.9	20.2	Ok
2UNP160	116	7.5	15.5	20.2	Ok
2UNP180	133	8	16.6	20.2	Ok
2UNP200	151	8.5	17.8	20.2	Ok
2UNP220	166	9	18.4	20.2	Ok
2UNP240	185	9.5	19.5	20.2	Ok
2UNP260	201	10	20.1	20.2	Ok
2UNP280	216	10	21.6	20.2	No

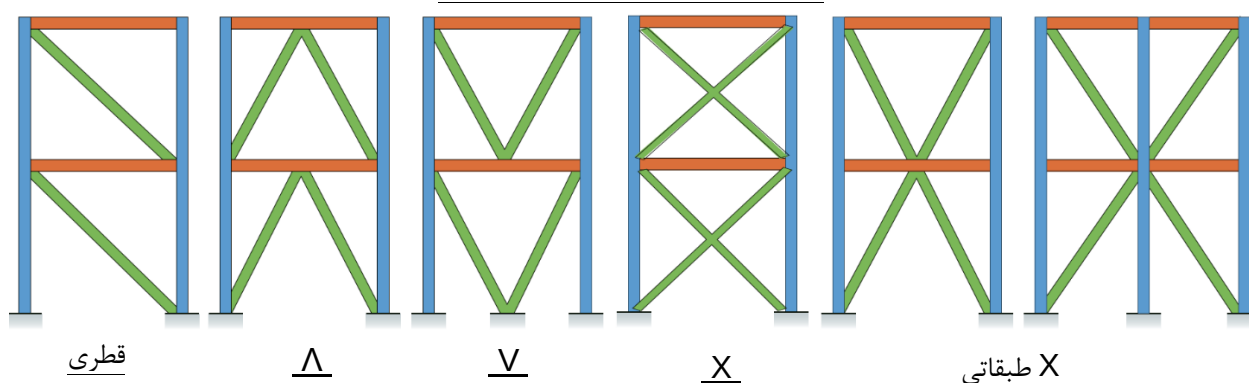


جدول ۴-۴: کنترل نسبت پهنا به ضخامت جان ناودانی با استاندارد UPE یا UPA و مشخصه مصالح S235 در مهاربندهای با مقطع زوج ناودانی

Section	h (mm)	tw (mm)	h/tw	λ_{md}	Control
2UPE80	46	4	11.5	20.2	Ok
2UPE100	65	4.5	14.4	20.2	Ok
2UPE120	80	5	16.0	20.2	Ok
2UPE140	98	5	19.6	20.2	Ok
2UPE160	117	5.5	21.3	20.2	No
2UPE180	135	5.5	24.5	20.2	No
2UPE200	152	6	25.3	20.2	No
2UPE220	170	6.5	26.2	20.2	No
2UPE240	185	7	26.4	20.2	No
2UPE270	213	7.5	28.4	20.2	No

۴-۳-۳ پیکره بندی مجاز مهاربندها مطابق شکل ۴-۳ می‌باشند.

جدول ۴-۳: پیکره بندی مجاز مهاربندها



۴-۳-۴ حداکثر لاغری مجاز در مهاربندهای ۷ و ۸ برابر $4\sqrt{E/F_y}$ می‌باشد. این محدودیت برای مقاطع با مشخصه مصالح S235 برابر ۱۱۶ خواهد بود.



۴-۴ اتصال مهاربند به تیر و ستون

مقاومت های مورد نیاز طراحی (نیروهای طراحی) اتصال باید مطابق بندهای الف و ب تعیین گردد.

الف- مقاومت کششی مورد نیاز: برابر کمترین مقدار نیروی کششی ناشی از بحرانی ترین ترکیبات زلزله تشدید یافته $(\Omega_0 E)$ و $R_y A_g F_y$ که در این رابطه:

R_y : نسبت تنش مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصه فولاد

A_g : سطح مقطع کلی عضو مهاربند

F_y : تنش تسلیم مشخصه فولاد عضو مهاربند

می‌باشند.

تبصره: در صورت استفاده از اتصال پیچی با استفاده از سوراخ بزرگ شده در یک لایه از اجزاء، اتصال باید از نوع لغزش بحرانی باشد و مقاومت مورد نیاز کششی لازم نیست از بحرانی ترین ترکیب عادی بزرگتر در نظر گرفته شود.

ب-۲- مقاومت فشاری مورد نیاز: برابر کمترین مقدار نیروی فشاری ناشی از بحرانی ترین ترکیبات زلزله تشدید یافته $(\Omega_0 E)$ و $R_y A_g F_y$ و $1.14 A_g F_{cre}$ می‌باشد. که در این روابط:

R_y : نسبت تنش مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصه فولاد

A_g : سطح مقطع کلی عضو مهاربند

F_y : تنش تسلیم مشخصه فولاد عضو مهاربند

F_{cre} : تنش فشاری مورد انتظار عضو مهاربند که مطابق روابط اعضای فشاری تعیین گردد. با این شرط که

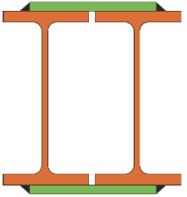
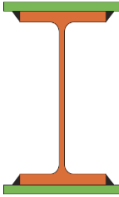
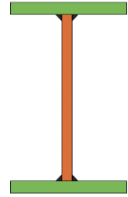
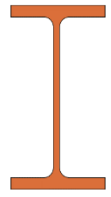
به جای F_y از $R_y F_y$ استفاده شده باشد.

۵- الزامات شکل پذیری قاب مهاربندی هم محور ویژه

۵-۱ محدودیت تیرها

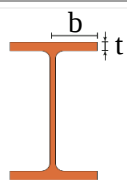
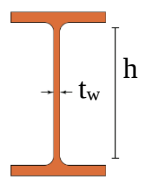
۵-۱-۱ برای تیرها در دهانه مهاربندی قطری و ضربدری، باید محدودیت‌های الف تا ج این بند رعایت شود.
الف- مقطع مورد استفاده باید I شکل (نورد شده یا ساخته شده از ورق) باشد. و استفاده از مقاطع با جان سوراخ دار با سوراخ‌های متوالی (زنبوری) و مقاطع ترکیبی ساخته شده مجاز نمی‌باشد. (جدول ۵-۱)

جدول ۵-۱: مقاطع مجاز و غیر مجاز تیر دهانه مهاربند قطری و ضربدری

مقاطع غیر مجاز تیر			مقاطع مجاز تیر	
				
مقطع ترکیبی ساخته شده		مقطع زنبوری	مقطع I ساخته شده از ورق	مقطع I نورد شده

ب- اجزای مقطع باید از نوع فشرده لرزه‌ای زیاد (با محدودیت λ_{hd} مطابق جدول ۵-۲) باشند.

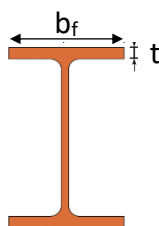
جدول ۵-۲: نسبت پهنا به ضخامت اجزای مقطع تیر دهانه مهاربند قطری و ضربدری

مثال های نمونه	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت	نسبت پهنا به ضخامت	شرح اجزاء
	λ_{hd} (عضو با شکل پذیری زیاد)		
	$0.3 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	b/t	بال‌های مقاطع I شکل
	$2.5(1 - C_a)^{2.3} \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	h/t _w	جان مقاطع I شکل
$C_a = \frac{P_u}{R_y F_y A_g}$ P_u : مقاومت محوری مورد نیاز عضو (نیروی محوری ضریب‌دار عضو) R_y : نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصه فولاد F_y : تنش تسلیم مشخصه فولاد و A_g : سطح مقطع کل			

نکته در مدلسازی نرم افزار ETABS: از آنجا که نرم افزار توانایی کنترل محدودیت فشرده‌گی لرزه‌ای برای مقاطعی که در محیط Section Designer ترسیم شده اند را ندارد، بررسی محدودیت فشرده‌گی لرزه‌ای باید با محاسبات دستی انجام شود..

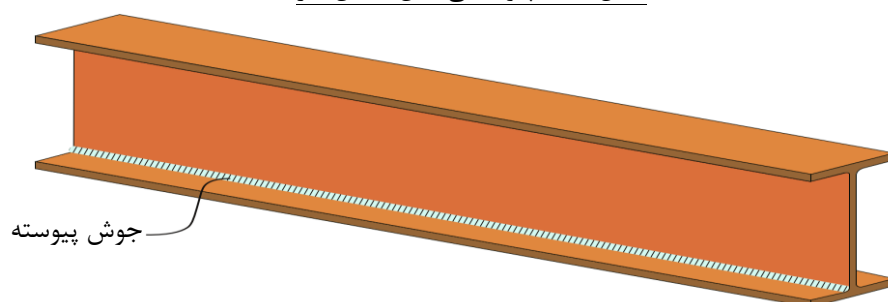
برای تیرورق‌های بدون نیروی محوری و با مشخصات $F_y=235 \text{ MPa}$ حداقل ضخامت بال بر اساس جدول ۵-۳ می‌باشد.

جدول ۵-۳: حداقل ضخامت بال متناسب با پهنای بال تیر

شکل مقطع	پهنای بال (b_f) میلی متر	حداقل ضخامت بال (t_f) میلی متر
	150	10
	200	15
	250	20
	300	20
	350	25
	400	25

ج- اتصال بال به جان مقاطع ساخته شده با ورق، می‌باید به صورت پیوسته باشند. بر این اساس استفاده از جوش منقطع مجاز نمی‌باشد. (شکل ۵-۱)

شکل ۵-۱: پیوستگی جان به بال تیر

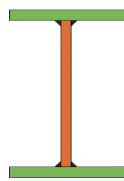
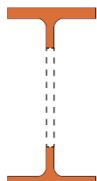
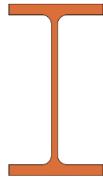


۵-۱-۲ تیرهای دهانه مهاربندی ۷ و ۸ باید دارای شرایط الف تا د این بند باشند.

الف- تیر باید در حد فاصل دو ستون به صورت پیوسته باشد.

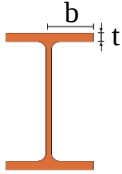
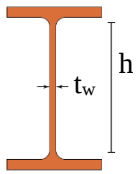
ب- مقطع مورد استفاده باید I شکل (نورد شده یا ساخته شده از ورق) باشد. و استفاده از مقاطع با جان سوراخ دار با سوراخ‌های متوالی (زنبوری) و مقاطع ترکیبی ساخته شده مجاز نمی‌باشد. (جدول ۵-۴)

جدول ۴-۵: مقاطع مجاز و غیر مجاز تیر دهانه مهاربند ۷ و ۸

مقاطع مجاز تیر	مقاطع غیر مجاز تیر
 مقطع I ساخته شده از ورق	 مقطع زنبوری
 مقطع I ساخته شده	 مقطع ترکیبی ساخته شده

ج- اجزای مقطع باید از نوع فشرده لرزه‌ای متوسط (با محدودیت λ_{md} مطابق جدول ۵-۵) باشند.

جدول ۵-۵: نسبت پهنا به ضخامت اجزای مقطع تیر در دهانه مهاربند ۷ و ۸

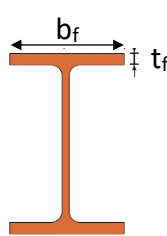
مثال های نمونه	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت	نسبت پهنا به ضخامت	شرح اجزاء
	λ_{md} (عضو با شکل پذیری متوسط)		
	$0.38 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	b/t	بال‌های مقاطع I شکل
	$5.4(1 - C_a)^{2.3} \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	h/t_w	جان مقاطع I شکل
$C_a = \frac{P_u}{R_y F_y A_g}$ P_u: مقاومت محوری مورد نیاز عضو (نیروی محوری ضریبدار عضو) R_y: نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصه فولاد F_y: تنش تسلیم مشخصه فولاد و A_g: سطح مقطع کل			

نکته در مدلسازی نرم افزار ETABS: از آنجا که نرم افزار توانایی کنترل محدودیت فشردگی لرزه‌ای برای مقاطعی

که در محیط Section Designer ترسیم شده اند را ندارد، بررسی محدودیت فشردگی لرزه‌ای باید با محاسبات دستی انجام شود.

برای تیرورق‌های بدون نیروی محوری و با مشخصات $F_y=235 \text{ MPa}$ حداقل ضخامت بال بر اساس جدول ۵-۶ می‌باشد.

جدول ۵-۶: حداقل ضخامت بال متناسب با پهنای بال تیر در دهانه مهاربند ۷ و ۸

شکل مقطع	پهنای بال (b_f) میلی متر	حداقل ضخامت بال (t_f) میلی متر
	150	8
	200	10
	250	15
	300	15
	350	20
	400	20

د- تیر باید دارای مهار جانبی با حداکثر فاصله (L_{br}) مطابق رابطه زیر باشد.

$$L_{br} = \frac{0.17 r_y \cdot E}{R_y F_y}$$

در این رابطه:

r_y : شعاع ژیراسیون مقطع تیر نسبت به محور Y

E: مدول الاستیسیته فولاد

R_y : نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصه فولاد

F_y : تنش تسلیم مشخصه فولاد

نکته ۱: در خصوص نحوه اجرا و طرح مهارها، باید از ضوابط ارائه شده برای مهار قاب‌های خمشی متوسط (بند ۳-۶) استفاده شود.

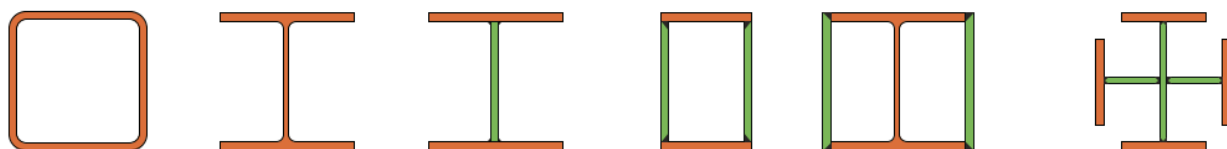
نکته ۲: به عنوان ضابطه حداقلی، وجود یک مهار جانبی در محل اتصال مهاربند به تیر اجباری می‌باشد.

۵-۱-۳ تیرهای خارج از دهانه مهاربندی، به دلیل وجود نیروهای دیافراگمی زلزله باید حداقل محدودیت فشردگی را ارضاء کنند. بر این اساس استفاده از مقاطع با جان سوراخ دار با سوراخ‌های متوالی (زنبوری)، برای این تیرها مناسب نبوده و در صورت استفاده از مقاطع ساخته شده، باید از جوش پیوسته استفاده گردد.

۲-۵ محدودیت ستون‌ها

۲-۵-۱ برای ستون‌های دهانه مهاربندی باید محدودیت‌های الف تا ج این بند رعایت گردد.
الف- مقاطع مجاز شامل مقاطع قوطی شکل (HSS)، مقاطع H شکل (نورد شده یا ساخته شده از ورق)، مقاطع جعبه‌ای (ساخته شده از ورق یا ترکیب مقطع H با ورق کناری) و مقاطع صلیبی می‌باشند. (شکل ۲-۵)

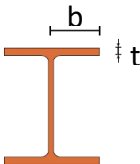
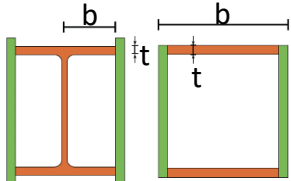
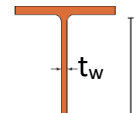
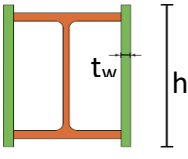
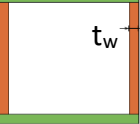
شکل ۲-۵: مقاطع مجاز ستون دهانه مهاربندی



توضیح: استفاده از ورق تقویتی بر روی هر یک از مقاطع اشاره شده و یا استفاده از مقاطع ترکیبی ساخته شده ممنوع می‌باشد.

ب- اجزای مقطع باید از نوع فشرده لرزه‌ای زیاد (با محدودیت λ_{hd} مطابق جدول ۷-۵) باشند.

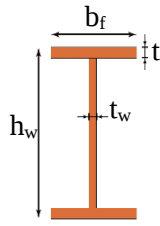
جدول ۷-۵: نسبت پهنا به ضخامت اجزای مقطع ستون دهانه مهاربندی

مثال‌های نمونه	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت	نسبت پهنا به ضخامت	شرح اجزاء
	λ_{hd} (عضو با شکل پذیری زیاد)		
	$0.3 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	b/t	بال‌های مقاطع I شکل
			بال‌های مقاطع جعبه‌ای و بال‌های مقاطع I شکل جعبه‌ای شده
	$0.55 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	b/t	جان مقاطع I شکل
		h/t _w	ورق‌های کناری مقاطع I شکل جعبه‌ای شده
			جان‌های مقاطع جعبه‌ای

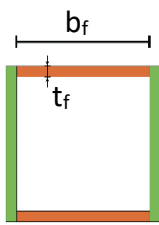
نکته در مدلسازی نرم افزار ETABS: از آنجا که نرم افزار توانایی کنترل محدودیت فشردگی لرزه‌ای برای مقاطعی که در محیط Section Designer ترسیم شده اند را ندارد، بررسی محدودیت فشردگی لرزه‌ای باید با محاسبات دستی انجام شود..

برای ستون های I شکل و جعبه‌ای ساخته شده با مشخصه $F_y=235 \text{ MPa}$ حداقل ضخامت بال و جان بر اساس جداول ۸-۵ و ۹-۵ می‌باشد.

جدول ۸-۵: حداقل ضخامت بال و جان ستون I شکل در دهانه مهاربندی با فولاد S235 متناسب با پهنای بال

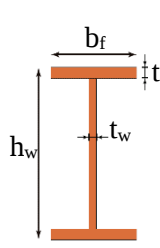
شکل مقطع	پهنای بال (b_f) میلی متر	حداقل ضخامت بال (t_f) میلی متر	ارتفاع جان (h_w) میلی متر	حداقل ضخامت جان (t_w) میلی متر
	200	15	200	15
	250	20	250	20
	300	20	300	25
	350	25	350	25
	400	25	400	30
	450	30	450	35

جدول ۹-۵: حداقل ضخامت بال ستون جعبه‌ای ساخته شده در دهانه مهاربندی با فولاد S235 متناسب با پهنای بال

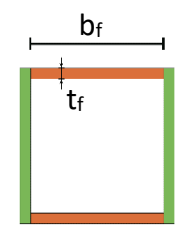
شکل مقطع	پهنای بال (b_f) میلی متر	حداقل ضخامت بال (t_f) میلی متر
	250	20
	300	25
	350	25
	400	30
	450	35

برای ستون های I شکل و جعبه‌ای ساخته شده با مشخصه $F_y=355 \text{ MPa}$ حداقل ضخامت بال بر اساس جداول ۱۰-۵ و ۱۱-۵ می‌باشد.

جدول ۵-۱۰: حداقل ضخامت بال ستون I شکل در دهانه مهاربندی با فولاد S355 متناسب با پهنای بال

شکل مقطع	پهنای بال (b_f) میلی متر	حداقل ضخامت بال (t_f) میلی متر	ارتفاع جان (h_w) میلی متر	حداقل ضخامت جان (t_w) میلی متر
	200	15	200	20
	250	20	250	20
	300	25	300	25
	350	30	350	30
	400	30	400	35
	450	35	450	40

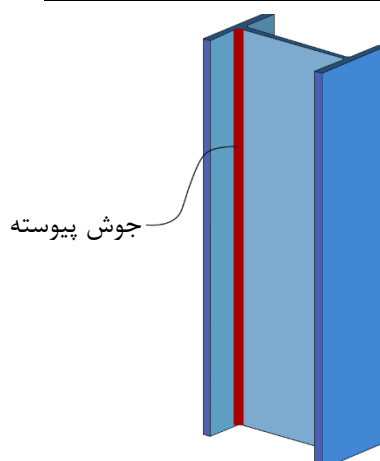
جدول ۵-۱۱: حداقل ضخامت بال ستون جعبه‌ای ساخته شده در دهانه مهاربندی با فولاد S355 متناسب با پهنای بال

شکل مقطع	پهنای بال (b_f) میلی متر	حداقل ضخامت بال (t_f) میلی متر
	250	20
	300	25
	350	30
	400	35
	450	40

ج- جان مقطع ساخته شده می‌باید به صورت پیوسته به بال متصل گردد. بر این اساس استفاده از جوش منقطع

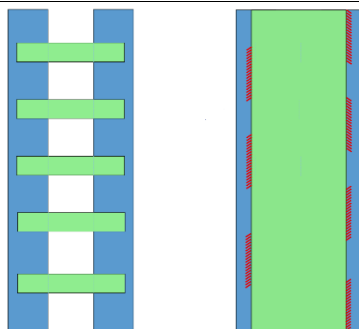
مجاز نمی‌باشد. (شکل ۵-۳)

شکل ۵-۳: پیوستگی جان به بال ستون



۲-۲-۵ برای ستون‌های خارج از دهانه مهاربندی، باید حداقل محدودیت فشردگی رعایت گردد. بر این اساس استفاده از مقاطع بست دار و یا مقاطع ساخته شده با استفاده از جوش منقطع، مناسب نمی‌باشد. (شکل ۴-۵)

شکل ۴-۵: مقاطع نامناسب برای ستون‌های خارج از دهانه مهاربندی



ستون بست دار ستون ساخته شده با جوش منقطع

۳-۵ محدودیت مهاربندها

۱-۳-۵ برای مهاربندها می‌توان از مقاطع قوطی شکل (HSS)، مقاطع H شکل (نورد شده یا ساخته شده از ورق)، مقاطع جعبه‌ای (ساخته شده از ورق یا ترکیب مقطع H با ورق کناری) و مقاطع ساخته شده از دو یا چند نیمرخ استفاده شود. (شکل ۵-۵)

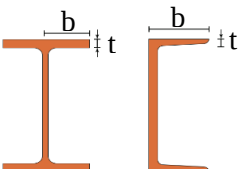
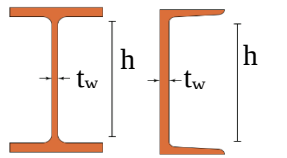
شکل ۵-۵: مقاطع مجاز مهاربند



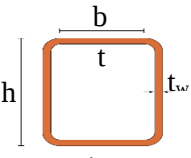
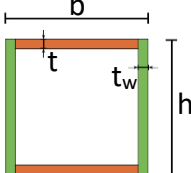
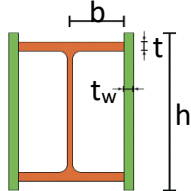
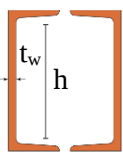
توضیح: استفاده از ورق تقویتی بر روی هر یک از مقاطع اشاره شده ممنوع می‌باشد.

۲-۳-۵ اجزای مقطع مهاربندها می‌باید از نوع فشرده لرزه‌ای زیاد (با محدودیت λ_{hd} مطابق جدول ۵-۱۲) باشند.

جدول ۵-۱۲: نسبت پهنا به ضخامت اجزای مقطع مهاربند

مثال‌های نمونه	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت	نسبت پهنا به ضخامت	شرح اجزاء
	λ_{hd} (عضو با شکل پذیری زیاد)		
	$0.3 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	b/t	بال‌های مقاطع I شکل و ناودانی
	$1.49 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	h/t _w	جان مقاطع I شکل و ناودانی وقتی به صورت تک استفاده میشوند.

ادامه جدول ۵-۱۲: نسبت پهنا به ضخامت اجزای مقطع

مثال های نمونه	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت	نسبت پهنا به ضخامت	شرح اجزاء
	λ_{hd} (عضو با شکل پذیری زیاد)		
	$0.65 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	b/t h/t_w	بال‌ها و جان‌های مقاطع جعبه‌ای و HSS
			بال‌های مقاطع I شکل جعبه‌ای شده
			ورق‌های کناری مقاطع I شکل جعبه‌ای شده
			جان مقاطع زوج ناودانی

نکته در مدلسازی نرم افزار ETABS: از آنجا که نرم افزار توانایی کنترل محدودیت فشردگی لرزه‌ای برای مقاطعی که در محیط Section Designer ترسیم شده اند را ندارد، بررسی محدودیت فشردگی لرزه‌ای باید با محاسبات دستی انجام شود.

نکته: در خصوص مهاربندهای با مقطع زوج ناودانی که به صورت متداول ساخته می‌شود (جلو به جلو)، محدودیت نسبت پهنا به ضخامت برای برخی ناودانی‌ها جوابگو نمی‌باشد. این کنترل برای جان ناودانی‌های با استاندارد اروپایی UNP (با بال مخروطی) و ناودانی‌های متداول ایرانی با استاندارد UPE یا UPA (با بال موازی) با مشخصه مصالح S235 در جداول ۵-۱۳ و ۵-۱۴ ارائه شده است.

لازم به ذکر است با توجه به ضخامت متفاوت ناودانی‌های UNP با UPE(or UPA) نوع ناودانی‌های مورد استفاده و مشخصات ابعادی آن‌ها باید در نقشه‌های سازه مشخص شود.



جدول ۵-۱۳: کنترل نسبت پهنا به ضخامت جان ناودانی با استاندارد اروپایی UNP و مشخصه مصالح S235 در مهاربندهای با مقطع زوج ناودانی

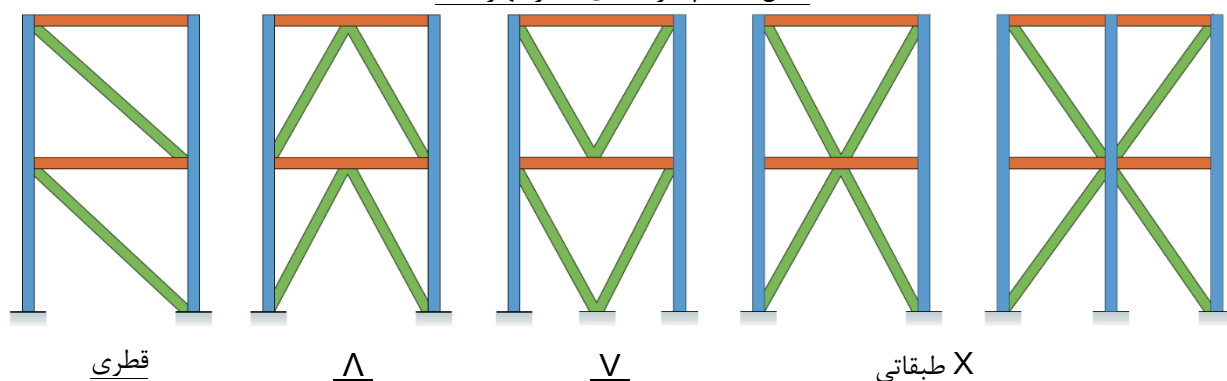
Section	h (mm)	tw (mm)	h/tw	λ_{hd}	Control
2UNP80	47	6	7.8	17.3	Ok
2UNP100	64	6	10.7	17.3	Ok
2UNP120	82	7	11.7	17.3	Ok
2UNP140	97	7	13.9	17.3	Ok
2UNP160	116	7.5	15.5	17.3	Ok
2UNP180	133	8	16.6	17.3	Ok
2UNP200	151	8.5	17.8	17.3	No
2UNP220	166	9	18.4	17.3	No
2UNP240	185	9.5	19.5	17.3	No
2UNP260	201	10	20.1	17.3	No

جدول ۵-۱۴: کنترل نسبت پهنا به ضخامت جان ناودانی با استاندارد UPE یا UPA و مشخصه مصالح S235 در مهاربندهای با مقطع زوج ناودانی

Section	h (mm)	tw (mm)	h/tw	λ_{md}	Control
2UPE80	46	4	11.5	17.3	Ok
2UPE100	65	4.5	14.4	17.3	Ok
2UPE120	80	5	16.0	17.3	Ok
2UPE140	98	5	19.6	17.3	No
2UPE160	117	5.5	21.3	17.3	No
2UPE180	135	5.5	24.5	17.3	No
2UPE200	152	6	25.3	17.3	No
2UPE220	170	6.5	26.2	17.3	No
2UPE240	185	7	26.4	17.3	No
2UPE270	213	7.5	28.4	17.3	No

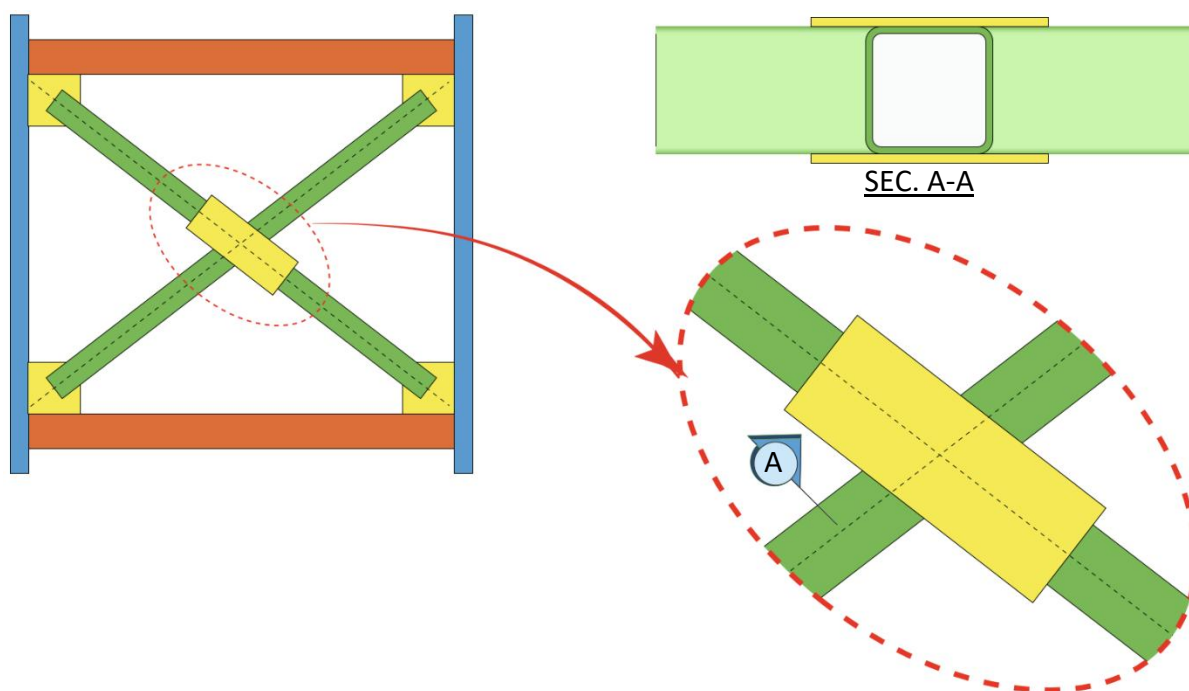
۳-۳-۵ پیکره بندی مجاز مهاربندها مطابق شکل ۵-۶ می‌باشند.

شکل ۵-۶: پیکره بندی مجاز مهاربندها

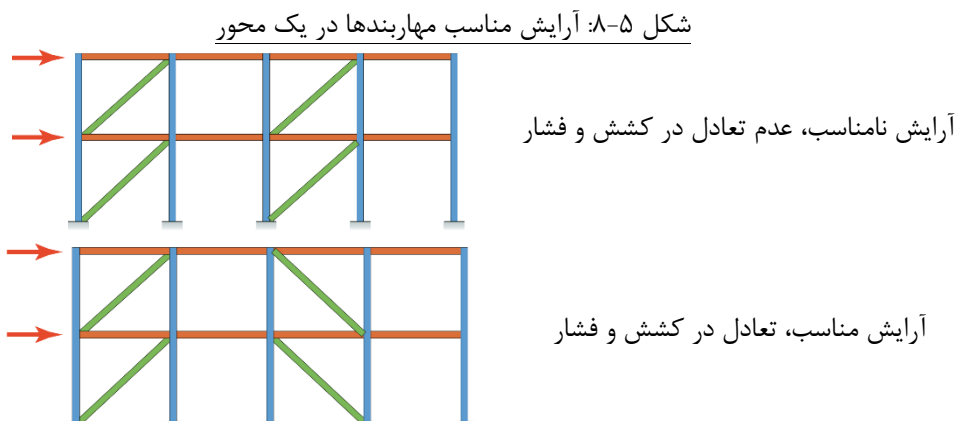


نکته: استفاده از مهاربندهای X در یک طبقه، با اجرای دو تکه یکی از قطری ها و وصله تک ورق (به صورت متداول)، به دلیل رفتار نامناسب عضو دو تکه در فشار، مناسب نمی‌باشد. در صورت لزوم می‌توان عضو دو تکه مهاربند X را پیوسته کرد. برای پیوسته کردن می‌باید از وصله مشابه ستون استفاده گردد، (نمونه شکل ۵-۷). بدین منظور وصله می‌باید علاوه بر تحمل ظرفیت کششی مورد انتظار مهاربند (R_y, A_g, F_y)، برای ظرفیت خمشی مورد انتظار مقطع مهاربند ($1.1R_y, Z_b, F_y$) نیز طراحی گردد. هرچند با توجه به شرایط اجرایی این جزئیات و نیاز به جوشکاری در محل، برای مقاطع جفت ناودانی توصیه نمی‌گردد.

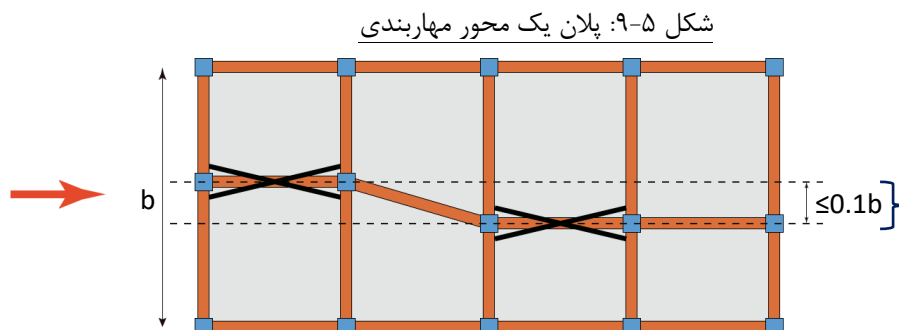
شکل ۵-۷: پیوسته کردن عضو دو تکه مهاربند X با مقطع Box



۳-۴ آرایش مهاربند ها در امتداد هر محور در هر طبقه باید به گونه ای باشد که در هر راستای بارگذاری حداقل ۳۰ درصد و حداکثر ۷۰ درصد نیروی جانبی سهم آن محور در کشش تحمل شوند. (شکل ۵-۸)



توضیح: منظور از محور مهاربندی در این بند، یک یا چند محور مهاربندی مستقیم و موازی است که به فاصله کمتر از ۱۰ درصد بعد ساختمان در جهت متعامد قرار گرفته باشند. (شکل ۵-۹)



تبصره: در صورت محقق نشدن ضابطه فوق، مهاربندهای آن محور باید برای فشار ناشی از ترکیبات تشدید یافته طرح گردند.

یک محور مهاربندی

۳-۵ اعضای تشکیل دهنده مهاربندهای ساخته شده از دو یا چند نیمرخ، می‌باید با اتصال دهنده های مناسب (بست یا لقمه) مطابق ضوابط بندهای ۱-۵-۳-۵ و ۲-۵-۳-۵ به یکدیگر متصل شوند.

۱-۵-۳-۵ فواصل اتصال دهنده ها مطابق رابطه زیر تعیین می‌شود.

$$a = 0.4\lambda_{max} \cdot r_i$$

در این رابطه:

a : حداکثر فاصله اتصال دهنده ها

λ_{max} : لاغری حداکثر مهاربند ساخته شده از دو یا چند نیمرخ

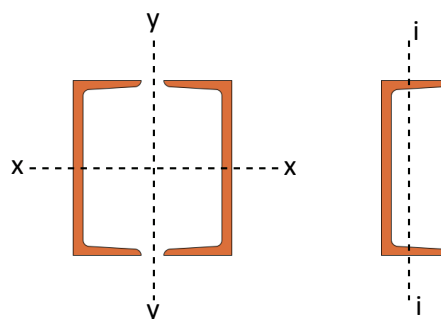
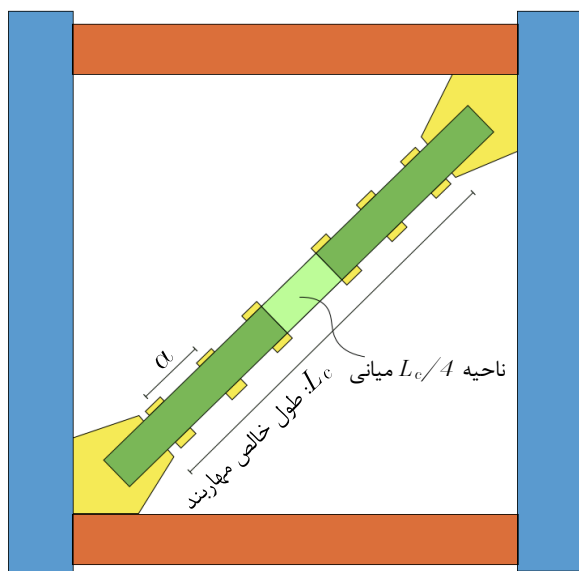


I_i : شعاع ژیراسیون حداقل هر یک از نیمرخ‌های تشکیل دهنده مهاربند
نکته: اتصال دهنده‌ها نباید در ناحیه یک چهارم طول خالص مهاربند که در وسط مهاربند قرار دارد، تعبیه شود.
لازم به ذکر است مقاطع مهاربندها باید به گونه‌ای انتخاب شوند که فاصله اتصال دهنده‌ها ضمن رعایت حداکثر فاصله مجاز (a)، از یک چهارم طول خالص مهاربند کمتر نباشد.

۵-۳-۲ مجموع مقاومت برشی موجود اتصال دهنده‌ها در طول عضو، باید مساوی یا بزرگتر از مقاومت کششی موجود هر یک از نیمرخ‌های مهاربند باشد. در مهاربندهای قطری، ۷ یا ۸ طول عضو برابر طول کل مهاربند و برای مهاربندهای X ، برابر نصف طول کل مهاربند می‌باشد.

مثال: ضوابط اشاره شده در بندهای ۱-۵-۳-۵ و ۲-۵-۳-۵ برای یک مهاربند قطری با مقطع زوج ناودانی در شکل ۱۰-۵ نشان داده شده است.

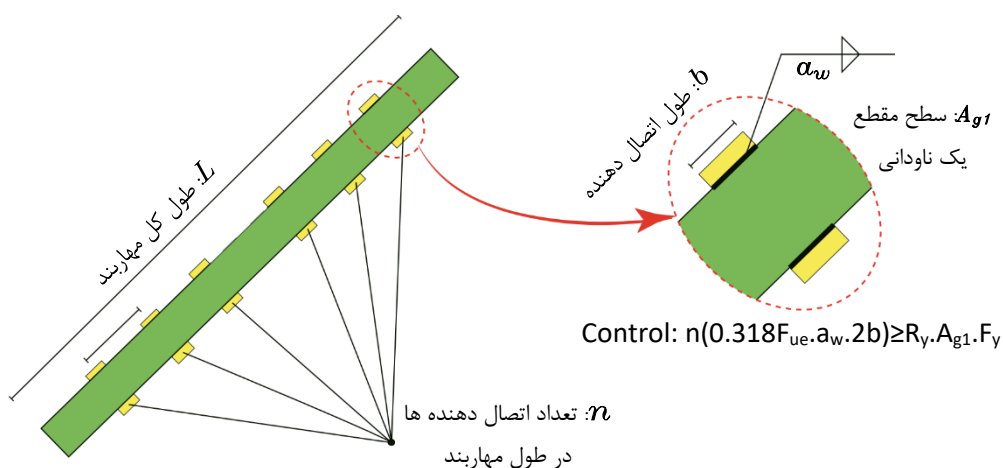
شکل ۱۰-۵: فواصل اتصال دهنده ها برای مهاربند قطری



r_x : شعاع ژیراسیون مقطع اصلی نسبت به محور X
 r_y : شعاع ژیراسیون مقطع اصلی نسبت به محور Y
مقطع اصلی مهاربند

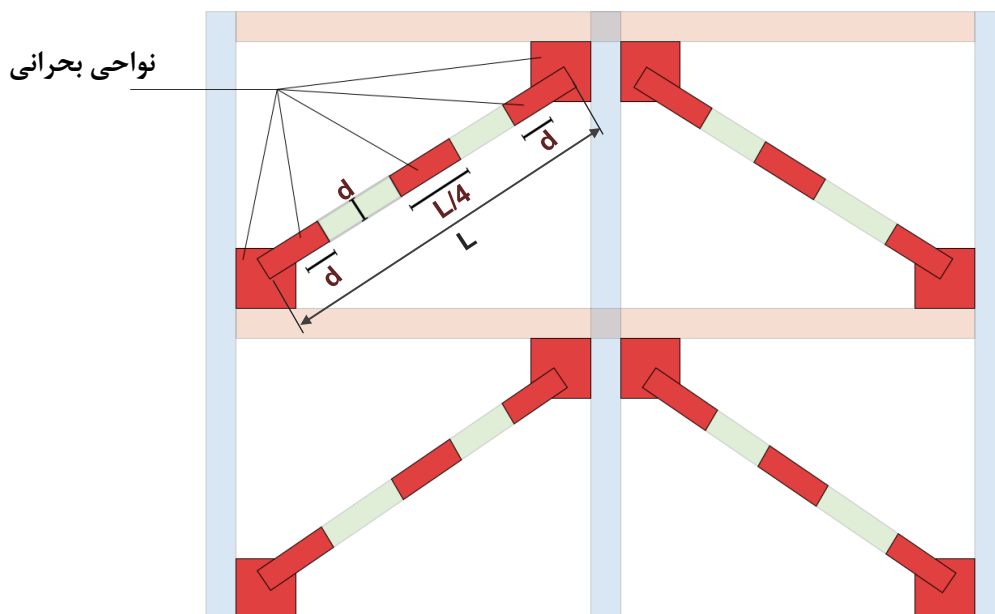
r_i : شعاع ژیراسیون ناودانی
نسبت به محور ضعیف
مقطع هر ناودانی

$$\lambda_{max} = \max \left\{ \left(\frac{L}{r_x} \right), \left(\frac{L}{r_y} \right) \right\} \quad a = 0.4 \lambda_{max} \cdot r_i$$



۳-۵-۶ برای مهاربندها نواحی شامل یک چهارم طول در میانه عضو و در دو انتها به فاصله ای برابر با عمق مقطع و اجزای اتصال مهاربند به تیر و ستون به عنوان نواحی حفاظت شده می‌باشند. (شکل ۵-۱۱)

شکل ۵-۱۱: نواحی حفاظت شده برای مهاربندها



در نواحی حفاظت شده محدودیت‌های زیر می‌باید رعایت گردد.

الف- هر گونه وصله نیمرخ یا اجزای مقطع ممنوع می‌باشد. (هر چند توصیه می‌گردد از اجرای وصله در سراسر طول مهاربند خودداری شود).

ب- هر گونه ناپیوستگی ناشی از عملیات اجرایی اضافی در ساخت و نصب مانند سوراخ کاری، جوش‌های موضعی، وسایل کمکی برای نصب، ناصافی‌های ناشی از برش حرارتی ممنوع و در صورت وجود باید به نحو مناسب برطرف شده و تعمیر گردد.

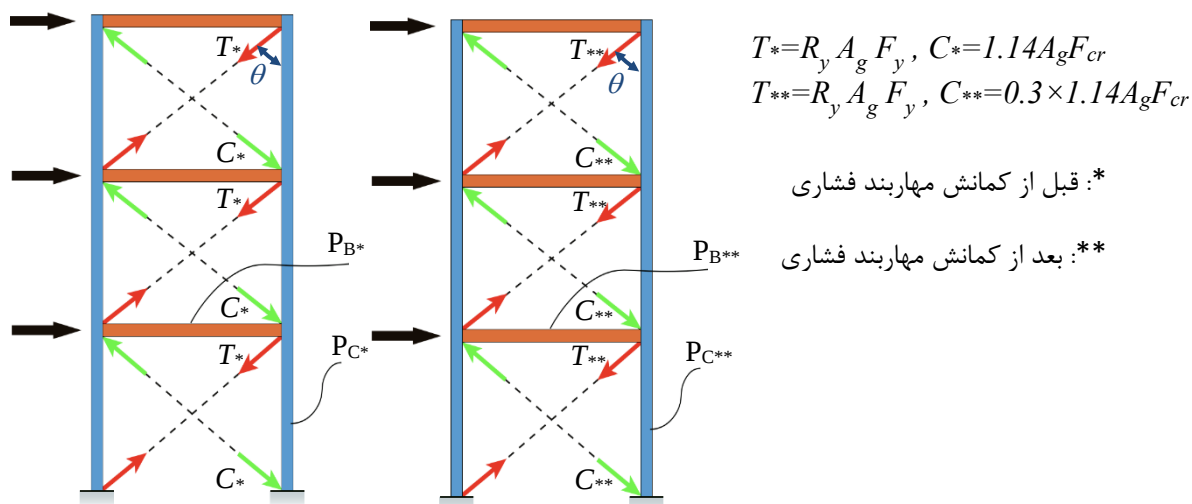
ج- اتصال اجزای غیر سازه ای مانند وادار دیوارها، اجزای نما و نگه دارنده‌های تاسیساتی ممنوع می‌باشد.

تبصره: به کارگیری اتصال دهنده‌ها مانند بست یا لقمه برای اعضای تشکیل دهنده مهاربندهای ساخته شده از دو یا چند نیمرخ بلامانع می‌باشد.

۴-۵ الزامات تحلیل

ستون‌ها، تیرها و اتصالات آن‌ها می‌باید برای تحمل نیروهای نامتعادل ناشی از زلزله محدود به ظرفیت (E_d) در ترکیب با بارهای ثقلی ضریبدار طراحی گردند. برای این منظور اثر زلزله می‌باید برای دو حالت قبل و بعد از کمایش مهاربندهای فشاری در نظر گرفته شود. (شکل ۵-۱۲)

شکل ۵-۱۲: نیروی وارد به تیر و ستون‌های دهانه مهاربند ناشی از نیروهای نامتعادل زلزله محدود به ظرفیت مهاربندها



$$P_{C^*} = \sum (R_y F_y A_g) \cos \theta + \sum (1.14 P_n) \cos \theta + P_{\text{gravity}}$$

$$P_{C^{**}} = \sum (R_y F_y A_g) \cos \theta + \sum (0.3 \times 1.14 P_n) \cos \theta + P_{\text{gravity}}$$

$$P_{B^*} = (R_y F_y A_g) \sin \theta - (1.14 P_n) \sin \theta$$

$$P_{B^{**}} = (R_y F_y A_g) \sin \theta - (0.3 \times 1.14 P_n) \sin \theta$$

انجام تحلیل‌های فوق نیازمند یک تحلیل دقیق غیرخطی می‌باشد. لیکن با توجه به استفاده از تحلیل‌های خطی در پروژه‌های معمول، می‌توان از روشهای تقریبی اشاره شده در آیین‌نامه‌ها، استفاده کرد. روش تقریبی جهت کنترل ستون‌ها در بند ۵-۴-۱ و برای تیرهای دهانه مهاربندی در بند ۵-۴-۲ و برای سایر تیرها در بند ۵-۴-۳ ارائه شده است.

۵-۴-۱ روش پیشنهادی برای کنترل ستون‌ها در نرم افزار ETABS:

بعد از تحلیل و طراحی اولیه سازه (فایل شماره ۱) می‌باید به صورت گام به گام مطابق مراحل الف تا ز در فایل شماره ۲ (کپی شده از فایل شماره ۱) به شرح ذیل عمل شود.

الف- اعمال ضریب کاهش 1×10^{-5} به سطح مقطع مهاربند ها (A). (شکل ۵-۱۳)

ب- معرفی حالات بار زلزله جدید با رعایت نکات زیر:

* اثر جهات X و Y

* اثر کششی (T) یا فشاری (C) بودن نیرو در مهاربند

* اثر رفت (1) و برگشت (2) زلزله

* انتخاب گزینه none در حالت خودکار

برای این منظور می‌توان از حالات بار متناسب با نیروهای فرضی مهاربندها در راهنمای ۱۰۲-

۰۲ شهرداری استفاده کرد. (شکل ۵-۱۴)

ج- معرفی ترکیبات طراحی شامل حالات بار زلزله جدید. برای این منظور از ترکیبات لرزه‌ای متعارف با جایگزینی حالات بار زلزله جدید به جای زلزله متعارف استفاده می‌شود. برای این منظور می‌توان از ترکیبات شامل نیروهای فرضی مهاربندها (SCBF) در راهنمای ۱۰۲-۰۲ شهرداری استفاده کرد. (شکل ۵-۱۵)

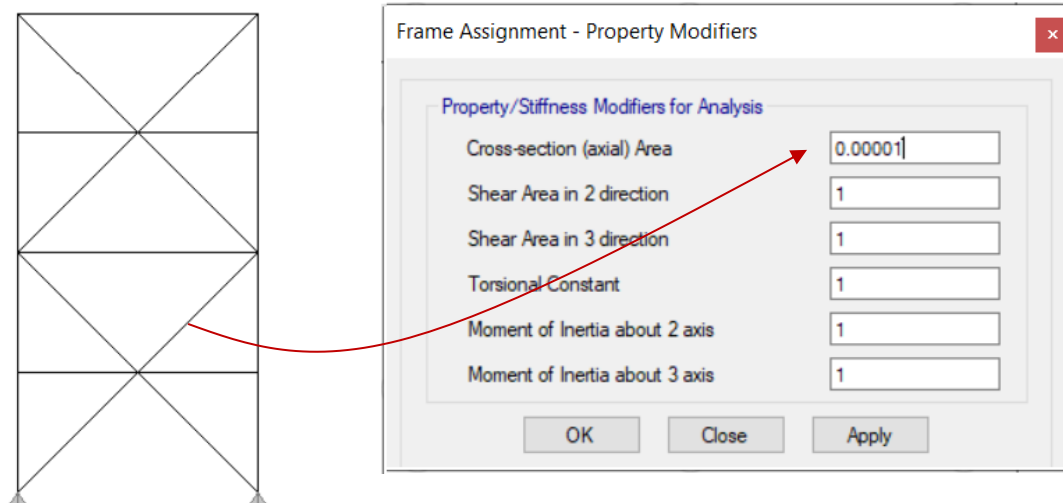
د- محاسبه نیروهای کششی T^* و فشاری C^* و اختصاص به مهاربندها با استفاده از گزینه Assign>Frame/Line Load>Point (شکل ۵-۱۶)

ه- حذف درجات آزادی جانبی گره ستون‌ها در تحلیل (شکل ۵-۱۷)

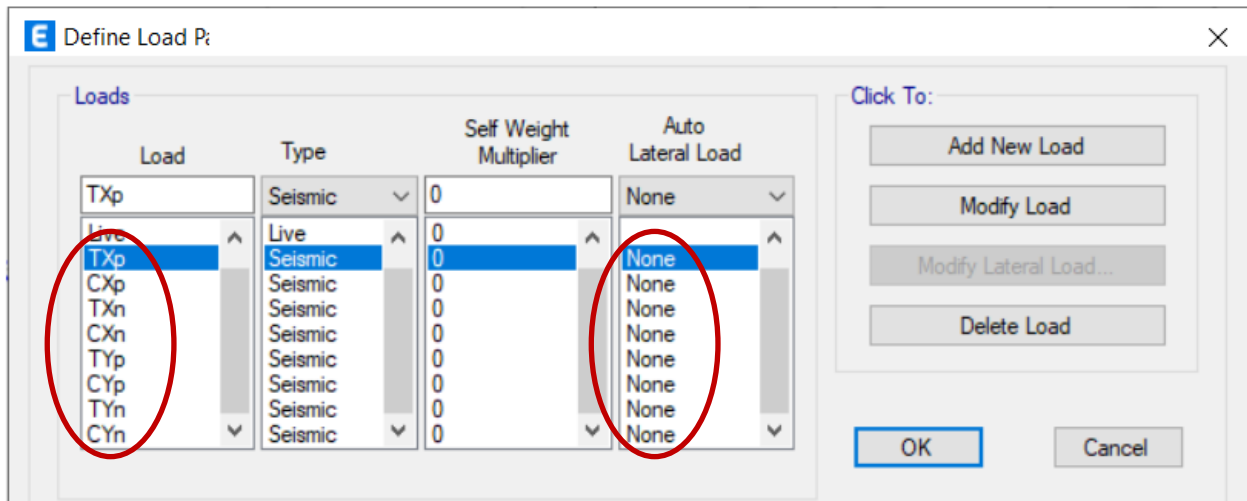
و- اصلاح ضرائب کاهش مقاومت طراحی (شکل ۵-۱۸)

ز- تحلیل و کنترل ستون‌ها در نرم افزار با استفاده از ترکیبات گام ج.

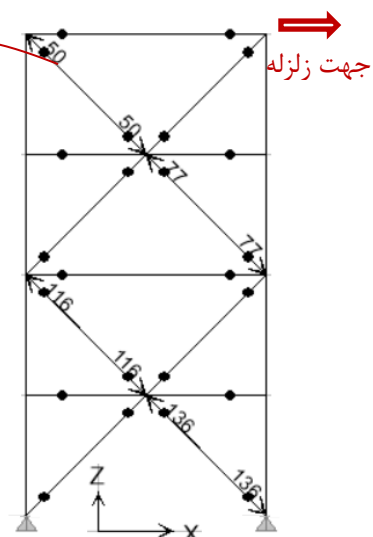
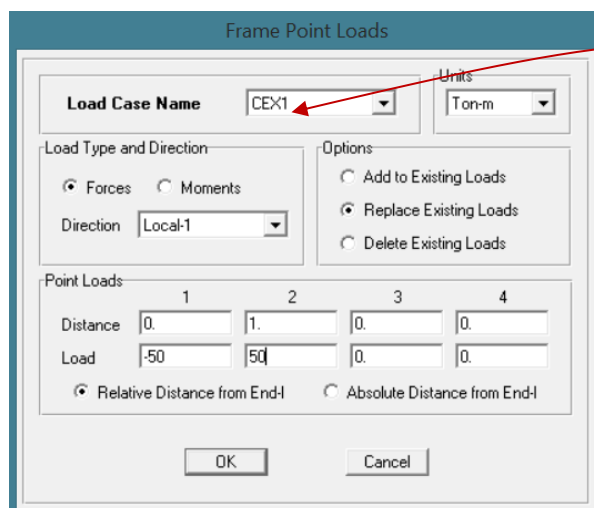
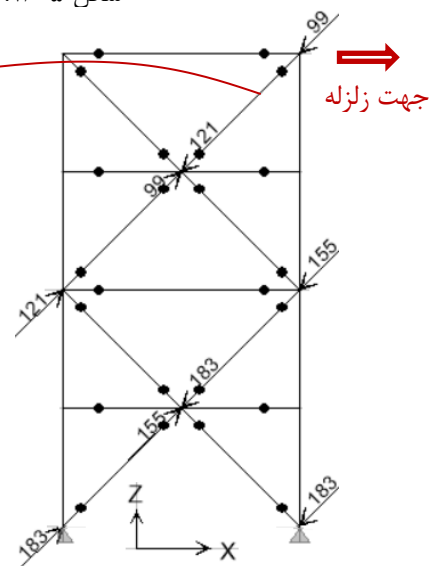
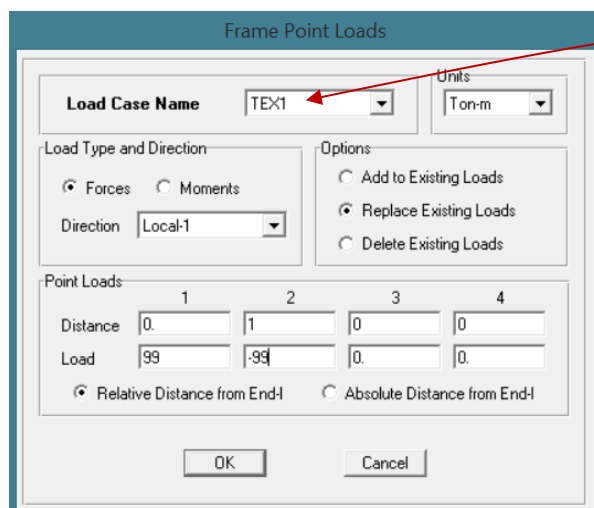
شکل ۵-۱۳: اختصاص ضریب کاهشی به مهاربندها



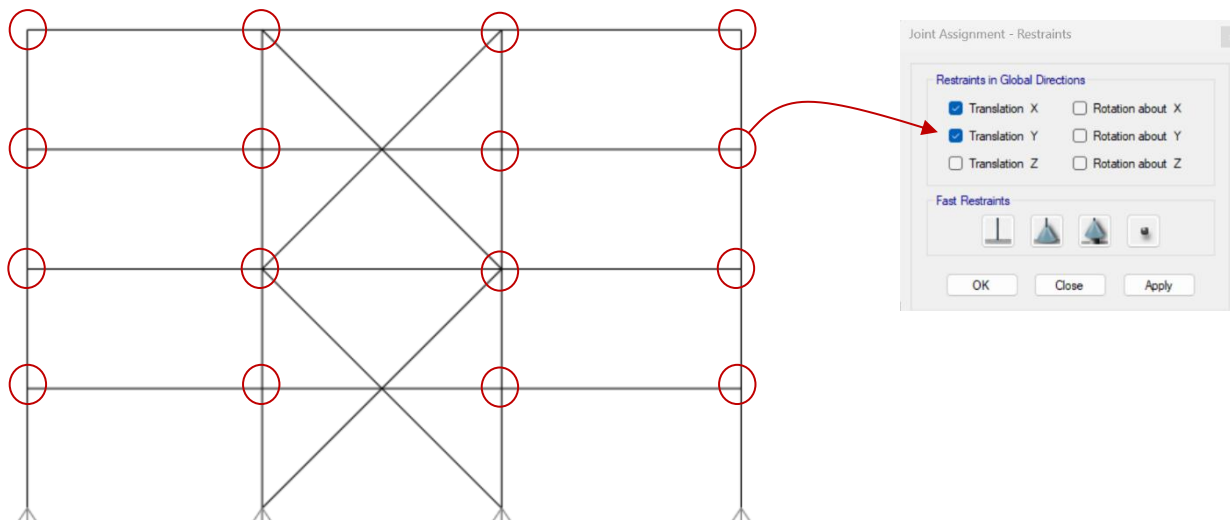
شکل ۵-۱۴: معرفی حالات بار زلزله فرضی مهاربندها



شکل ۵-۱۶: اختصاص نیروهای T^* و C^* به مهاربندها



شکل ۵-۱۷: حذف درجات آزادی جانبی گره ستون‌ها در تحلیل



شکل ۵-۱۸: اصلاح ضرائب کاهش مقاومت طراحی

E Steel Frame Design Preferences for AISC 360-16

	Item	Value
18	Phi(Bending)	1
19	Phi(Compression)	1
20	Phi(Tension-Yielding)	1

بعد از انجام مراحل الف تا ز اشاره شده در فایل شماره ۲، در صورت جوابگو نبودن ستون‌های دهانه مهاربندی، مقاطع آن‌ها افزایش داده شده و در نهایت در فایل اول جایگزین می‌شوند. نکته: در صورت هرگونه تغییر در مهاربندهای فایل اول، مراحل اشاره شده می‌باید تکرار گردد.

۵-۴-۲ روش پیشنهادی برای کنترل تیرهای دهانه مهاربندی در نرم افزار ETABS:

۵-۴-۲-الف تیرهای دهانه مهاربند ۷ و ۸:

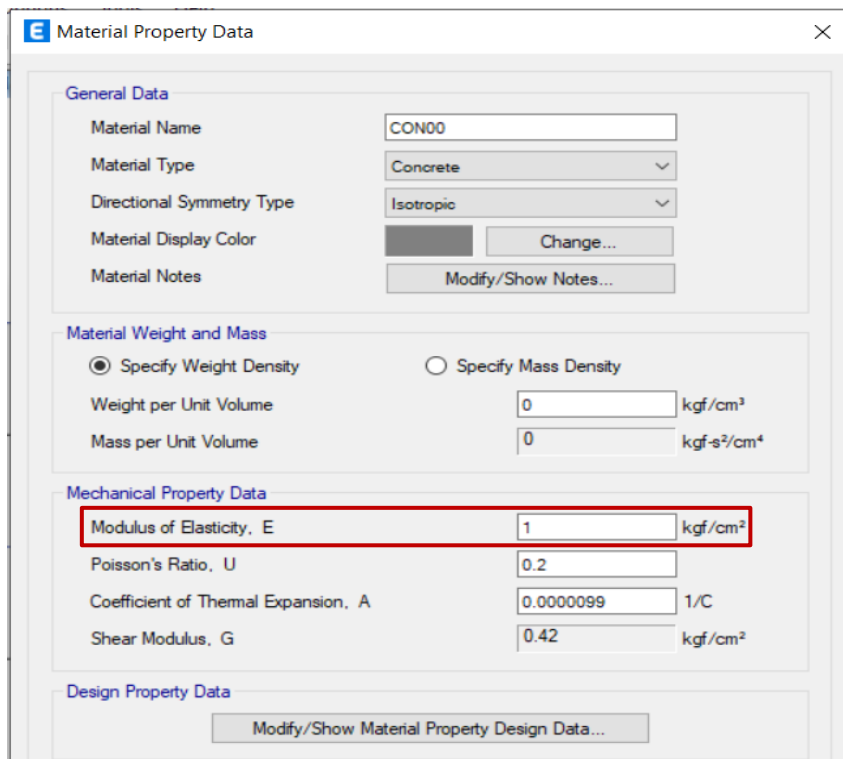
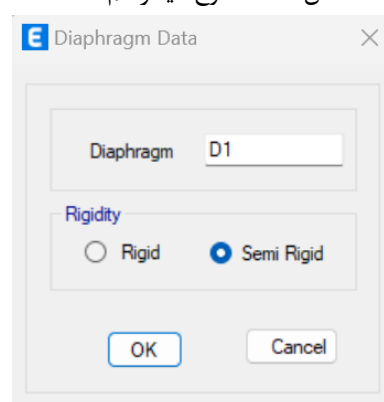
با رعایت دو محدودیت زیر در فایل شماره ۲ (بند ۵-۴-۱)، کنترل این تیرها به درستی انجام شده است و می‌توان بعد از طراحی این تیرها در فایل شماره ۲، مقطع جدید را در فایل اصلی (فایل شماره ۱) جایگزین کرد.

شرط ۱: نقطه راس مهاربند ۷ و ۸ به دیافراگم متصل نشده باشد.

شرط ۲: دیافراگم کف ها نیمه صلب انتخاب شده و ضریب ارتجایی بتن مورد استفاده در آن ها عدد کوچک انتخاب گردد. (شکل های ۱۹-۵ و ۲۰-۵)

شکل ۲۰-۵: اصلاح ضریب ارتجایی بتن کف

شکل ۱۹-۵: نوع دیافراگم کف

برای کنترل دقیق تیرها در دهانه مهاربندهای قطری و X ، باید تحلیل تیر به صورت دستی و بر اساس مولفه ظرفیت مهاربندها برای دو حالت قبل و بعد از کمانش مهاربندهای فشاری (بند ۴-۵) بدست آورده و طراحی شوند. یا به صورت تقریبی از روش پیشنهادی کنترل سایر تیرها (بند ۳-۴-۵) استفاده گردد.

۳-۴-۵ روش پیشنهادی برای کنترل تیرهای دهانه مجاور مهاربندها در نرم افزار ETABS:

با توجه به نقش جمع کنندگی نیروی زلزله تیرهای دهانه مجاور مهاربند، و انتقال نیرو به مهاربندها، بعد از طراحی ستون ها برای زلزله محدود به ظرفیت (مطابق مراحل اشاره شده در بند ۱-۴-۵) و اصلاح فایل اصلی (فایل شماره ۱) می‌باید به صورت گام به گام مطابق مراحل الف تا ج در فایل شماره ۳ (کپی شده از فایل شماره ۱ اصلاح شده) به شرح ذیل عمل شود.

الف- اختصاص عدد کوچک برای ضریب ارتجایی بتن استفاده شده در کف (شکل ۱۹-۵).

ب- اختصاص دیافراگم نیمه صلب به کف ها (شکل ۲۰-۵).

ج- تحلیل و کنترل تیرهای خارج دهانه های مهاربندی (سایر تیرها) برای ترکیبات زلزله تشدید یافته.

بعد از انجام مراحل الف تا ج اشاره شده در فایل شماره ۳، در صورت جوابگو نبودن تیرهای خارج دهانه مهاربندی، مقاطع آن‌ها افزایش داده شده و در نهایت در فایل اول جایگزین می‌شوند.

۵-۵ جوش بحرانی لرزه‌ای

الف- جوش شیاری در وصله ستون

ب- جوش اتصال ستون به کف ستون

ج- جوش شیاری در اتصال گیردار تیر به ستون دهانه مهاربندی (بند ۵-۶-۳)

۵-۶ اتصال تیر به ستون در دهانه مهاربندی

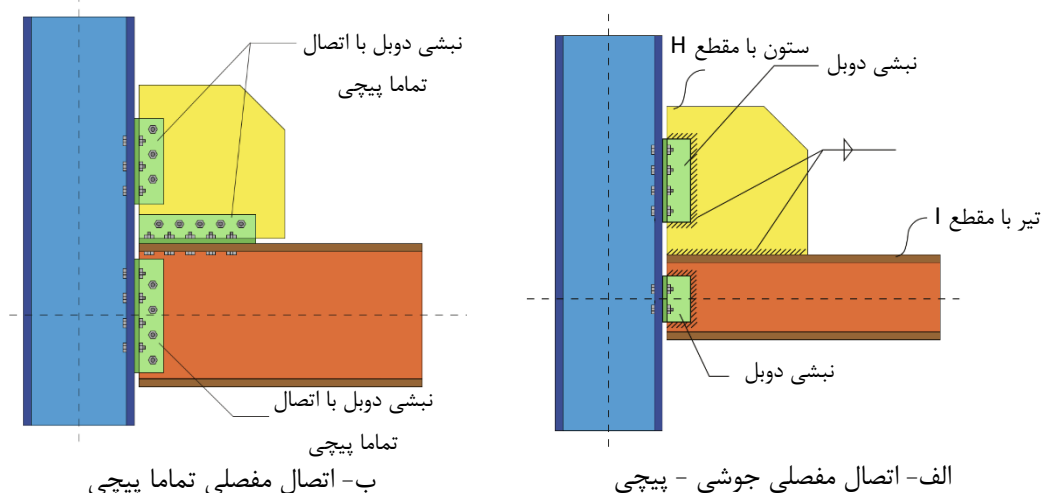
۵-۶-۱ نوع اتصال

برای اتصال تیر به ستون در حالتی که ورق اتصال مهاربند هم به تیر و هم به ستون متصل می‌شود، می‌توان از اتصال ساده یا گیردار با رعایت محدودیت‌های ارائه شده در بندهای ۵-۶-۲ و ۵-۶-۳ استفاده گردد.

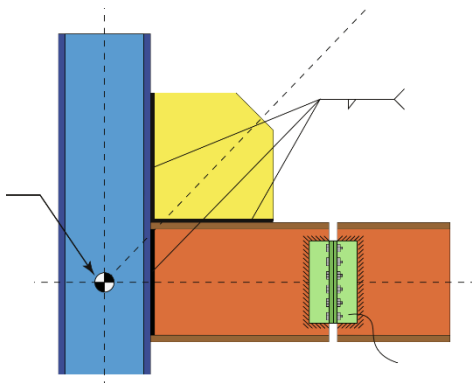
۵-۶-۲ اتصال ساده تیر به ستون در دهانه مهاربندی

اتصال باید دارای ظرفیت چرخش دورانی باشد. برای این منظور می‌توان از ظرفیت دورانی اتصال پیچی ورق جان تیر (مطابق نمونه‌های ارائه شده در شکل ۵-۲۱) استفاده کرد.

شکل ۵-۲۱: نمونه اتصال تیر به ستون در دهانه مهاربندی دارای ظرفیت چرخشی دورانی



ادامه شکل ۵-۲۱: نمونه اتصال تیر به ستون در دهانه مهاربندی دارای ظرفیت چرخشی دورانی



ج- اتصال مفصلی در فاصله دورتر از اتصال تیر به ستون

نکته ۱: با توجه به نیروی محوری قابل ملاحظه در تیر ناشی از عملکرد مهاربند، توصیه می‌گردد از اتصال گیردار برای تیر دهانه مهاربندی (بند ۵-۶-۳) استفاده گردد. در غیر این صورت اتصال و یا وصله درختی باید برای نیروی محوری اشاره شده به درستی طراحی گردد.

نکته ۲: به دلیل الزام استفاده از الکتروود E70 در اتصالات لرزه‌ای و نیاز به جوشکاری در کارخانه، در صورت استفاده از وصله درختی (شکل ۵-۲۱-ج)، باید از وصله پیچی استفاده گردد.

۵-۶-۳ اتصال گیردار تیر به ستون در دهانه مهاربندی

اتصال باید برای یکی از دو حالت الف یا ب که در ادامه آمده است طراحی گردد.

الف- اتصال با مقاومت خمشی برابر کوچکترین مقدار $1.1R_y M_{pb}$ یا $1.1R_y (M_{pcB} + M_{pcT})$ به همراه نیروهای رسیده از مهاربند به اتصال. در این روابط:

R_y : نسبت تنش مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصه فولاد

M_{pb} : لنگر پلاستیک مقطع تیر

M_{pcB} : لنگر پلاستیک مقطع ستون پایین اتصال

M_{pcT} : لنگر پلاستیک مقطع ستون بالای اتصال

ب- اتصال گیردار با ضوابط متناظر سیستم قاب خمشی معمولی

۷-۵ اتصال مهاربند به تیر و ستون

۷-۵-۱ نوع اتصال

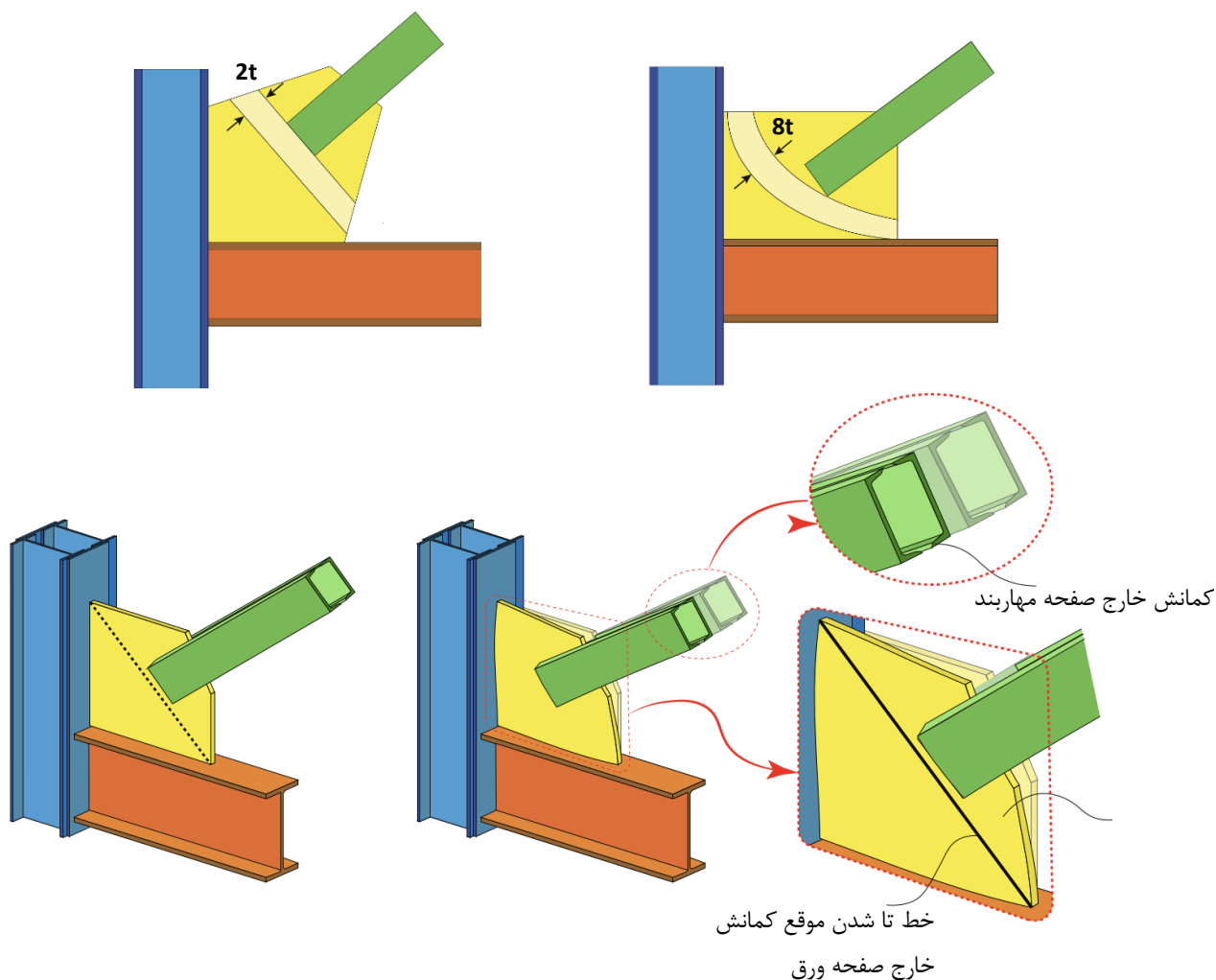
برای اتصال مهاربند به تیر و ستون، می‌توان از اتصال ساده یا گیردار با رعایت محدودیت‌های ارائه شده در بندهای ۷-۵-۲ و ۷-۵-۳ استفاده گردد.

۷-۵-۲ اتصال ساده مهاربند به تیر و ستون

در این نوع اتصال باید محدودیت‌های الف تا د مد نظر قرار گیرد.

الف- شکل اتصال: اتصال باید دارای ظرفیت چرخش دورانی باشد. برای این منظور و در صورت استفاده از تک ورق اتصال، برای تامین سازگاری ورق اتصال با کمانش خارج از صفحه، رعایت فاصله خطی $2t$ یا فاصله بیضوی $8t$ بین انتهای مهاربند با خط آزاد خمش در ورق الزامی می‌باشد. (شکل ۵-۲۲)

شکل ۵-۲۲: فاصله خطی $2t$ و بیضوی $8t$ برای آزادی دورانی غیر الاستیک اتصال مهاربندی ویژه





ب- مقاومت های مورد نیاز طراحی (نیروهای طراحی) اتصال

ب-۱- مقاومت کششی مورد نیاز: برابر $R_y A_g F_y$ که در این رابطه:

R_y : نسبت تنش مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصه فولاد

A_g : سطح مقطع کلی عضو مهاربند

F_y : تنش تسلیم مشخصه فولاد عضو مهاربند

تبصره: در صورت استفاده از اتصال پیچی با استفاده از سوراخ بزرگ شده در یک لایه از اجزاء، اتصال باید از نوع لغزش بحرانی باشد و مقاومت مورد نیاز کششی لازم نیست از بحرانی ترین ترکیب شامل زلزله تشدید یافته بزرگتر در نظر گرفته شود.

ب-۲- مقاومت فشاری مورد نیاز: برابر کوچکترین مقدار $R_y A_g F_y$ و $1.14 A_g F_{cre}$ می‌باشد. که در این روابط:

R_y : نسبت تنش مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصه فولاد

A_g : سطح مقطع کلی عضو مهاربند

F_y : تنش تسلیم مشخصه فولاد عضو مهاربند

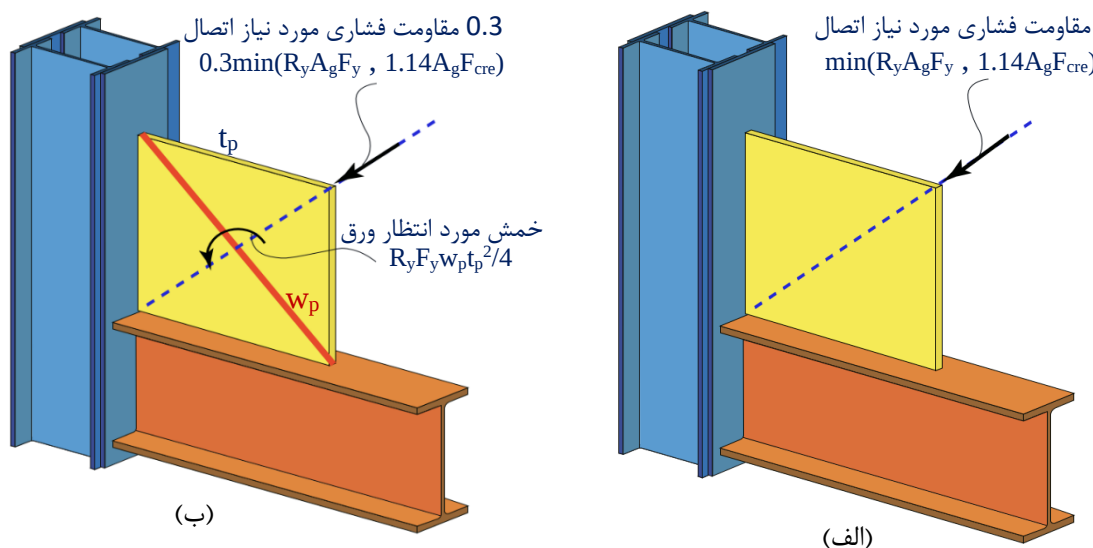
F_{cre} : تنش فشاری مورد انتظار عضو مهاربند که مطابق روابط اعضای فشاری تعیین گردد. با این شرط که به جای F_y از $R_y F_y$ استفاده شده باشد.

ج- مقاومت مورد نیاز طراحی (نیروی طراحی) جوش ورق اتصال به تیر و ستون برای تحمل شرایط کماتش خارج صفحه: برابر بزرگترین مقدار به دست آمده از دو حالت ج-۱ و ج-۲.

ج-۱ نیروی ایجاد شده در لبه های ورق ناشی از مقاومت فشاری مورد نیاز اتصال (نیروی به دست آمده از بند ب-۲). (شکل ۵-۲۳-الف)

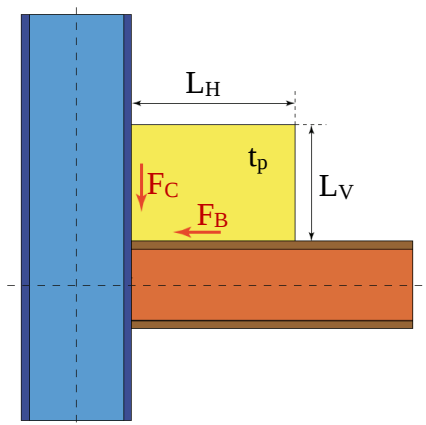
ج-۲ نیروی ایجاد شده در لبه های ورق ناشی از 0.3 مقاومت فشاری مورد نیاز اتصال (نیروی به دست آمده از بند ب-۲) در ترکیب با اثر خمش مورد انتظار ورق (نسبت به محور ضعیف) در محل خط آزاد خمش. (شکل ۵-۲۳-ب)

شکل ۵-۲۳: نیروهای طراحی جوش اتصال ورق مهاربندی به تیر و ستون برای شرایط کمانش خارج صفحه



تبصره: برای طراحی جوش ورق اتصال به تیر و ستون، در جهت اطمینان به جای استفاده از نیروهای بند ج-۱ و ج-۲ می‌توان جوش‌ها را براساس ظرفیت برشی ورق طراحی کرد. بر این اساس مطابق شکل ۵-۲۴ نیروی طراحی جوش ورق به تیر برابر $F_B = 0.6 R_y F_y t_p L_H$ و نیروی طراحی جوش ورق به ستون برابر $F_C = 0.6 R_y F_y t_p L_V$ خواهد بود.

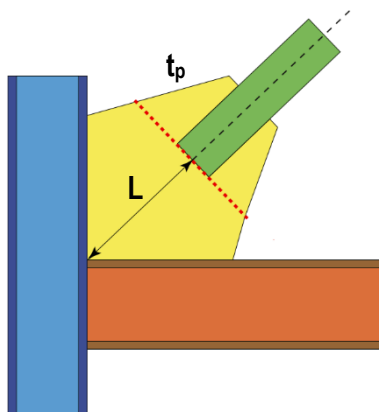
شکل ۵-۲۴: نیروهای در جهت اطمینان طراحی جوش اتصال ورق مهاربندی به تیر و ستون برای شرایط کمانش خارج صفحه



د- کنترل لاغری انتهایی ورق

حداکثر لاغری انتهایی ورق $0.75 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ می‌باشد. (شکل ۵-۲۵)

شکل ۵-۲۵: کنترل لاغری انتهایی ورق



$$\frac{L}{r} \leq 0.75 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

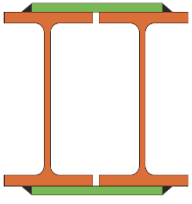
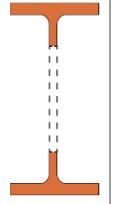
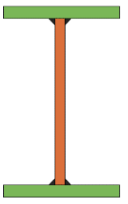
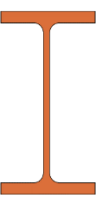
$$r = \sqrt{\frac{t_p}{12}}$$

۶- الزامات شکل پذیری قاب خمشی متوسط

۱-۶ محدودیت تیرها

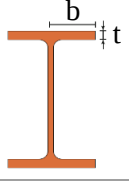
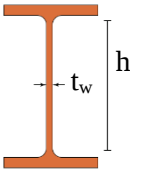
۱-۶-۱ برای تیرها می‌باید از مقطع I شکل (نورد شده یا ساخته شده از ورق) استفاده شود. و استفاده از تیرهای با جان سوراخ دار با سوراخ‌های متوالی (زنبوری) و مقاطع ترکیبی ساخته شده مجاز نمی‌باشد. (جدول ۱-۶)

جدول ۱-۶: مقاطع مجاز و غیر مجاز تیر

مقاطع غیر مجاز تیر	مقاطع مجاز تیر
  	 

۱-۶-۲ اجزای مقطع تیر می‌باید از نوع فشرده لرزه‌ای متوسط (با محدودیت λ_{md} مطابق جدول ۲-۶) باشند.

جدول ۲-۶: نسبت پهنا به ضخامت اجزای مقطع تیر

مثال های نمونه	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت	نسبت پهنا به ضخامت	شرح اجزاء
	λ_{md} (عضو با شکل پذیری متوسط)		
	$0.38 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	b/t	بال‌های مقاطع I شکل
	$3.76(1 - 3.05C_a) \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} \quad \text{for: } C_a \leq 0.113$ $\max \left\{ \begin{array}{l} 2.61(1 - 0.49C_a) \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} \\ 1.56 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} \end{array} \right\} \quad \text{for: } C_a > 0.113$	h/t _w	جان مقاطع I شکل

$C_a = \frac{P_u}{R_y F_y A_g}$

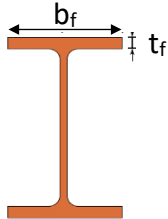
P_u: مقاومت محوری مورد نیاز عضو (نیروی محوری ضریبدار عضو)

R_y: نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصه فولاد و F_y: تنش تسلیم مشخصه فولاد و A_g: سطح مقطع کل

نکته در مدلسازی نرم افزار ETABS: از آنجا که نرم افزار توانایی کنترل محدودیت فشردگی لرزه‌ای برای مقاطعی که در محیط Section Designer ترسیم شده اند را ندارد، بررسی محدودیت فشردگی لرزه‌ای باید با محاسبات دستی انجام شود..

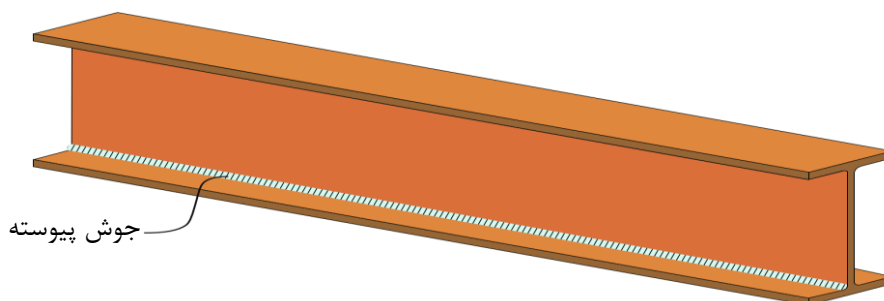
برای تیرورق‌های بدون نیروی محوری و با مشخصات $F_y=235 \text{ MPa}$ حداقل ضخامت بال بر اساس جدول ۳-۶ می‌باشد.

جدول ۳-۶: حداقل ضخامت بال متناسب با پهنای بال تیر

شکل مقطع	پهنای بال (b_f) میلی متر	حداقل ضخامت بال (t_f) میلی متر
	200	10
	250	12
	300	15
	350	20
	400	20

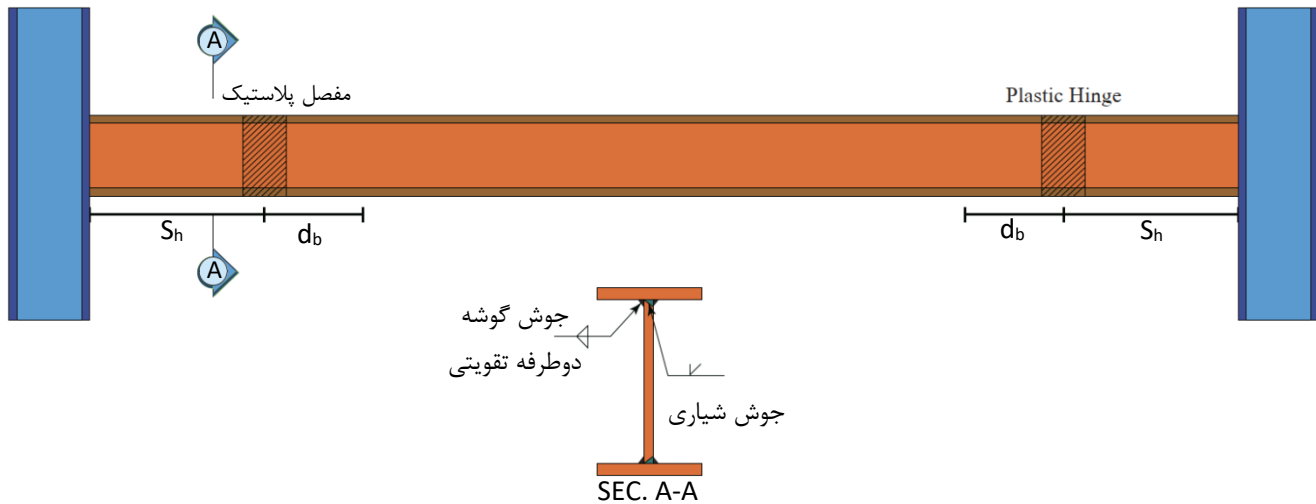
۳-۱-۶ جان مقطع ساخته شده می‌باید به صورت پیوسته به بال متصل گردد. بر این اساس استفاده از جوش منقطع مجاز نمی‌باشد. (شکل ۱-۶)

شکل ۱-۶: پیوستگی جان به بال تیر



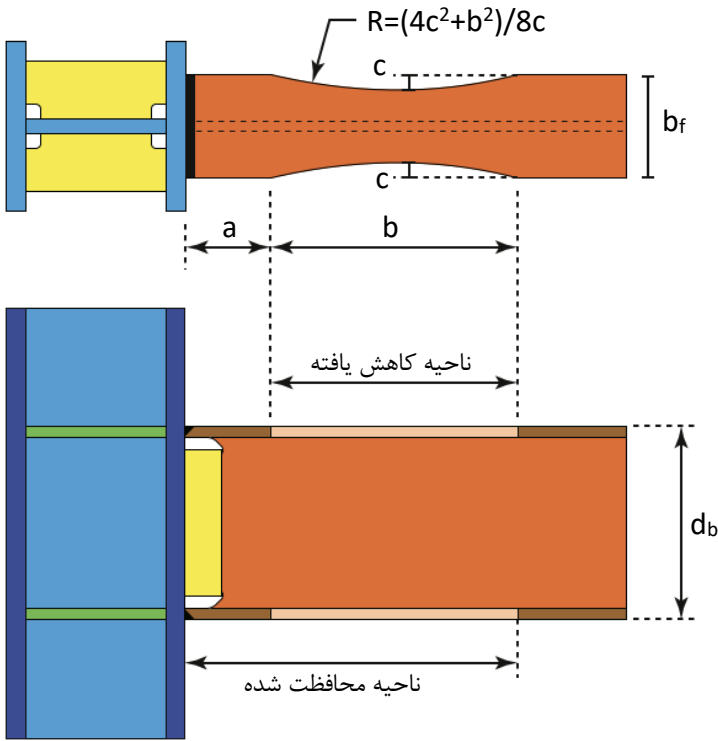
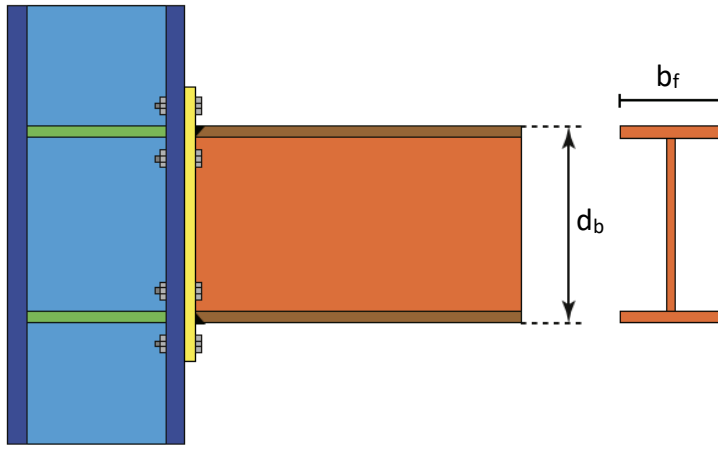
۴-۱-۶ در دو انتهای تیرهای I شکل ساخته شده از ورق، به طول حداقل $S_h + d_b$ ، اتصال جان به بال باید از نوع جوش شیارى با نفوذ کامل همراه با جوش گوشه تقویتی در دوطرف جان باشد. بعد جوش گوشه نباید از کوچکترین دو مقدار ضخامت جان و ۸ میلیمتر کمتر باشد. (شکل ۲-۶)

شکل ۲-۶: اتصال جان به بال تیر در دو انتها

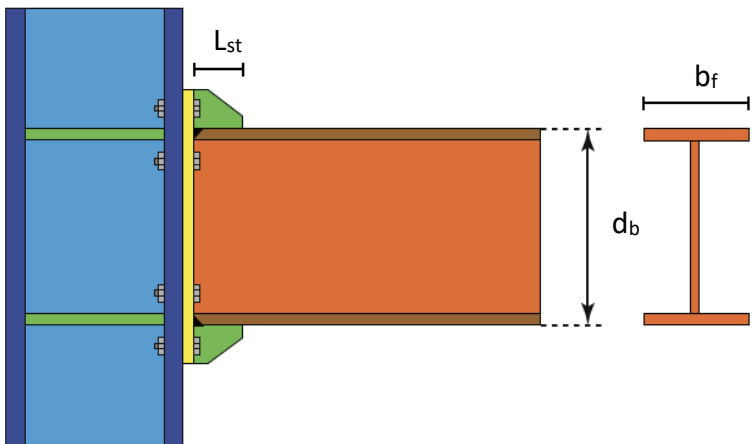
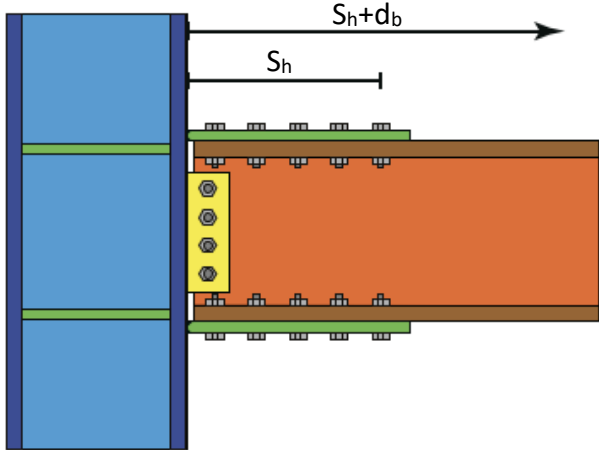


۵-۱-۶ در دو انتهای تیر طول ناحیه محافظت شده مطابق جدول ۴-۶ می‌باشد.

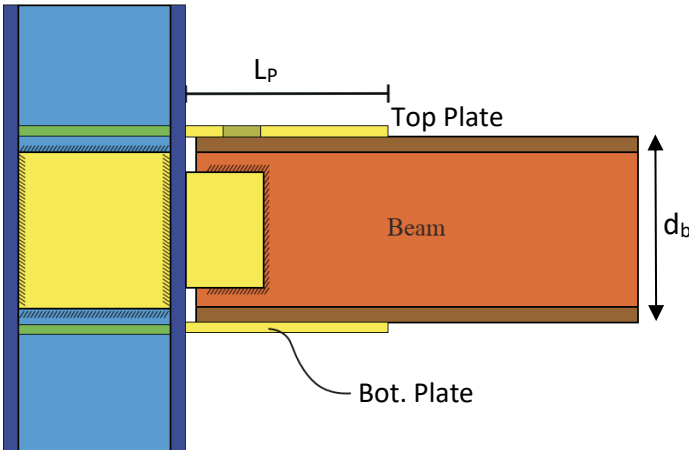
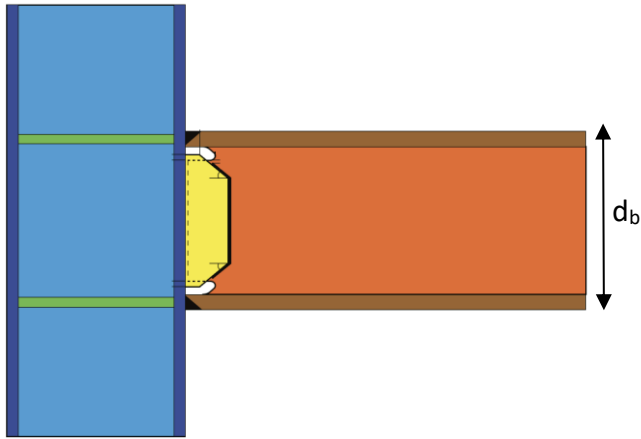
جدول ۴-۶: طول ناحیه محافظت شده تیر

نوع اتصال تیر	طول ناحیه محافظت شده	شکل اتصال
اتصال گیردار با مقطع کاهش یافته	$a+b$	
اتصال گیردار فلنجی بدون سخت کننده	$\text{Min}(d_b, 3b_f)$	

ادامه جدول ۴-۶: طول ناحیه محافظت شده تیر

نوع اتصال	طول ناحیه محافظت شده	شکل اتصال
اتصال گیردار فلنجی با سخت کننده	$\text{Min}(L_{st}, 3b_f)$	
اتصال گیردار با ورق روسری و زیرسری پیچی	$S_h + d_b$	

ادامه جدول ۴-۶: طول ناحیه محافظت شده تیر

نوع اتصال	طول ناحیه محافظت شده	شکل اتصال
اتصال گیردار با ورق روسری و زیرسری جوشی	$L_p + d_b/2$	
اتصال گیردار تقویت نشده جوشی	d_b	

در ناحیه محافظت شده محدودیت‌های زیر می‌باید رعایت گردد.

الف- هر گونه وصله نیم‌رخ یا اجزای مقطع ممنوع می‌باشد.

ب- به کارگیری گل میخ و هر نوع برشگیر ممنوع می‌باشد.

ج- اتصال عناصر سازه ای مانند تیرهای فرعی ممنوع می‌باشد.

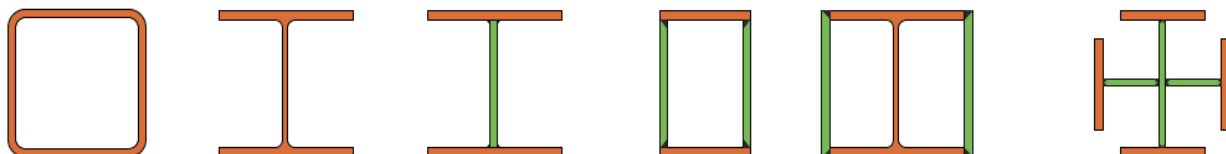
د- اتصال اجزای غیر سازه ای مانند وادار دیوارها، اجزای نما و نگه دانه های تاسیساتی ممنوع می‌باشد.

۲-۶ محدودیت ستون‌ها

۲-۶-۱ برای ستون‌ها می‌باید از مقاطع قوطی شکل (HSS)، مقاطع H شکل (نورد شده یا ساخته شده از ورق)، مقاطع جعبه‌ای (ساخته شده از ورق یا ترکیب مقطع H با ورق کناری) و مقاطع صلیبی استفاده شود.

(شکل ۳-۶)

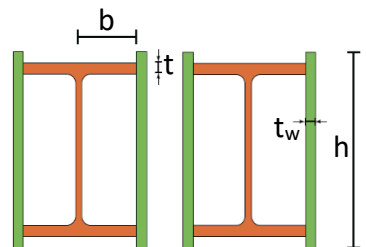
شکل ۳-۶: مقاطع مجاز ستون



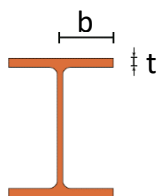
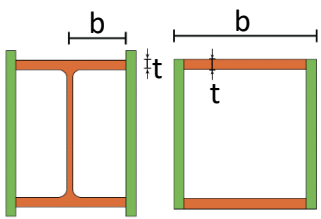
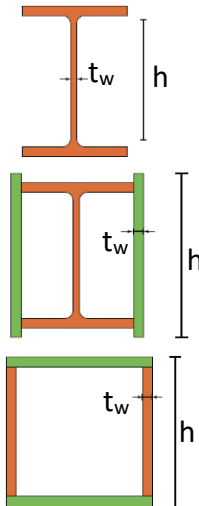
توضیح: استفاده از ورق تقویتی بر روی هر یک از مقاطع اشاره شده و یا استفاده از مقاطع ترکیبی ساخته شده ممنوع می‌باشد.

۲-۶-۲ اجزای مقطع ستون می‌باید از نوع فشرده لرزه‌ای متوسط (با محدودیت λ_{md} مطابق جداول ۵-۶ و ۶-۶) باشند.

جدول ۵-۶: نسبت پهنا به ضخامت اجزای مقطع ستون

مثال‌های نمونه	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت	نسبت پهنا به ضخامت	شرح اجزاء
	λ_{md} (عضو با شکل‌پذیری متوسط)		
	$1.00 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	b/t	بال‌ها، جان و ورق‌های کناری مقاطع I شکل جعبه‌ای شده
		h/tw	بال‌ها و جان‌های مقاطع جعبه‌ای

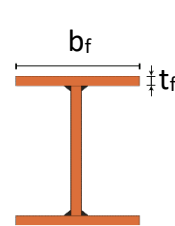
جدول ۶-۶: نسبت پهنا به ضخامت اجزای مقطع ستون
(در شرایطی که تیرهای با اتصال گیردار تنها به بال ستون متصل شود).

مثال های نمونه	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت	نسبت پهنا به ضخامت	شرح اجزاء
	λ_{md} (عضو با شکل پذیری متوسط)		
	$0.38 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	b/t	بال‌های مقاطع I شکل
	$1.00 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	b/t	بال‌های مقاطع I شکل جعبه‌ای شده و بال‌های مقاطع جعبه‌ای
	$3.76(1 - 3.05C_a) \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} \quad \text{for: } C_a \leq 0.113$ $\max \left\{ \begin{array}{l} 2.61(1 - 0.49C_a) \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} \\ 1.56 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} \end{array} \right\} \quad \text{for: } C_a > 0.113$	h/t _w	جان مقاطع I شکل ورق‌های کناری مقاطع I شکل جعبه‌ای شده جان‌های مقاطع جعبه‌ای
$C_a = \frac{P_u}{R_y F_y A_g}$ P_u: مقاومت محوری مورد نیاز عضو (نیروی محوری ضریب‌دار عضو) R_y: نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصه فولاد F_y: تنش تسلیم مشخصه فولاد و A_g: سطح مقطع کل			

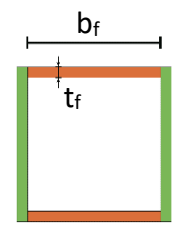
نکته در مدلسازی نرم افزار ETABS: از آنجا که نرم افزار توانایی کنترل محدودیت فشردگی لرزه‌ای برای مقاطعی که در محیط Section Designer ترسیم شده اند را ندارد، بررسی محدودیت فشردگی لرزه‌ای باید با محاسبات دستی انجام شود..

برای ستون های I شکل و جعبه‌ای ساخته شده با مشخصه $F_y=235 \text{ MPa}$ حداقل ضخامت بال بر اساس جداول ۷-۶ و ۸-۶ می‌باشد.

جدول ۷-۶: حداقل ضخامت بال ستون I شکل با فولاد S235 متناسب با پهنای بال

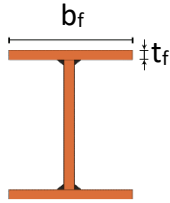
شکل مقطع	پهنای بال (b_f) میلی متر	حداقل ضخامت بال (t_f) میلی متر
	200	10
	250	12
	300	15
	350	20
	400	20
	450	25

جدول ۸-۶: حداقل ضخامت بال ستون جعبه‌ای ساخته شده با فولاد S235 متناسب با پهنای بال

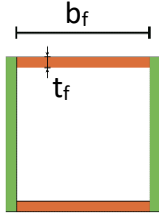
شکل مقطع	پهنای بال (b_f) میلی متر	حداقل ضخامت بال (t_f) میلی متر
	250	10
	300	12
	350	15
	400	15
	450	20

برای ستون های I شکل و جعبه‌ای ساخته شده با مشخصه $F_y=355 \text{ MPa}$ حداقل ضخامت بال بر اساس جداول ۹-۶ و ۱۰-۶ می‌باشد.

جدول ۶-۹: حداقل ضخامت بال ستون I شکل با فولاد S355 متناسب با پهنای بال

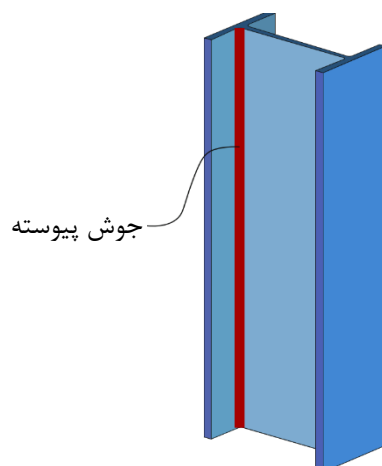
شکل مقطع	پهنای بال (b _f) میلی متر	حداقل ضخامت بال (t _f) میلی متر
	200	12
	250	15
	300	20
	350	25
	400	25
	450	30

جدول ۶-۱۰: حداقل ضخامت بال ستون جعبه‌ای ساخته شده با فولاد S355 متناسب با پهنای بال

شکل مقطع	پهنای بال (b _f) میلی متر	حداقل ضخامت بال (t _f) میلی متر
	250	12
	300	15
	350	20
	400	20
	450	25

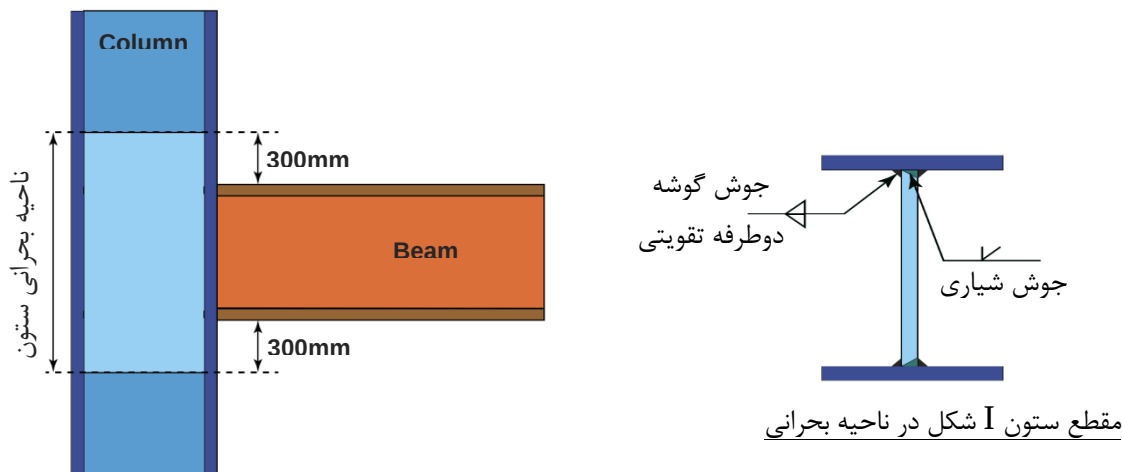
۶-۲-۳ جان مقطع ساخته شده می‌باید به صورت پیوسته به بال متصل گردد. بر این اساس استفاده از جوش

منقطع مجاز نمی‌باشد. (شکل ۶-۴) شکل ۶-۴: پیوستگی جان به بال ستون



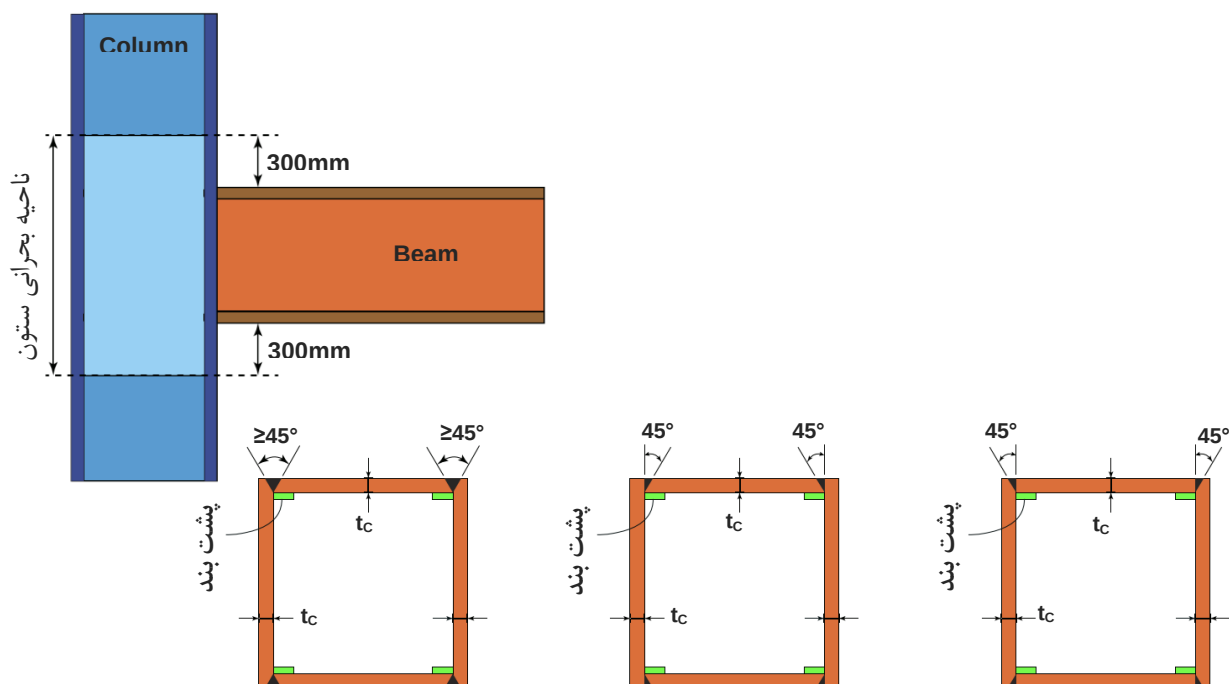
۴-۲-۶ در دو انتهای ستون های I شکل ساخته شده از ورق، در محل اتصال تیر به طول حداقل برابر عمق تیر به علاوه ۳۰۰ میلی متر بالا و پایین آن که به عنوان ناحیه بحرانی ستون نامیده می‌شود، اتصال بال به جان باید از نوع جوش شیاری با نفوذ کامل همراه با جوش گوشه تقویتی در دو طرف جان باشد. بعد جوش گوشه نباید از کوچکترین دو مقدار ضخامت جان و ۸ میلیمتر کمتر باشد. (شکل ۵-۶)

شکل ۵-۶: اتصال جان به بال تیر در دو انتها



۵-۲-۶ در دو انتهای ستون های جعبه‌ای ساخته شده از ورق و ستون های H شکل جعبه‌ای شده، در محل اتصال تیر به طول حداقل برابر عمق تیر به علاوه ۳۰۰ میلی متر بالا و پایین آن که به عنوان ناحیه بحرانی ستون نامیده می‌شود، اتصال بال به جان باید از نوع جوش شیاری با نفوذ کامل همراه با ورق پشت بند باشد. (شکل ۶-۶)

شکل ۶-۶: اتصال جان به بال تیر در دو انتها





جزئیات اجرایی آماده سازی لبه های ورق های مقطع ستون جعبه‌ای برای جوشکاری خارج از ناحیه بحرانی در خارج از ناحیه بحرانی ستون، اتصال بال به جان می‌تواند با استفاده از جوش شیاری با نفوذ نسبی بدون استفاده از ورق پشت بند اجرا گردد.

۳-۶ مهار جانبی تیرها

۳-۶-۱ کلیه تیرهای باربر لرزه‌ای باید دارای مهار جانبی کافی باشند به طوری که در تعیین مقاومت خمشی اسمی تیر، حالت حدی کمانش جانبی پیچشی تعیین کننده نباشد. ($M_n = M_p$)
بر این اساس و با در نظر گرفتن روابط مقاومت خمشی، حداکثر فاصله مهارهای جانبی (L_{br}) می‌باید مطابق رابطه زیر باشد.

$$L_{br} = L_p + \frac{(C_b - 1) \cdot (L_r - L_p) \cdot M_p}{(M_p - 0.7SF_y) \cdot C_b} \leq \frac{0.17r_y \cdot E}{R_y F_y}$$

در جهت اطمینان با در نظر گرفتن $C_b=1$ ، مقدار L_{br} مطابق رابطه زیر ساده خواهد شد.

$$L_{br} = L_p = 1.76r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

در این روابط:

L_{br} : حداکثر فاصله مهار جانبی تیر

M_p : لنگر خمشی پلاستیک مقطع تیر

r_y : شعاع ژیراسیون مقطع تیر نسبت به محور Y

E : مدول الاستیسیته فولاد

R_y : نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصه فولاد

F_y : تنش تسلیم مشخصه فولاد

L_p : طول مهار نشده تیر معادل مرز بین حالت حدی تسلیم و حالت حدی کمانش جانبی-پیچشی غیر الاستیک

C_b : ضریب اصلاح کمانش جانبی-پیچشی

L_r : طول مهار نشده تیر معادل مرز بین حالت حدی کمانش جانبی-پیچشی غیر الاستیک و الاستیک

۳-۶-۲ مهار جانبی اضافی

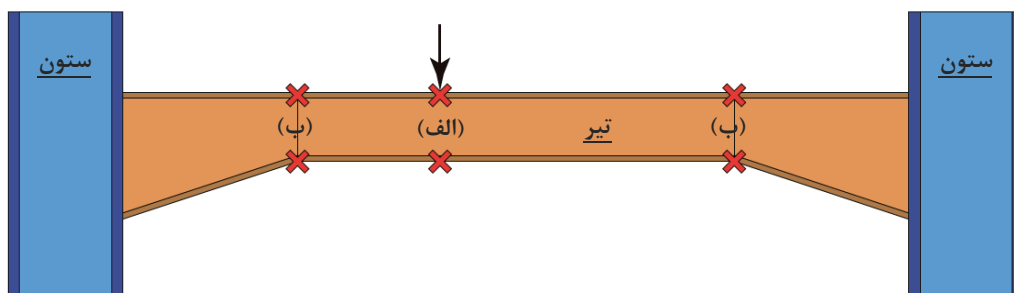
علاوه بر آنچه در بند ۳-۶-۱ اشاره شد، تیرهای اصلی در قاب خمشی می‌باید در محل‌های زیر مهار شوند.
(شکل ۶-۷)

الف- در محل بار متمرکز خارجی

ب- در محل تغییر مقطع

ج- مجاورت مفصل پلاستیک که در فاصله بین انتهای ناحیه محافظت شده (موضوع بند ۶-۱-۵) و نصف عمق تیر بعد از آن می‌باشد (به جز تیرهای با اتصال فلنجی).

شکل ۶-۷: محل مهار جانبی اضافی مورد نیاز در تیرها



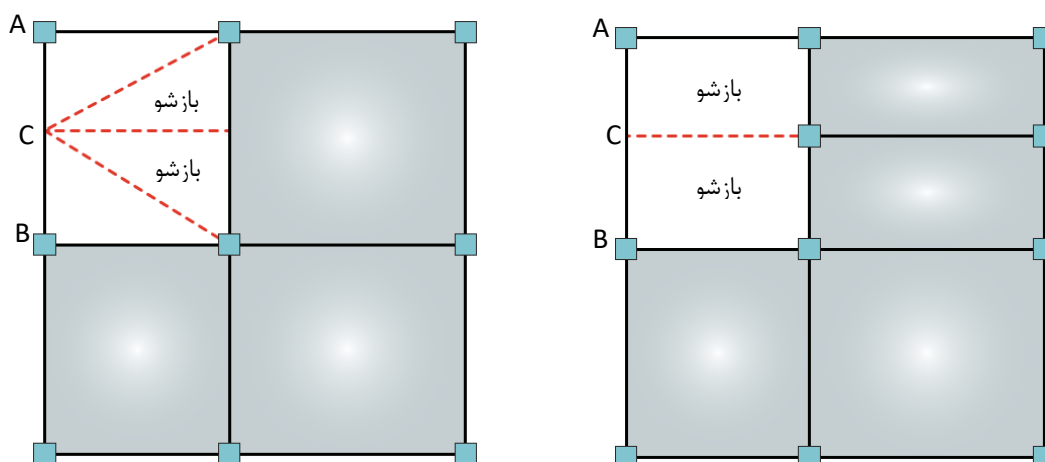
لازم به ذکر است در شرایطی که تیر به عنوان تیر میانی در سقف تیرچه بلوک یا در حالتی که تیر دارای برشگیر با فواصل حداکثر ۳۰ سانتی متر در سقف مرکب باشد، الزامی به استفاده از مهار جانبی اضافی نمی‌باشد.

۳-۳-۶ برای مهار تیرها یا باید هر دو بال تیر به صورت جانبی مهار گردند یا مقطع تیر از طریق مهار پیچشی نقطه ای، مهار شود.

نمونه هایی از مهار جانبی و مهار پیچشی در بندهای ۳-۳-۶-الف و ۳-۳-۶-ب آورده شده است.

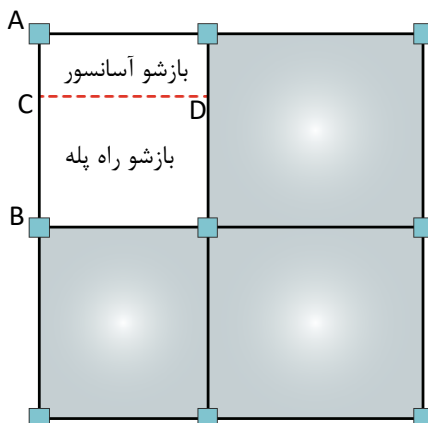
۳-۳-۶-الف در شکل ۸-۶ نقطه C از تیر AB بوسیله تیر (مهار افقی) به نقاط ثابت دیافراگم (ستون ها) متصل شده و از نظر جانبی مهار شده است.

شکل ۸-۶: نمونه هایی از مهار جانبی تیر



۶-۳-۳-ب در شکل ۹-۶ تیر فرعی CD مهار پیچشی تیر AB (در نقطه C) محسوب می‌گردد. (با توجه به اینکه تیر فرعی CD به نقاط ثابت دیافراگم متصل نشده مهار جانبی محسوب نمی‌گردد).

شکل ۹-۶: نمونه‌هایی از مهار جانبی تیر



۶-۳-۴ طراحی مهار

۶-۳-۴-۱ طراحی مهار جانبی

نیروی طراحی فشاری مهار جانبی هر دو بال برابر با $\frac{0.02M_r}{h_o}$ می‌باشد.

این نیروی طراحی برای مهار جانبی اضافی در مجاورت ناحیه مفصل پلاستیک برابر با $\frac{0.06M_r}{h_o}$ می‌باشد.

همچنین حداقل سختی محوری مهار جانبی برابر $\frac{10M_r}{0.75L_b h_o}$ می‌باشد.

در این روابط:

M_r : لنگر خمشی مورد نیاز تیر و برابر با $R_y Z_b F_y$

h_o : فاصله بین مرکز سطح بالهای فوقانی و تحتانی

L_b : فاصله بین مهارهای جانبی

R_y : نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصه فولاد

Z_b : اساس مقطع پلاستیک تیر

۶-۳-۴-۲ طراحی مهار پیچشی

لنگر طراحی مهار پیچشی برابر با $0.02M_r$ می‌باشد.

این لنگر طراحی برای مهار جانبی اضافی در مجاورت ناحیه مفصل پلاستیک برابر با $0.06M_r$ می‌باشد.

همچنین حداقل سختی دورانی مهار پیچشی برابر $\frac{\beta_T}{1 - \frac{\beta_T}{\beta_{sec}}}$ می‌باشد.

در این روابط:



M_r : لنگر خمشی مورد نیاز تیر و برابر با $F_y Z_b$

$$\beta_T = \frac{2.4L}{0.75nEI_{yeff}} \left(\frac{M_r}{C_b} \right)^2$$

$\beta_{sec} = \frac{3.3E}{h_o} \left(\frac{1.5h_o t_w^3}{12} + \frac{1.5t_{st} b_s^3}{12} \right)$ و باید توجه شود مقدار β_{sec} می‌باید بزرگتر از β_T بشود والا سختی مهار پیچشی مناسب نیست.

$I_{yeff} = I_{yc} + \left(\frac{t}{c} \right) I_{yt}$ که برای تیرهای با مقطع کاملاً متقارن، $I_{yeff} = I_{yc}$ خواهد بود.

I_{yc} : ممان اینرسی بال فشاری نسبت به محور ضعیف مقطع

I_{yt} : ممان اینرسی بال کششی نسبت به محور ضعیف مقطع

I_y : ممان اینرسی تیر نسبت به محور قائم

C : فاصله تار خنثی تا دورترین تار فشاری مقطع

t : فاصله تار خنثی تا دورترین تار کششی مقطع

E : مدول الاستیسیته فولاد

h_o : فاصله بین مرکز سطح بالهای فوقانی و تحتانی

t_w : ضخامت جان مقطع تیر

t_{st} : ضخامت سخت کننده عرضی در جان تیر

b_s : پهنای سخت کننده عرضی در جان تیر (برای سخت کننده دوطرفه در دو ضرب می‌شود).

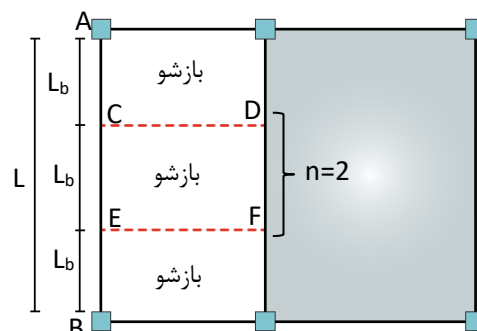
L : طول دهانه تیر

n : تعداد مهارهای پیچشی در طول دهانه تیر

C_b : ضریب اصلاح کمانش جانبی-پیچشی تیر

برخی از پارامترها در شکل ۶-۱۰ نشان داده شده اند.

شکل ۶-۱۰: پارامترهای مهار جانبی تیر



۵-۳-۶ اثر بتن در مهار تیر فولادی

اتصال مناسب تیر فولادی به بتن از طریق برشگیر و یا در حالت مدفون در بتن ایجاد می‌گردد. بر این اساس برای دو نوع سقف متعارف در سازه‌های فولادی (سقف تیرچه بلوک و سقف مرکب) اثر بتن در مهار تیرهای فولادی در بندهای ۵-۳-۶-الف و ۵-۳-۶-ب اشاره می‌گردد.

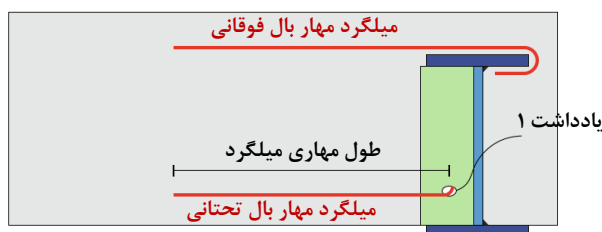
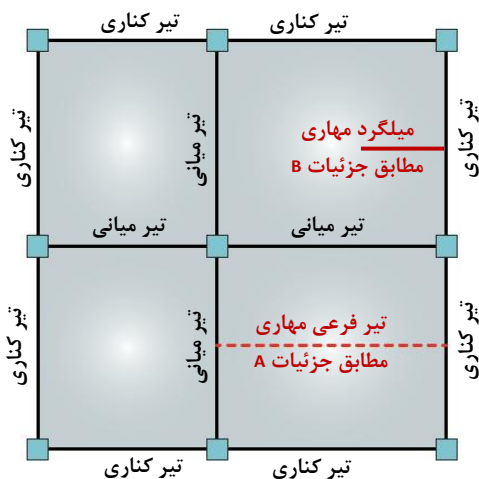
۵-۳-۶-الف تیرها در سقف تیرچه بتنی و بلوک

تیرهای میانی (شکل ۱۱-۶) در این سقف در حالتی که ارتفاع تیر در حدود ضخامت سقف باشد، به عنوان تیر مدفون در بتن محسوب شده و مهار شده فرض می‌گردد.

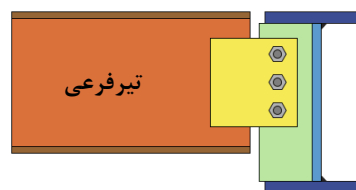
تیرهای کناری (شکل ۱۱-۶) در این سقف مهار نشده محسوب شده و طول مهار نشده آنها، طول کل تیر می‌باشد. برای مهار جانبی تیرهای کناری می‌توان از تیر فرعی مطابق جزئیات A در شکل ۱۱-۶ یا از میلگرد مطابق جزئیات B در شکل ۱۱-۶ و یا جزئیات مناسب دیگر استفاده کرد.

نکته مهم: با توجه به غیر اجرایی بودن این جزئیات در تمامی دهانه‌های پیرامونی، استفاده از سقف تیرچه بتنی و بلوک در سازه‌های فولادی مناسب نمی‌باشد و می‌توان به جای آن، از تیرچه فلزی و بلوک استفاده کرد.

شکل ۱۱-۶: وضعیت تیرها در سقف تیرچه بلوک



جزئیات B



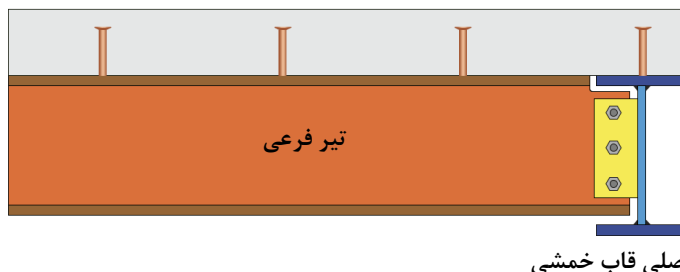
جزئیات A

یادداشت ۱: اتصال میلگرد به ورق می‌تواند از طریق جوش گوشه انجام گردد. و در صورت استفاده از میلگرد AIII از الکترود E90 استفاده شود.

۶-۳-۵- تیرها در سقف مرکب

بال فوقانی تیرها در این نوع سقف به دلیل وجود برشگیر مهار شده محسوب می گردند. بال تحتانی این تیرها در حالتی که تیر فرعی متعامد با آن اجرا می گردد، می تواند در آن محل مهار شده محسوب گردد. (شکل ۶-۱۲)

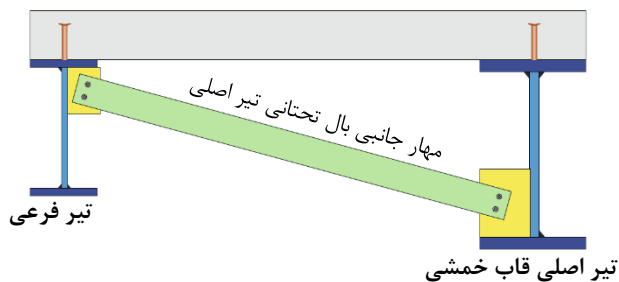
شکل ۶-۱۲: مهار جانبی هر دو بال تیر اصلی در قابهای خمشی با تیر فرعی متعامد



تیر اصلی قاب خمشی

لیکن در حالتی که تیرهای فرعی موازی تیر اصلی در قاب خمشی باشد، بال تحتانی تیر اصلی، مهار نشده محسوب شده و برای مهار جانبی آن می توان از جزئیات ارائه شده در شکل ۶-۱۳ یا جزئیات مشابه دیگر استفاده کرد.

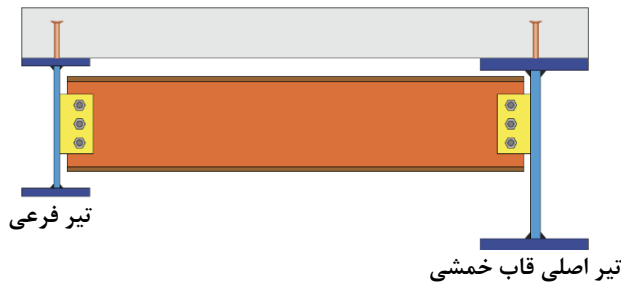
شکل ۶-۱۳: نمونه ای از مهار جانبی بال تحتانی تیر اصلی در قابهای خمشی



تیر اصلی قاب خمشی

همچنین جزئیات ارائه شده در شکل ۶-۱۴ به عنوان مهار پیچشی تیر اصلی در قاب خمشی محسوب می گردد.

شکل ۶-۱۴: نمونه ای از مهار پیچشی تیر اصلی در قابهای خمشی



تیر اصلی قاب خمشی



۴-۶ مقاومت برشی مورد نیاز (نیروی برشی طراحی) تیرها

مقاومت برشی مورد نیاز تیرها مطابق رابطه $V_u = V_{gr} + V_E$ محاسبه می گردد.

در این رابطه:

V_{gr} : برش انتهایی تیر ناشی از بارهای ثقلی ضریبدار (با ترکیب بار 1.2D+L)

V_E : برش ناشی از خمش در محل مفصل پلاستیک محدود به ظرفیت برابر با $\frac{2[1.1R_y M_p]}{L_h}$

که در آن:

M_p : لنگر خمشی پلاستیک مقطع تیر

R_y : نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصه فولاد

L_h : فاصله بین مفاصل پلاستیک دو انتهای تیر

نکته در مدلسازی نرم افزار ETABS:

نرم افزار قادر است این نیروی برشی طراحی را محاسبه کند، ولیکن کنترل برش در نرم افزار بر اساس آن انجام نمی گردد و می باید به صورت دستی کنترل گردد. برای مشاهده نیروی برشی طراحی تیر مراحل زیر می باید انجام گردد.

مرحله ۱: در تنظیمات طراحی، آیین نامه طراحی (Design Code)، نوع قاب (Frame Type) و در نظر گرفتن آیین نامه لرزه‌ای (Ignore Seismic Code) می باید مطابق شکل ۶-۱۵ اعمال گردد.

مرحله ۲: در نمایش نتایج طراحی، نیروی برشی انتهایی تیر (Beam End Shear Force) همان نیروی برشی طراحی اشاره شده می باشد. (شکل ۶-۱۶)

شکل ۶-۱۵: تنظیمات طراحی در قابهای خمشی

	Item	Value
01	Design Code	AISC 360-16
02	Multi-Response Case Design	Step-by-Step - All
03	Framing Type	IMF
04	Seismic Design Category	D
05	Importance Factor	1
06	Design System Rho	1
07	Design System Sds	0
08	Design System R	5
09	Design System Omega0	3
10	Design System Cd	4.5
11	Design Provision	LRFD
12	Analysis Method	Direct Analysis
13	Second Order Method	General 2nd Order
14	Stiffness Reduction Method	Tau-b Variable
25	Ignore Seismic Code?	No
26	Ignore Special Seismic Load?	No

شکل ۶-۱۶: نیروی برشی طراحی تیر

Display Steel Frame Design Results

☒ Design Output
 P-M Colors/Beam End Shear Force

☐ Design Input



۵-۶ جوش بحرانی لرزه‌ای

الف- جوش شیاری در وصله ستون

ب- جوش شیاری بال و جان تیر به ستون یا جوش شیاری ورق اتصال تیر به ستون

ج- جوش اتصال ستون به کف ستون

۶-۶ اتصال تیر به ستون

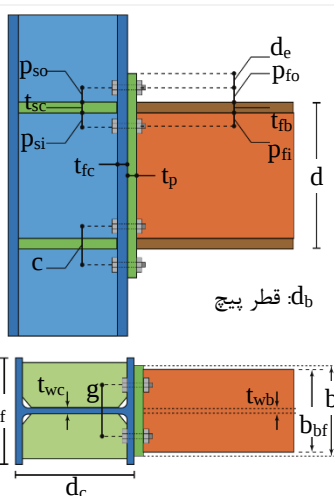
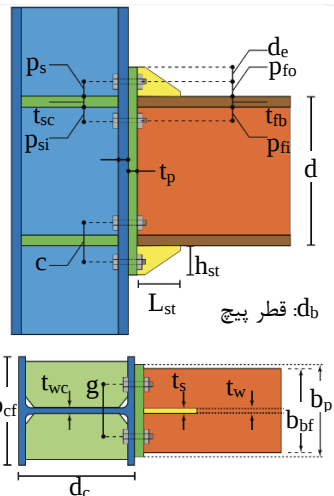
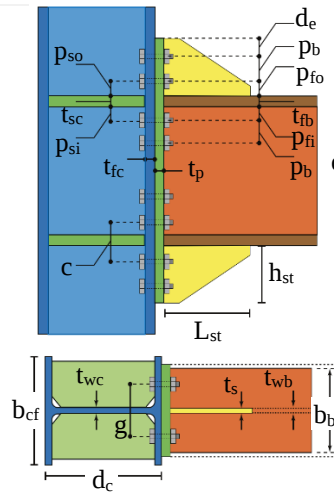
۶-۶-۱ نوع اتصال

برای اتصال تیر به ستون باید از اتصالات از پیش تایید شده مطابق جدول ۶-۱۱ با رعایت محدودیت‌های ارائه شده جداول ۶-۱۲ و ۶-۱۳ استفاده گردد.

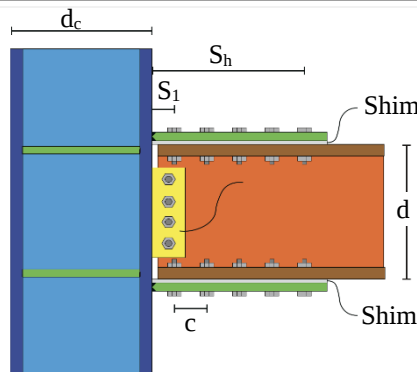
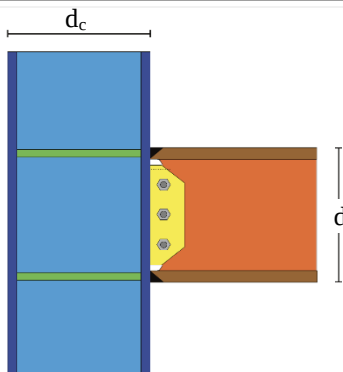
جدول ۶-۱۱: اتصالات از پیش تایید شده

ردیف	نوع اتصال	مخفف
۱	اتصال تیر با مقطع کاهش یافته	RBS
۲	اتصال فلنجی چهار پیچی بدون استفاده از ورق لچکی	BUEEP
۳	اتصال فلنجی چهار یا هشت پیچی با استفاده از ورق لچکی	BSEEP
۴	اتصال پیچی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری	BFP
۵	اتصال جوشی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری	WFP
۶	اتصال مستقیم تقویت نشده جوشی	WUF-W
۷	اتصال پیچی با جفت سپری	DT
۸	اتصال تیر با مقطع کاهش یافته و دیافراگم عبوری از ستون	TD-RBS
۹	اتصال تقویت نشده جوشی با دیافراگم عبوری از ستون	TD-WUFW
۱۰	اتصال تیر با بال پهن شده و دیافراگم عبوری از ستون	TD-Widened

جدول ۶-۱۲: محدودیت‌های اتصالات فلنجی (کلیه واحدها میلی متر می‌باشد).

نوع اتصال محدودیت	اتصال فلنجی چهار پیچه بدون سخت کننده	اتصال فلنجی چهار پیچه با سخت کننده	اتصال فلنجی هشت پیچه با سخت کننده
شکل اتصال			
	$S_h = \min(d_b/2, 3b_f)$	$S_h = L_{st} + t_p$	$S_h = L_{st} + t_p$
تیر	$340 \leq d \leq \min(700, L_n/5)$	$340 \leq d \leq \min(700, L_n/5)$	$440 \leq d \leq \min(1000, L_n/5)$
	$150 \leq b_{bf} \leq 250$	$150 \leq b_{bf} \leq 250$	$200 \leq b_{bf} \leq 350$
	$10 \leq t_{bf} \leq 25$	$10 \leq t_{bf} \leq 25$	$15 \leq t_{bf} \leq 30$
ستون	$d_c \leq 1000$	$d_c \leq 1000$	$d_c \leq 1000$
	$\max(180, b_{bf}) \leq b_p \leq 300$	$\max(180, b_{bf}) \leq b_p \leq 300$	$\max(240, b_{bf}) \leq b_p \leq 400$
	$12 \leq t_p \leq 60$	$12 \leq t_p \leq 50$	$20 \leq t_p \leq 70$
	$100 \leq g \leq \min(160, b_{bf})$	$80 \leq g \leq \min(160, b_{bf})$	$120 \leq g \leq \min(160, b_{bf})$
ورق انتهایی	$\max(35, S) \leq p_{fi}, p_{fo} \leq 120$ $S = d_b + 13$ for $d_b \leq 25$ $S = d_b + 19$ for $d_b \leq 25$	$\max(50, S) \leq p_{fi}, p_{fo} \leq 150$ $S = d_b + 13$ for $d_b \leq 25$ $S = d_b + 19$ for $d_b \leq 25$	$\max(40, S) \leq p_{fi}, p_{fo} \leq 50$ $S = d_b + 13$ for $d_b \leq 25$ $S = d_b + 19$ for $d_b \leq 25$
	-	-	$\max(90, 2.7d_b) \leq P_b \leq 100$
	-	$1.75h_{st} \leq L_{st}$	$1.75h_{st} \leq L_{st}$
	-	$\max(t_{wb}, 1.79h_{st}\sqrt{F_y/E}) \leq t_{st}$	$\max(t_{wb}, 1.79h_{st}\sqrt{F_y/E}) \leq t_{st}$
لچکی	اتصال	جوش شیار با نفوذ کامل، چنانچه ضخامت لچکی کوچکتر یا مساوی ۱۰ میلی متر باشد می‌توان از جوش گوشه دو طرفه با حداقل بعد $\max(0.8t_{st}, 6mm)$ استفاده کرد.	جوش شیار با نفوذ کامل، چنانچه ضخامت لچکی کوچکتر یا مساوی ۱۰ میلی متر باشد می‌توان از جوش گوشه دو طرفه با حداقل بعد $\max(0.8t_{st}, 6mm)$ استفاده کرد.
اتصال تیر به ورق انتهایی	بال	جوش شیار با نفوذ کامل به همراه جوش گوشه با حداقل بعد ۸ میلی متر در وجه داخلی بال	جوش شیار با نفوذ کامل، چنانچه ضخامت جان تیر کوچکتر یا مساوی ۱۰ میلی متر باشد می‌توان از جوش گوشه دو طرفه با طراحی استفاده کرد و حداقل بعد آن $\max(0.8t_{wb}, 8mm)$ می‌باشد.
	جان	جوش شیار با نفوذ کامل، چنانچه ضخامت جان تیر کوچکتر یا مساوی ۱۰ میلی متر باشد می‌توان از جوش گوشه دو طرفه با طراحی استفاده کرد و حداقل بعد آن $\max(0.8t_{wb}, 8mm)$ می‌باشد.	

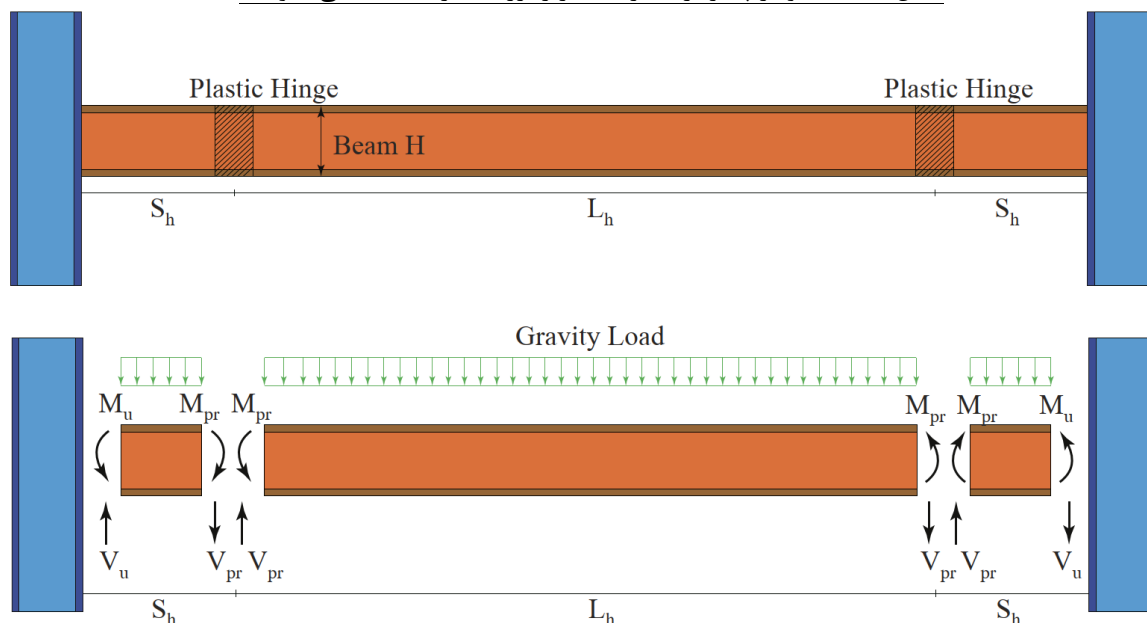
جدول ۶-۱۳: محدودیت های سایر اتصالات از پیش تایید شده (کلیه واحدها میلی متر می باشد).

نوع اتصال محدودیت		اتصال پیچی با ورقهای روسری و زیرسری		اتصال مستقیم تقویت نشده جوشی	
شکل اتصال					
		S_h برابر فاصله آخرین پیچ تا بر ستون این طول نباید بزرگتر از ارتفاع تیر بشود.		S_h برابر صفر	
		قاب متوسط	d ≤ min(1000 , L_n/7)	قاب متوسط	d ≤ min(1000 , L_n/5)
تیر	قاب ویژه	d ≤ min(1000 , L_n/9)	قاب ویژه	d ≤ min(1000 , L_n/7)	
	W ≤ 250kg/m		W ≤ 300kg/m		
	t _{bf} ≤ 30		t _{bf} ≤ 30		
	شکل H	کف مرکب	d _c ≤ 1000	d _c ≤ 1000	
کف تیرچه بلوک		d _c ≤ 400	d _c ≤ 750		
جعبه‌ای		t _f ≤ 6		د _c ≤ 750	
ورق پرکننده		جوش بحرانی لرزه‌ای شیار با نفوذ کامل		-	
اتصال ورق و روسری و زیرسری		با پیچ رده ۱۰.۹ و حداکثر قطر ۲۷ میلی متر سوراخ بال تیر استاندارد و سوراخ ورق، استاندارد یا بزرگ شده		-	
به ستون		جوش شیار با نفوذ کامل یا جوش گوشه دوطرفه با ظرفیت معادل مقاومت برشی مورد نیاز اتصال (V _r) و حداقل بعد ۰/۸ ضخامت ورق و ۸ میلی متر		جوش شیار با نفوذ کامل یا جوش گوشه با ظرفیت معادل: 0.6R _y F _y h _{ptp}	
به تیر		با استفاده از پیچ سوراخ جان تیر و ورق، یکی استاندارد و دیگری استاندارد یا لوبیایی کوتاه افقی		جوش گوشه با ضخامت برابر ضخامت ورق منهای ۲ میلی متر	
اتصال بال تیر		-		جوش شیار با نفوذ کامل	
اتصال جان تیر		-		جوش شیار با نفوذ کامل	

۶-۲ نیروی طراحی (مقاومت مورد نیاز) اتصال

مقاومت خمشی مورد نیاز اتصال (M_r) و مقاومت برشی مورد نیاز اتصال (V_r)، باید با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بارهای ثقلی و آثار زلزله محدود به ظرفیت مولفه خمش در محل تشکیل مفصل پلاستیک تعیین شود. (شکل ۶-۱۷)

شکل ۶-۱۷: نمودار پیکر آزاد تیرهای باربر لرزه‌ای در قاب خمشی متوسط



در این شکل:

S_h : فاصله بین محل تشکیل مفصل پلاستیک تا بر ستون مطابق اتصالات از پیش تایید شده

L_h : فاصله بین محل تشکیل مفصل پلاستیک در طول تیر

M_{hr} : لنگر پلاستیک محتمل تیر در محل تشکیل مفصل پلاستیک که برابر با $1.1R_y.Z.F_y$ می‌باشد. و در این رابطه:

R_y : نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصه فولاد

Z : اساس مقطع پلاستیک تیر

F_y : تنش تسلیم مشخصه فولاد تیر

V_{hr} : برش در محل مفصل پلاستیک تیر که به طور تقریبی برابر با $\frac{2M_{hr}}{L_h} + V_{gravity}$ می‌باشد. و در این رابطه:

$V_{gravity}$: برش انتهایی تیر ناشی از بارهای ثقلی (با بحرانی ترین ترکیب ثقلی در ترکیبات لرزه‌ای که

به طور معمول ترکیب $1.2D+L+0.2S$ خواهد بود).

V_r : مقاومت برشی مورد نیاز اتصال (نیروی برشی طرح اتصال) برابر با $\frac{2M_{hr}}{L_h} + V_{gravity}$



M_r : مقاومت خمشی مورد نیاز اتصال (لنگر خمشی طرح اتصال) برابر با $M_{hr} + V_{hr} \cdot S_h$

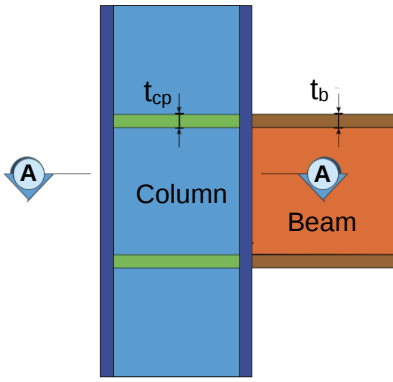
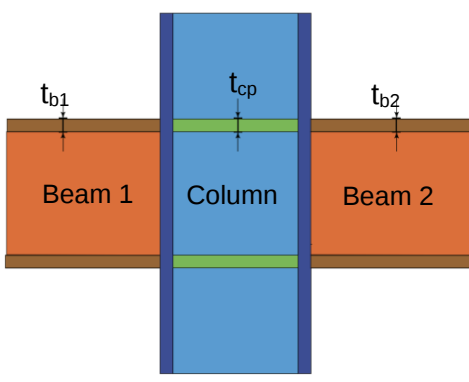
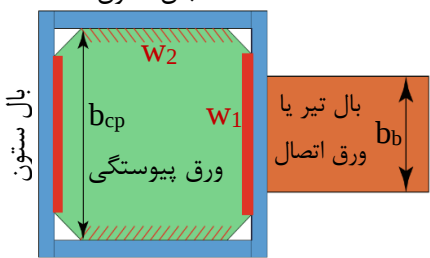
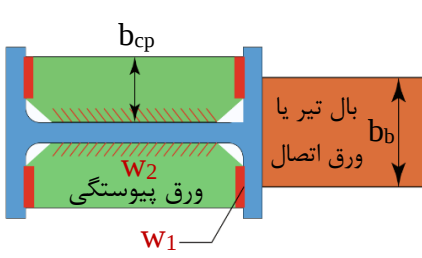
۳-۶-۶ ورق پیوستگی در اتصال تیر به ستون

۱-۳-۶-۶ نیاز یا عدم نیاز به ورق پیوستگی در اتصال تیر به ستون مطابق جدول ۱۴-۶ می‌باشد.

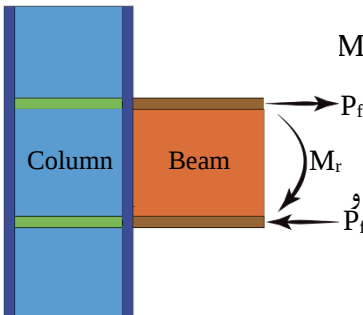
جدول ۱۴-۶: بررسی نیاز به ورق پیوستگی

بررسی نیاز یا عدم نیاز به ورق پیوستگی		مقطع ستون
نیاز به ورق پیوستگی مطابق مشخصات جدول ۶-۱۵ می‌باشد.		قوطی شکل
نیاز به ورق پیوستگی مطابق مشخصات جدول ۶-۱۵ می‌باشد.	اگر $t_{cf} \leq b_b/6$	H شکل
در صورت کنترل های خمش موضعی بال ستون، تسلیم موضعی جان ستون، چروکیدگی موضعی جان ستون و کمانش کلی جان ستون در مقابل نیروی متمرکز حاصل از خمش اتصال تیر به ستون و جوابگو بودن آنها نیاز به ورق پیوستگی نمی‌باشد. در صورت جوابگو نبودن هر یک از کنترل های اشاره شده و یا عدم کنترل موارد فوق ورق پیوستگی می‌باید مطابق مشخصات جدول ۶-۱۵ استفاده گردد.	اگر $t_{cf} > b_b/6$	
توضیحات: در این جدول، t_{cf} : ضخامت بال ستون b_b : پهنای بال تیر یا پهنای ورق اتصال		

جدول ۶-۱۵: مشخصات ورق پیوستگی

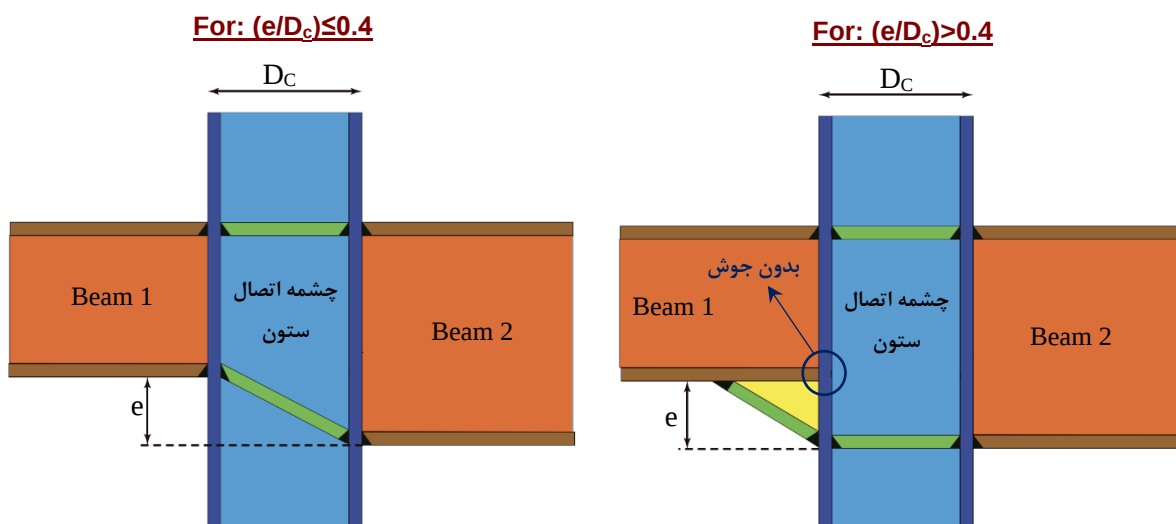
جزئیات	ستون قوطی	ستون H
نمای جانبی شکل اتصال	 الف-تیر به یک وجه ستون متصل می‌شود. ب-تیر به هر دو وجه ستون متصل می‌شود. t_b: ضخامت بال تیر یا ورق اتصال	
	مقطع A-A  جان ستون بال تیر یا ورق اتصال b_b ورق پیوستگی w_1 ورق پیوستگی w_2 بال ستون b_{cp}	 بال تیر یا ورق اتصال b_b ورق پیوستگی w_1 ورق پیوستگی w_2 بال ستون b_{cp}
هندسه ورق	طول	برابر فاصله خالص دو بال ستون
	پهنا (b_{cp})	برابر فاصله دو جان ستون
	ضخامت (t_{cp})	مجموع پهنای ورق‌های پیوستگی در دو طرف جان باید از پهنای بال تیر یا پهنای ورق اتصال بزرگتر باشد.
	نمای الف	$t_{cp} \geq 0.5t_b$
نمای ب	ضخامت (t_{cp})	$t_{cp} \geq 0.75t_b$
	نمای الف	$t_{cp} \geq 0.5t_b$

ادامه جدول ۶-۱۵: مشخصات ورق پیوستگی

ستون H	ستون قوطی	جزئیات	
جوش شیاری با نفوذ کامل، یا جوش گوشه دوطرفه مشروط به اینکه حداقل ضخامت آن ۷۵ درصد ضخامت ورق پیوستگی باشد.	جوش شیاری با نفوذ کامل، یا جوش گوشه دوطرفه مشروط به اینکه حداقل ضخامت آن ۷۵ درصد ضخامت ورق پیوستگی باشد.	$t_{cp} \leq 20mm$	اتصال به بال ستون (W1)
جوش شیاری با نفوذ کامل	جوش شیاری با نفوذ کامل	$t_{cp} > 20mm$	جوش ورق
جوش شیاری با نفوذ کامل، یا جوش گوشه دو طرفه، در این حالت نیروی طراحی جوش می‌تواند مقاومت برشی ورق پیوستگی در محل تماس با جان ستون در نظر گرفته شود. بر این اساس حداقل بعد جوش گوشه حدودا $t_{cp} \cdot F_y / F_{ue}$ خواهد بود.	جوش شیاری با نفوذ کامل، یا جوش گوشه دو طرفه، در این حالت نیروی طراحی جوش می‌تواند مقاومت برشی ورق پیوستگی در محل تماس با جان ستون در نظر گرفته شده و حداقل بعد جوش گوشه حدودا $t_{cp} \cdot F_y / F_{ue}$ خواهد شد.	اتصال به جان ستون (W2)	
F_y تنش تسلیم مشخصه فولاد ورق پیوستگی و F_{ue} تنش کشش نهایی فلز جوش می‌باشد.			
$0.56 \sqrt{E / (R_y F_y)}$	$1.49 \sqrt{E / (R_y F_y)}$ توجه: در شرایطی که اتصال گیردار تنها در یک‌راستا به ستون متصل شود و وجه چهارم ورق پیوستگی به ستون متصل نشده باشد، محدودیت $0.56 \sqrt{E / (R_y F_y)}$ خواهد بود.	حداکثر پهنا به ضخامت (b_{cp} / t_{cp})	
 $P_f = M_r / d^*$ M_r: مقاومت خمشی مورد نیاز اتصال برابر با $M_{hr} + V_{hr} \cdot S_h$ مطابق توضیحات بند ۶-۶-۲ d^*: فاصله بین مراکز سطح بالهای تیر یا ورقهای روسری و زیرسری نکته: در غیاب محاسبات دقیق، ضخامت ورق پیوستگی می‌باید برابر بیشترین ضخامت بال تیرها یا ورقهای اتصال رسیده به گره در نظر گرفته شود.		نیروی طراحی ورق (P_f)	

۶-۳-۲ استفاده از تیرهای با ارتفاع متفاوت در دو طرف یک چشمه اتصال به دلیل اجرای نامناسب ورق‌های پیوستگی، توصیه نمی‌گردد. لیکن در شرایط خاص، باید با استفاده از جزئیات اجرایی مناسب، از انتقال صحیح نیرو بین بال‌های تیرهای دو طرف چشمه اتصال مطمئن شد. برای این منظور می‌توان از جزئیات پیشنهاد شده در گزارش طرح تحقیقاتی پژوهشگاه زلزله استفاده کرد. (شکل ۶-۱۸)

شکل ۶-۱۸: جزئیات اجرایی پیشنهادی ورق پیوستگی برای تیرهای با ارتفاع متفاوت در دو طرف چشمه اتصال

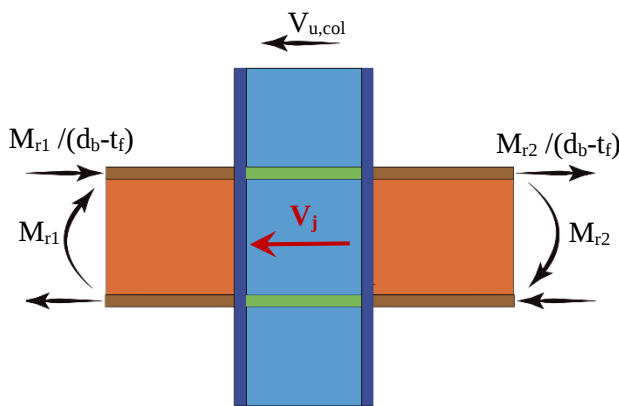
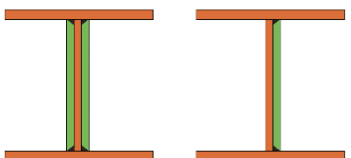
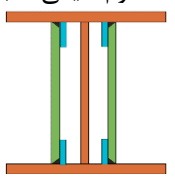


۴-۶-۶ برش در چشمه اتصال تیر به ستون

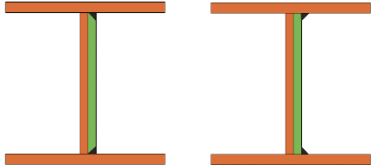
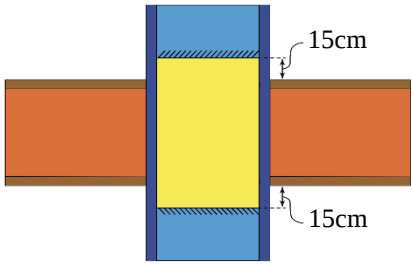
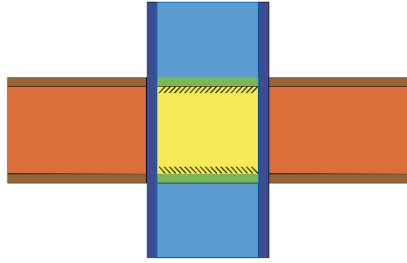
۴-۶-۶-۱ نیروی طراحی و محدودیت‌های مربوط به کنترل برش چشمه اتصال ستون مطابق جدول ۱۶-۶

می‌باشد.

جدول ۱۶-۶: نیروی طراحی و محدودیت‌های چشمه اتصال ستون

جزئیات		موارد کنترلی
نیروی برشی چشمه اتصال	شکل	
	V_j	$V_j = (M_{r1} + M_{r2}) / (d_b - t_f) - V_{u,col}$
ستون قوطی شکل	جانهای مقطع ستون باید بتوانند به تنهایی مقاومت برشی مورد نیاز چشمه اتصال را تأمین نمایند. و استفاده از ورقهای مضاعف مجاز نمی‌باشد.	
ستون H شکل	نیاز به ورق مضاعف یا سخت کننده قطری	اگر $V_j > \phi \cdot V_{nc}$ باشد می‌باید از ورق مضاعف یا سخت کننده قطری استفاده شود.
		نیروی طراحی $V_j - \phi \cdot V_{nc}$
	ورق مضاعف	در این حالت ورق مضاعف می‌تواند در یک یا هر دو طرف جان استفاده شود. 
		در این حالت ورق مضاعف می‌باید به صورت متقارن در هر دو طرف جان و در محدوده یک سوم میانی لبه بال تا جان ستون استفاده شود. 

ادامه جدول ۶-۱۶: نیروی طراحی و محدودیت های چشمه اتصال ستون

جزئیات	ستون H شکل	ورق مضاعف	موارد کنترلی
		اتصال به بال ستون	می توان از جوش شیاری با نفوذ کامل یا ناقص و یا جوش گوشه استفاده کرد. مقاومت مورد نیاز (نیروی طراحی) جوش شیاری با نفوذ ناقص و جوش گوشه برابر مقاومت برشی موجود ورق مضاعف خواهد بود. 
			ورق مضاعف باید حداقل ۱۵۰ میلیمتر از بالا و پایین بالهای تیر ادامه یافته و از طریق جوش گوشه به جان ستون جوش شود.  بدون ورق پیوستگی
		اتصال به جان ستون	ورق مضاعف باید در محل ورقهای پیوستگی قطع شده و از طریق جوش شیاری با نفوذ کامل یا ناقص یا جوش گوشه به ورقهای پیوستگی جوش شود. مقاومت موردنیاز جوش شیاری با نفوذ ناقص یا جوش گوشه باید حداقل برابر ۰/۷۵ مقاومت برشی موجود ورق مضاعف در نظر گرفته شود.  با وجود ورق پیوستگی
		t_{dp}, t_{wc}	$t_{dp} \geq (d_z + w_z) / 90, t_{dp} \geq 6mm, t_{wc} \geq (d_z + w_z) / 90$ در شرایطی که ورق مضاعف بوسیله جوش انگشتانه به جان ستون متصل شود، می باید: $t_{dp} + t_{wc} \geq (d_z + w_z) / 90$ و کنترل ضخامت های t_{dp} و t_{wc} به تنهایی در محدوده بین جوشهای شیاری انجام می گردد.
توضیحات: در این جدول، t_{dp}: ضخامت ورق مضاعف t_{wc}: ضخامت جان ستون در محدوده چشمه اتصال			



d_z : عمق چشمه اتصال برابر فاصله بین ورقهای پیوستگی

W_z : پهنای چشمه اتصال برابر فاصله بین بالهای ستون

M_r : مقاومت خمشی مورد نیاز اتصال برابر با $M_{hr} + V_{hr} \cdot S_h$ مطابق توضیحات بند ۶-۶-۲

d_b : عمق تیر

t_f : ضخامت بال تیر

$V_{u,col}$: برش ستون در بالای چشمه اتصال ناشی از بحرانی ترین ترکیب بارگذاری

۶-۴-۲ مقاومت طراحی برشی چشمه اتصال ستون، بسته به در نظر گرفتن یا عدم در نظر گرفتن اثر تغییر شکل غیرالاستیک چشمه اتصال در تحلیل سازه متفاوت می‌باشد.

نکته در مدلسازی نرم افزار ETABS:

برای در نظر گرفتن اثر تغییر شکل غیرالاستیک چشمه اتصال در تحلیل سازه به ترتیب زیر عمل می‌شود. مرحله ۱: در منو Define، در بخش Section Properties، مشخصات چشمه اتصال می‌باید در گزینه Panel Zone تعریف گردد.

مرحله ۲: بعد از انتخاب گره های اتصال تیر به ستون، از طریق منو Assign در بخش joint، مشخصات چشمه اتصال تعریف شده در مرحله ۱ می‌باید در از طریق گزینه Panel Zone اختصاص داده شود.

حال به بسته به در نظر گرفتن یا عدم در نظر گرفتن اثر تغییر شکل غیرالاستیک چشمه اتصال در تحلیل سازه، مقاومت طراحی برشی چشمه اتصال ستون (ϕV_n) به صورت زیر محاسبه می گردد.

الف- در حالتی که تغییر شکل غیرالاستیک چشمه اتصال در تحلیل سازه منظور نشده باشد:

$$\text{الف-۱ اگر } (P_u/P_y) \leq 0.4 \text{ باشد، } V_n = 0.6 F_y d_c t_w$$

$$\text{الف-۲ اگر } (P_u/P_y) > 0.4 \text{ باشد، } V_n = 0.6 F_y d_c t_w (1.4 - P_u/P_y)$$

ب- در حالتی که تغییر شکل غیرالاستیک چشمه اتصال در تحلیل سازه منظور شده باشد:

$$\text{ب-۱ اگر } (P_u/P_y) \leq 0.75 \text{ باشد، } V_n = 0.6 F_y d_c t_w \left(1 + \frac{3 b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_w} \right)$$

$$\text{ب-۲ اگر } (P_u/P_y) > 0.75 \text{ باشد، } V_n = 0.6 F_y d_c t_w \left(1 + \frac{3 b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_w} \right) (1.9 - 1.2 P_u/P_y)$$



در این روابط:

F_y : تنش تسلیم مشخصه فولاد

d_c : ارتفاع کلی مقطع ستون

t_w : ضخامت کلی جان مقطع ستون

P_u : نیروی محوری ستون ناشی از تحرانی ترین ترکیبات بارگذاری

P_y : مقاومت محوری تسلیم ستون برابر با $A_g F_y$

b_{cf} : پهنای بال مقطع ستون

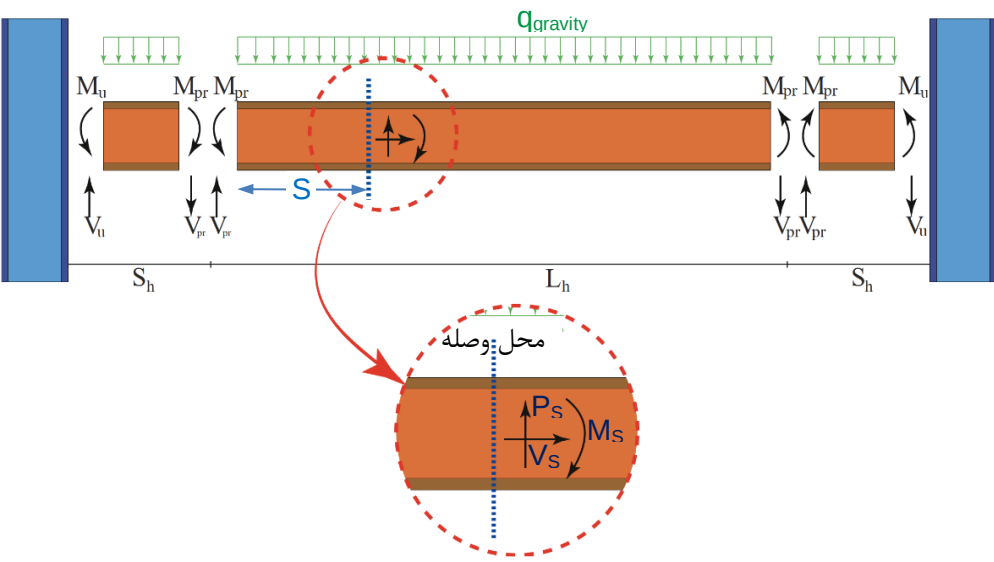
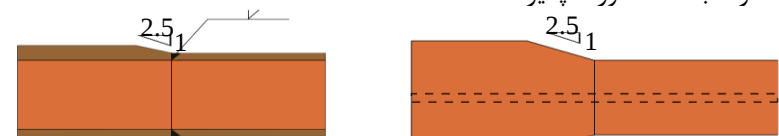
t_{cf} : ضخامت بال مقطع ستون

d_b : ارتفاع کلی مقطع تیر

۶-۷ وصله تیر

نیروهای طراحی وصله تیر و دیگر جزئیات مورد نیاز مطابق جدول ۶-۱۷ می‌باشد.

جدول ۶-۱۷: نیروی طراحی و جزئیات وصله تیر

موارد کنترلی	جزئیات
می‌باید خارج از ناحیه محافظت شده (جدول ۶-۴) باشد.	محل وصله
	شکل نیروهای طراحی وصله
M_S می‌باید بر اساس محل وصله، از نمودار پیکر آزاد تیرها (شکل ۶-۱۴) تعیین شود. و حداقل مقدار آن برابر M_P (لنگر پلاستیک کوچکترین مقطع وصله شونده) خواهد بود. $M_S = M_{hr} - V_{hr} \cdot S + M_{gravity} \geq M_{Pb}$ بر این اساس:	M_S
V_S می‌باید بر اساس محل وصله، از نمودار پیکر آزاد تیرها (شکل ۶-۱۴) تعیین شود. و حداقل مقدار آن برابر $0.75 \times 0.6 F_y A_w$ خواهد بود. $V_S = V_{hr} - V_{gravity} \geq 0.75 \times 0.6 F_y A_w$ بر این اساس:	V_S
P_S می‌باید بر اساس تحلیل سازه ناشی از ترکیبات بارگذاری متعارف در محل وصله، تعیین شود. نکته نرم افزار: دیافراگم می‌باید به صورت نیمه صلب در نظر گرفته شود.	P_S
باید با استفاده از جوش شیاری با نفوذ کامل انجام شود.	جوش
در وصله مستقیم بین ورقهای بال یا جان یا پهنا یا ضخامت متفاوت، تغییر تدریجی ورق بزرگتر به کوچکتر می‌باید با شیب حداکثر ۱ به ۲/۵ صورت پذیرد. 	وصله مستقیم تغییر مقطع



توضیحات: در این جدول،

M_{hr} : لنگر پلاستیک محتمل تیر در محل تشکیل مفصل پلاستیک که برابر با $1.1R_y.Z.F_y$ مطابق توضیحات بند ۶-۶-۲

V_{hr} : برش در محل مفصل پلاستیک تیر برابر با $\frac{2M_{hr}}{L_h} + V_{gravity}$ مطابق توضیحات بند ۶-۶-۲

$M_{gravity}$: لنگر در محل وصله تیر ناشی از بارهای ثقلی (با بحرانی ترین ترکیب ثقلی در ترکیبات لرزه‌ای، به طور معمول $1.2D+L+0.2S$)

$V_{gravity}$: برش در محل وصله تیر ناشی از بارهای ثقلی (با بحرانی ترین ترکیب ثقلی در ترکیبات لرزه‌ای، به طور معمول $1.2D+L+0.2S$)

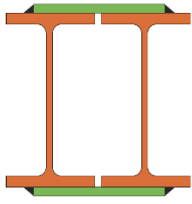
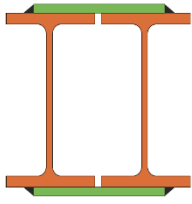
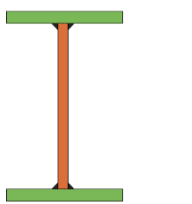
M_{pb} : لنگر پلاستیک تیر

۷- الزامات شکل پذیری قاب خمشی ویژه

۱-۷ محدودیت تیرها

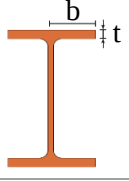
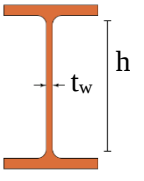
۱-۷-۱ برای تیرها می‌باید از مقطع I شکل (نورد شده یا ساخته شده از ورق) استفاده شود. و استفاده از تیرهای با جان سوراخ دار با سوراخ‌های متوالی (زنبوری) و مقاطع ترکیبی ساخته شده مجاز نمی‌باشد. (جدول ۱-۷)

جدول ۱-۷: مقاطع مجاز و غیر مجاز تیر

مقاطع مجاز تیر	مقاطع غیر مجاز تیر
 مقطع I نورد شده	 مقطع ترکیبی ساخته شده
 مقطع I ساخته شده از ورق	 مقطع زنبوری

۱-۷-۲ اجزای مقطع تیر می‌باید از نوع فشرده لرزه‌ای زیاد (با محدودیت λ_{hd} مطابق جدول ۲-۷) باشند.

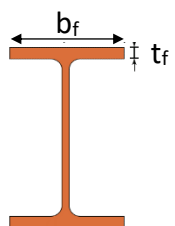
جدول ۲-۷: نسبت پهنا به ضخامت اجزای مقطع تیر

مثال های نمونه	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت	نسبت پهنا به ضخامت	شرح اجزاء
	λ_{hd} (عضو با شکل پذیری زیاد)		
	$0.3 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	b/t	بال‌های مقاطع I شکل
	$2.45(1 - 1.04C_a) \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} \quad \text{for: } C_a \leq 0.113$ $\max \left\{ \begin{array}{l} 2.26(1 - 0.38C_a) \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} \\ 1.56 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} \end{array} \right\} \quad \text{for: } C_a > 0.113$	h/t _w	جان مقاطع I شکل
$C_a = \frac{P_u}{R_y F_y A_g}$ P_u: مقاومت محوری مورد نیاز عضو (نیروی محوری ضریبدار عضو) R_y: نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصه فولاد و F_y: تنش تسلیم مشخصه فولاد و A_g: سطح مقطع کل			

نکته در مدلسازی نرم افزار ETABS: از آنجا که نرم افزار توانایی کنترل محدودیت فشردگی لرزه‌ای برای مقاطعی که در محیط Section Designer ترسیم شده اند را ندارد، بررسی محدودیت فشردگی لرزه‌ای باید با محاسبات دستی انجام شود..

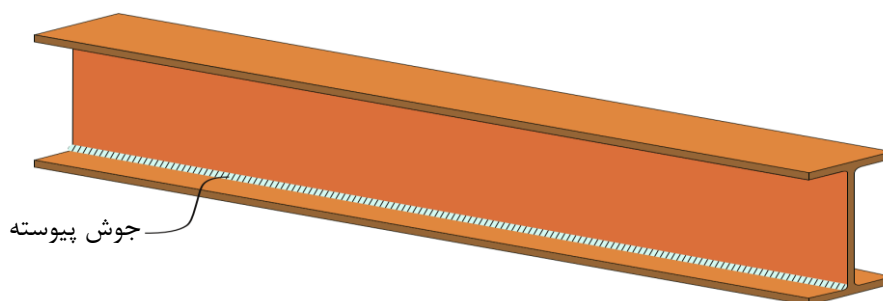
برای تیورق های بدون نیروی محوری و با مشخصات $F_y=235 \text{ MPa}$ حداقل ضخامت بال بر اساس جدول ۷-۳ می‌باشد.

جدول ۷-۳: حداقل ضخامت بال متناسب با پهنای بال تیر

شکل مقطع	پهنای بال (b_f) میلی متر	حداقل ضخامت بال (t_f) میلی متر
	200	15
	250	20
	300	20
	350	25
	400	25

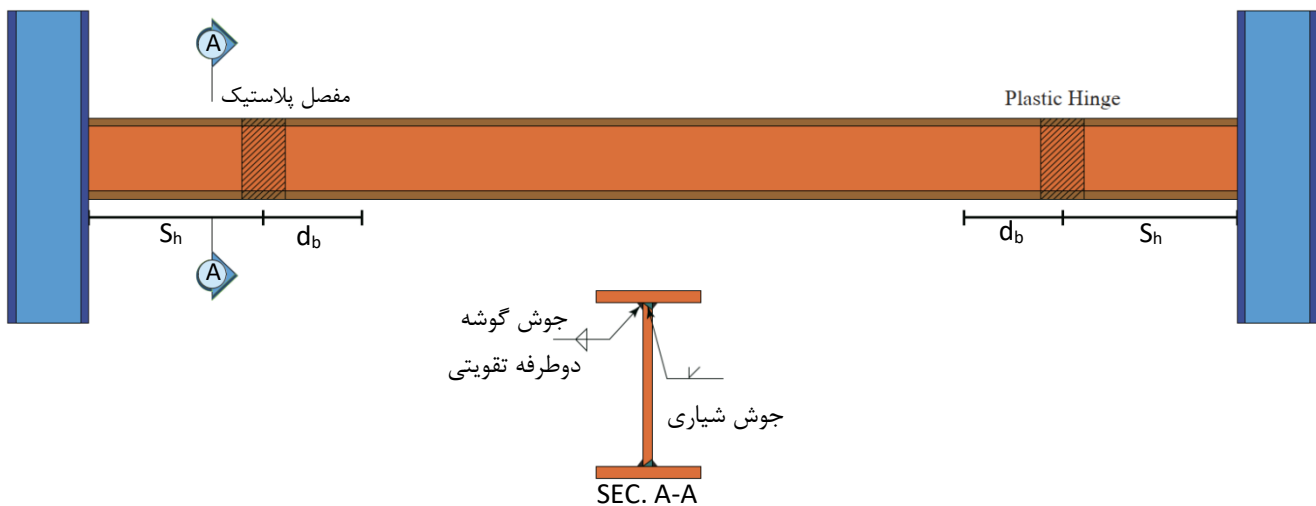
۷-۱-۳ جان مقطع ساخته شده می‌باید به صورت پیوسته به بال متصل گردد. بر این اساس استفاده از جوش منقطع مجاز نمی‌باشد. (شکل ۷-۱)

شکل ۷-۱: پیوستگی جان به بال تیر



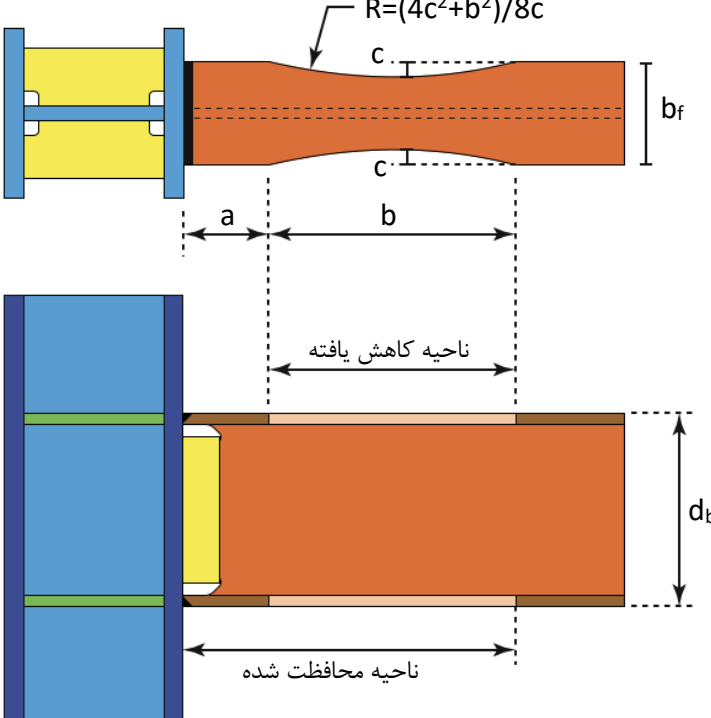
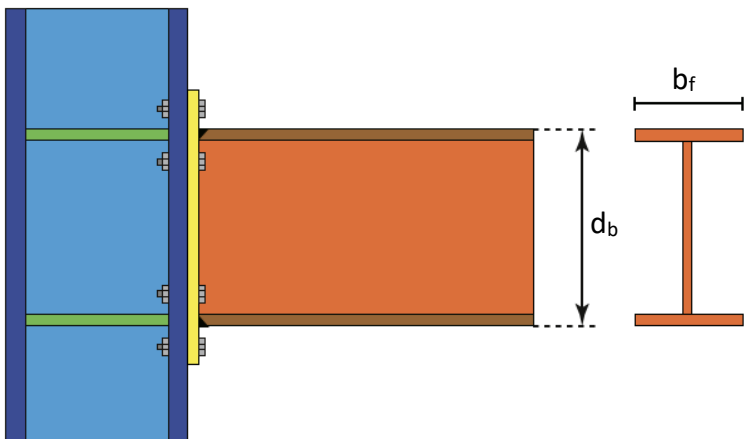
۴-۱-۷ در دو انتهای تیرهای I شکل ساخته شده از ورق، به طول حداقل $S_h + d_b$ ، اتصال جان به بال باید از نوع جوش شیاری با نفوذ کامل همراه با جوش گوشه تقویتی در دوطرف جان باشد. بعد جوش گوشه نباید از کوچکترین دو مقدار ضخامت جان و ۸ میلیمتر کمتر باشد. (شکل ۲-۷)

شکل ۲-۷: اتصال جان به بال تیر در دو انتها

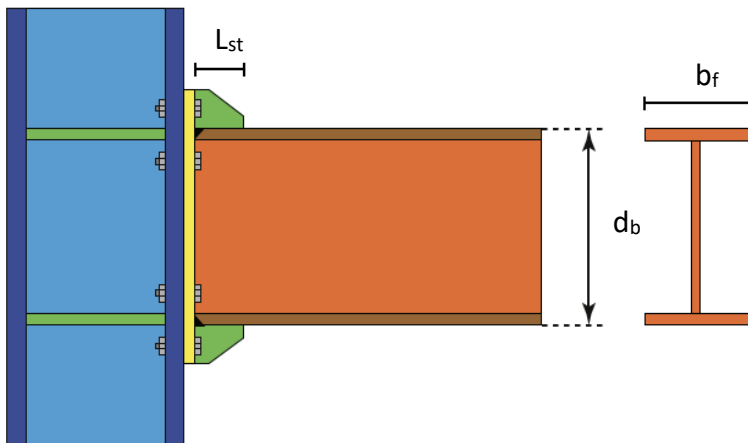
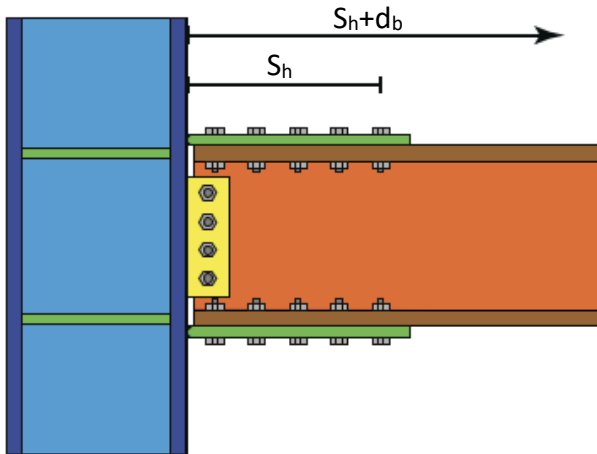


۵-۱-۷ در دو انتهای تیر طول ناحیه محافظت شده مطابق جدول ۴-۷ می‌باشد.

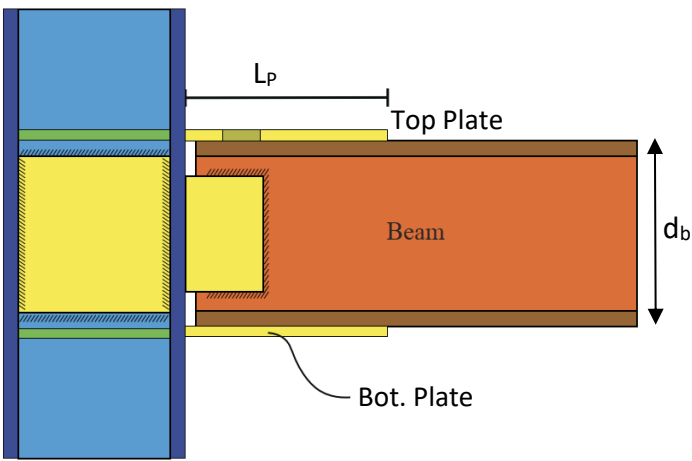
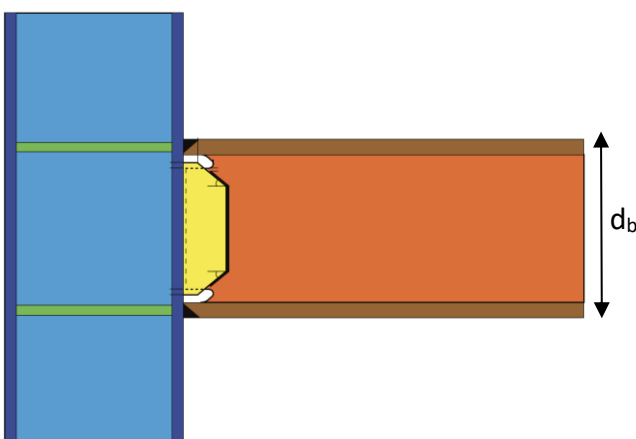
جدول ۴-۷: طول ناحیه محافظت شده تیر

نوع اتصال	طول ناحیه محافظت شده	شکل اتصال
اتصال گیردار با مقطع کاهش یافته	$a+b$	
اتصال گیردار فلنجی بدون سخت کننده	$\text{Min}(d_b, 3b_f)$	

ادامه جدول ۷-۴: طول ناحیه محافظت شده تیر

نوع اتصال	طول ناحیه محافظت شده	شکل اتصال
اتصال گیردار فلنجی با سخت کننده	$\text{Min}(L_{st}, 3b_f)$	
اتصال گیردار با ورق روسری و زیرسری پیچی	$S_h + d_b$	

ادامه جدول ۷-۴: طول ناحیه محافظت شده تیر

نوع اتصال	طول ناحیه محافظت شده	شکل اتصال
اتصال گیردار با ورق روسری و زیرسری جوشی	$L_p + d_b/2$	
اتصال گیردار تقویت نشده جوشی	d_b	

در ناحیه محافظت شده محدودیت‌های زیر می‌باید رعایت گردد.

الف- هر گونه وصله نیم‌رخ یا اجزای مقطع ممنوع می‌باشد.

ب- به کارگیری گل میخ و هر نوع برشگیر ممنوع می‌باشد.

ج- اتصال عناصر سازه ای مانند تیرهای فرعی ممنوع می‌باشد.

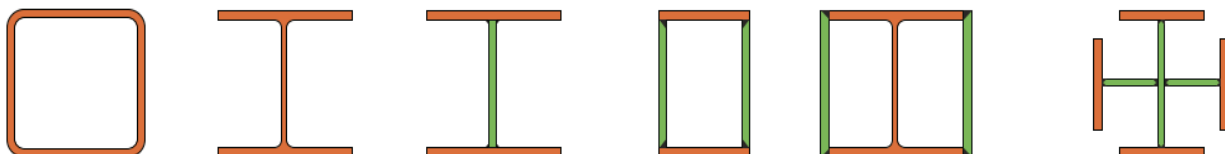
د- اتصال اجزای غیر سازه ای مانند وادار دیوارها، اجزای نما و نگه دانه های تاسیساتی ممنوع می‌باشد.

۲-۷ محدودیت ستون‌ها

۲-۷-۱ برای ستون‌ها می‌باید از مقاطع قوطی شکل (HSS)، مقاطع H شکل (نورد شده یا ساخته شده از ورق)، مقاطع جعبه‌ای (ساخته شده از ورق یا ترکیب مقطع H با ورق کناری) و مقاطع صلیبی استفاده شود.

(شکل ۳-۷)

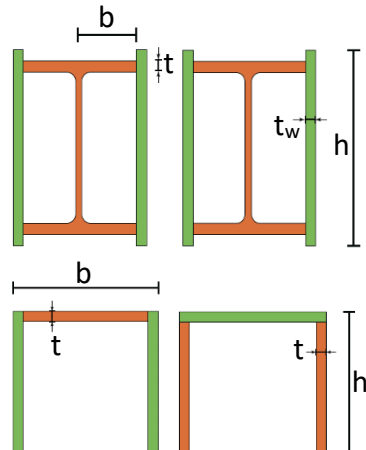
شکل ۳-۷: مقاطع مجاز ستون



توضیح: استفاده از ورق تقویتی بر روی هر یک از مقاطع اشاره شده و یا استفاده از مقاطع ترکیبی ساخته شده ممنوع می‌باشد.

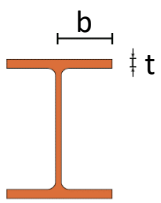
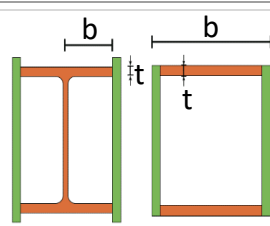
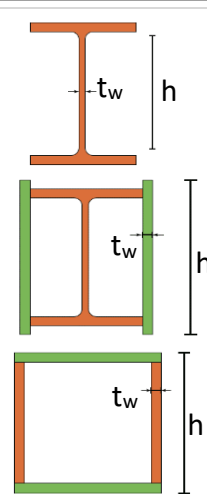
۲-۷-۲ اجزای مقطع ستون می‌باید از نوع فشرده لرزه‌ای زیاد (با محدودیت λ_{hd} مطابق جداول ۵-۷ و ۶-۷) باشند.

جدول ۵-۷: نسبت پهنا به ضخامت اجزای مقطع ستون

مثال‌های نمونه	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت	نسبت پهنا به ضخامت	شرح اجزاء
	λ_{hd} (عضو با شکل پذیری زیاد)		
	$0.55 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	b/t	بال‌ها، جان و ورق‌های کناری مقاطع I شکل جعبه‌ای شده
		h/t _w	بال‌ها و جان‌های مقاطع جعبه‌ای

جدول ۶-۷: نسبت پهنا به ضخامت اجزای مقطع ستون

(در شرایطی که تیرهای با اتصال گیردار تنها به بال ستون متصل شود).

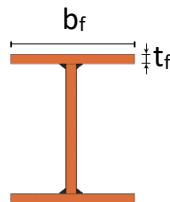
مثال های نمونه	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت	نسبت پهنا به ضخامت	شرح اجزاء
	λ_{hd} (عضو با شکل پذیری زیاد)		
	$0.3 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	b/t	بال های مقطع I شکل
	$0.55 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	b/t	بال های مقطع I شکل جعبه‌ای شده و بال های مقطع جعبه‌ای
	$2.45(1 - 1.04C_a) \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} \quad \text{for: } C_a \leq 0.113$ $\max \left\{ \begin{array}{l} 2.26(1 - 0.38C_a) \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} \\ 1.56 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} \end{array} \right\} \quad \text{for: } C_a > 0.113$	h/tw	جان مقطع I شکل ورق های کناری مقطع I شکل جعبه‌ای شده جان های مقطع جعبه‌ای
P_u : مقاومت محوری مورد نیاز عضو (نیروی محوری ضریبدار عضو) R_y : نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصه فولاد F_y : تنش تسلیم مشخصه فولاد و A_g : سطح مقطع کل			$C_a = \frac{P_u}{R_y F_y A_g}$

نکته در مدلسازی نرم افزار ETABS: از آنجا که نرم افزار توانایی کنترل محدودیت فشردگی لرزه‌ای برای مقاطعی

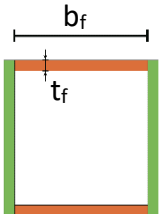
که در محیط Section Designer ترسیم شده اند را ندارد، بررسی محدودیت فشردگی لرزه‌ای باید با محاسبات دستی انجام شود.

برای ستون های I شکل و جعبه‌ای ساخته شده با مشخصه $F_y = 235 \text{ MPa}$ حداقل ضخامت بال بر اساس جداول ۷-۷ و ۸-۷ می باشد.

جدول ۷-۷: حداقل ضخامت بال ستون I شکل با فولاد S235 متناسب با پهنای بال

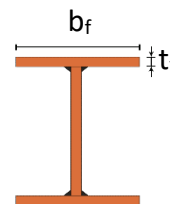
شکل مقطع	پهنای بال (b _f) میلی متر	حداقل ضخامت بال (t _f) میلی متر
	200	15
	250	20
	300	20
	350	25
	400	25
	450	30

جدول ۷-۸: حداقل ضخامت بال ستون جعبه‌ای ساخته شده با فولاد S235 متناسب با پهنای بال

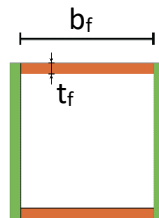
شکل مقطع	پهنای بال (b _f) میلی متر	حداقل ضخامت بال (t _f) میلی متر
	250	20
	300	25
	350	25
	400	30
	450	35

برای ستون‌های I شکل و جعبه‌ای ساخته شده با مشخصه $F_y=355 \text{ MPa}$ حداقل ضخامت بال بر اساس جداول ۹-۷ و ۱۰-۷ می‌باشد.

جدول ۹-۷: حداقل ضخامت بال ستون I شکل با فولاد S355 متناسب با پهنای بال

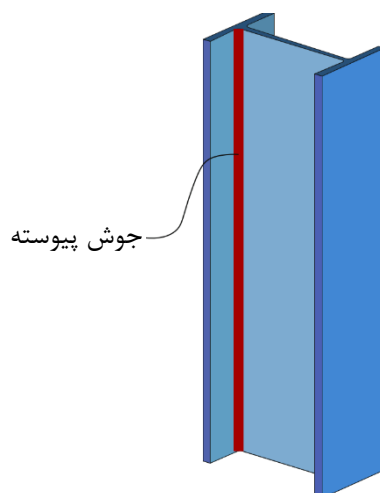
شکل مقطع	پهنای بال (b _f) میلی متر	حداقل ضخامت بال (t _f) میلی متر
	200	15
	250	20
	300	25
	350	30
	400	30
	450	35

جدول ۷-۱۰: حداقل ضخامت بال ستون جعبه‌ای ساخته شده با فولاد S355 متناسب با پهنای بال

شکل مقطع	پهنای بال (b_f) میلی متر	حداقل ضخامت بال (t_f) میلی متر
	250	20
	300	25
	350	30
	400	35
	450	40

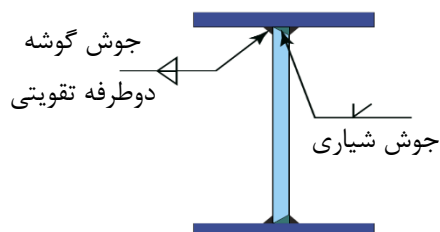
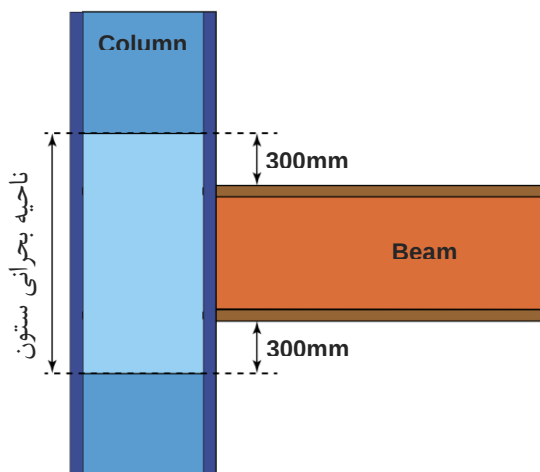
۷-۲-۳ جان مقطع ساخته شده می‌باید به صورت پیوسته به بال متصل گردد. بر این اساس استفاده از جوش منقطع مجاز نمی‌باشد. (شکل ۷-۴)

شکل ۷-۴: پیوستگی جان به بال ستون



۷-۲-۴ در دو انتهای ستون‌های I شکل ساخته شده از ورق، در محل اتصال تیر به طول حداقل برابر عمق تیر به علاوه ۳۰۰ میلی متر بالا و پایین آن که به عنوان ناحیه بحرانی ستون نامیده می‌شود، اتصال بال به جان باید از نوع جوش شیاری با نفوذ کامل همراه با جوش گوشه تقویتی در دوطرف جان باشد. بعد جوش گوشه نباید از کوچکترین دو مقدار ضخامت جان و ۸ میلیمتر کمتر باشد. (شکل ۷-۵)

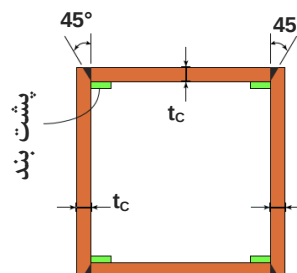
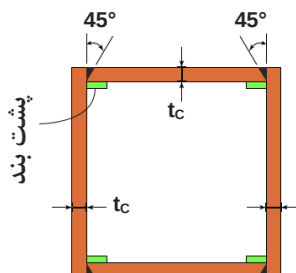
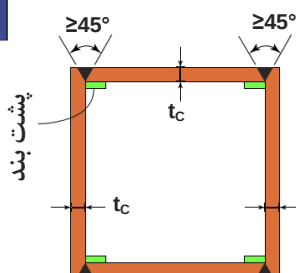
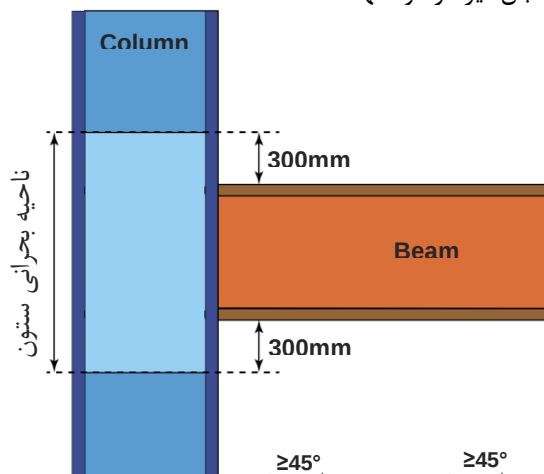
شکل ۵-۷: اتصال جان به بال تیر در دو انتها



مقطع ستون I شکل در ناحیه بحرانی

۵-۲-۷ در دو انتهای ستون‌های جعبه‌ای ساخته شده از ورق و ستون‌های H شکل جعبه‌ای شده، در محل اتصال تیر به طول حداقل برابر عمق تیر به علاوه ۳۰۰ میلی متر بالا و پایین آن که به عنوان ناحیه بحرانی ستون نامیده می‌شود، اتصال بال به جان باید از نوع جوش شیاری با نفوذ کامل همراه با ورق پشت بند باشد. (شکل ۶-۷)

شکل ۶-۷: اتصال جان به بال تیر در دو انتها



جزئیات اجرایی آماده سازی لبه های ورق های مقطع ستون جعبه‌ای برای جوشکاری ناحیه بحرانی

در خارج از ناحیه بحرانی ستون، اتصال بال به جان می‌تواند با استفاده از جوش شیاری با نفوذ نسبی بدون استفاده از ورق پشت بند اجرا گردد.

۳-۷ مهار جانبی تیرها

۱-۳-۷ کلیه تیرهای باربر لرزه‌ای باید دارای مهار جانبی کافی باشند به طوری که در تعیین مقاومت خمشی اسمی تیر، حالت حدی کمانش جانبی پیچشی تعیین کننده نباشد. ($M_n = M_p$)
بر این اساس و با در نظر گرفتن روابط مقاومت خمشی، حداکثر فاصله مهارهای جانبی (L_{br}) می‌باید مطابق رابطه زیر باشد.

$$L_{br} = L_p + \frac{(C_b - 1) \cdot (L_r - L_p) \cdot M_p}{(M_p - 0.7SF_y) \cdot C_b} \leq \frac{0.086r_y \cdot E}{R_y F_y}$$

در جهت اطمینان با در نظر گرفتن $C_b=1$ ، مقدار L_{br} مطابق رابطه زیر ساده خواهد شد.

$$L_{br} = L_p = 1.76r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

در این روابط:

L_{br} : حداکثر فاصله مهار جانبی تیر

M_p : لنگر خمشی پلاستیک مقطع تیر

r_y : شعاع ژیراسیون مقطع تیر نسبت به محور Y

E: مدول الاستیسیته فولاد

R_y : نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصه فولاد

F_y : تنش تسلیم مشخصه فولاد

L_p : طول مهار نشده تیر معادل مرز بین حالت حدی تسلیم و حالت حدی کمانش جانبی-پیچشی غیر الاستیک

C_b : ضریب اصلاح کمانش جانبی-پیچشی

L_r : طول مهار نشده تیر معادل مرز بین حالت حدی کمانش جانبی-پیچشی غیر الاستیک و الاستیک

۲-۳-۷ مهار جانبی اضافی

علاوه بر آنچه در بند ۱-۳-۷ اشاره شد، تیرهای اصلی در قاب خمشی می‌باید در محل‌های زیر مهار شوند.

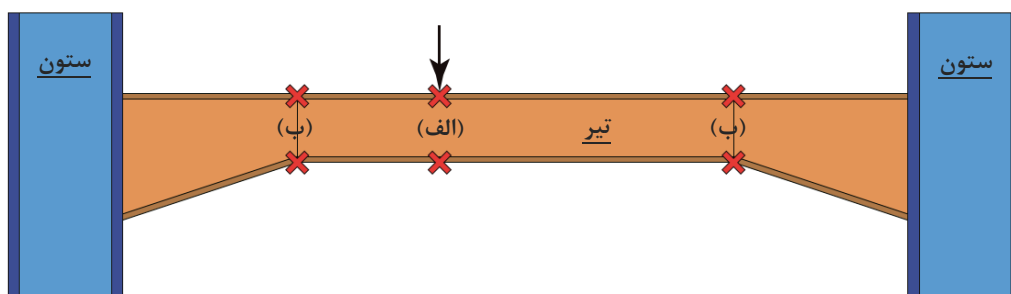
(شکل ۷-۷)

الف- در محل بار متمرکز خارجی

ب- در محل تغییر مقطع

ج- در فاصله بین انتهای ناحیه محافظت شده (موضوع بند ۷-۱-۵) و نصف عمق تیر بعد از آن (به جز تیرهای با اتصال فلنجی).

شکل ۷-۷: محل مهار جانبی اضافی مورد نیاز در تیرها



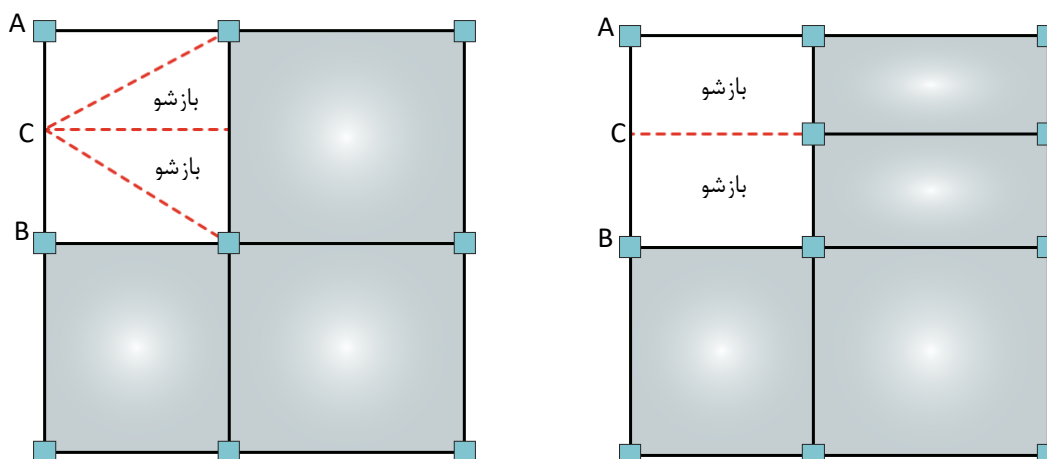
لازم به ذکر است در شرایطی که تیر به عنوان تیر میانی در سقف تیرچه بلوک یا در حالتی که تیر دارای برشگیر با فواصل حداکثر ۳۰ سانتی متر در سقف مرکب باشد، الزامی به استفاده از مهار جانبی اضافی نمی‌باشد.

۷-۳-۳ برای مهار تیرها یا باید هر دو بال تیر به صورت جانبی مهار گردند یا مقطع تیر از طریق مهار پیچشی نقطه ای، مهار شود.

نمونه هایی از مهار جانبی و مهار پیچشی در بندهای ۷-۳-۳-الف و ۷-۳-۳-ب آورده شده است.

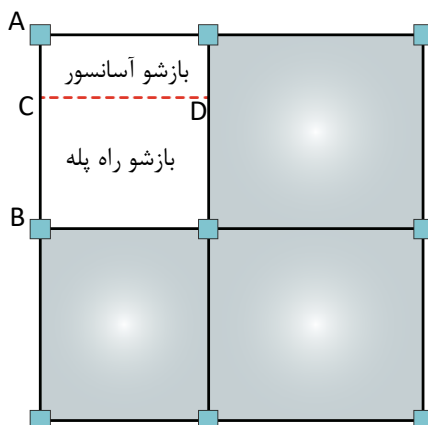
۷-۳-۳-الف در شکل ۸-۷ نقطه C از تیر AB بوسیله تیر (مهار افقی) به نقاط ثابت دیافراگم (ستون ها) متصل شده و از نظر جانبی مهار شده محسوب می گردد.

شکل ۸-۷: نمونه هایی از مهار جانبی تیر



۷-۳-۳-ب در شکل ۹-۷ تیر فرعی CD مهار پیچشی تیر AB (در نقطه C) محسوب می‌گردد. (با توجه به اینکه تیر فرعی CD به نقاط ثابت دیافراگم متصل نشده مهار جانبی محسوب نمی‌گردد).

شکل ۹-۷: نمونه‌هایی از مهار جانبی تیر



۷-۳-۴ نیروی طراحی مهار

۷-۳-۴-۱ طراحی مهار جانبی

نیروی طراحی فشاری مهار جانبی هر دو بال برابر با $\frac{0.02M_r}{h_o}$ می‌باشد.

این نیروی طراحی برای مهار جانبی اضافی در مجاورت ناحیه مفصل پلاستیک برابر با $\frac{0.06M_r}{h_o}$ می‌باشد.

همچنین حداقل سختی محوری مهار جانبی برابر $\frac{10M_r}{0.75L_b h_o}$ می‌باشد.

در این روابط:

M_r : لنگر خمشی مورد نیاز تیر و برابر با $R_y Z_b F_y$

h_o : فاصله بین مرکز سطح بالهای فوقانی و تحتانی

L_b : فاصله بین مهارهای جانبی

R_y : نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصه فولاد

Z_b : اساس مقطع پلاستیک تیر

۷-۳-۴-۲ طراحی مهار پیچشی

لنگر طراحی مهار پیچشی برابر با $0.02M_r$ می‌باشد.

این لنگر طراحی برای مهار جانبی اضافی در مجاورت ناحیه مفصل پلاستیک برابر با $0.06M_r$ می‌باشد.

همچنین حداقل سختی دورانی مهار پیچشی برابر $\frac{\beta_T}{1 - \frac{\beta_T}{\beta_{sec}}}$ می‌باشد.

در این روابط:



M_r : لنگر خمشی مورد نیاز تیر و برابر با $F_y Z_b$

$$\beta_T = \frac{2.4L}{0.75nEI_{yeff}} \left(\frac{M_r}{C_b} \right)^2$$

$\beta_{sec} = \frac{3.3E}{h_o} \left(\frac{1.5h_o t_w^3}{12} + \frac{1.5t_{st} b_s^3}{12} \right)$ و باید توجه شود مقدار β_{sec} می‌باید بزرگتر از β_T بشود والا سختی مهار پیچشی مناسب نیست.

$I_{yeff} = I_{yc} + \left(\frac{t}{c} \right) I_{yt}$ که برای تیرهای با مقطع کاملاً متقارن، $I_{yeff} = I_y$ خواهد بود.

I_{yc} : ممان اینرسی بال فشاری نسبت به محور ضعیف مقطع

I_{yt} : ممان اینرسی بال کششی نسبت به محور ضعیف مقطع

I_y : ممان اینرسی تیر نسبت به محور قائم

C : فاصله تار خنثی تا دورترین تار فشاری مقطع

t : فاصله تار خنثی تا دورترین تار کششی مقطع

E : مدول الاستیسیته فولاد

h_o : فاصله بین مرکز سطح بالهای فوقانی و تحتانی

t_w : ضخامت جان مقطع تیر

t_{st} : ضخامت سخت کننده عرضی در جان تیر

b_s : پهنای سخت کننده عرضی در جان تیر (برای سخت کننده دوطرفه در دو ضرب می‌شود).

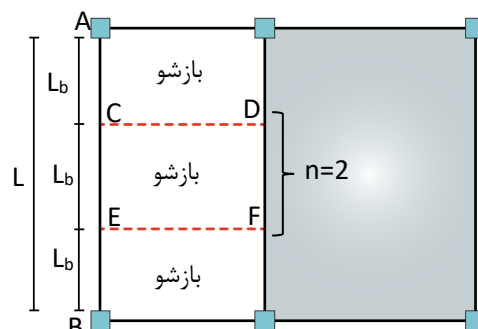
L : طول دهانه تیر

n : تعداد مهارهای پیچشی در طول دهانه تیر

C_b : ضریب اصلاح کمانش جانبی-پیچشی تیر

برخی از پارامترها در شکل ۷-۱۰ نشان داده شده اند.

شکل ۷-۱۰: پارامترهای مهار جانبی تیر



۵-۳-۷ اثر بتن در مهار تیر فولادی

اتصال مناسب تیر فولادی به بتن از طریق برشگیر و یا در حالت مدفون در بتن ایجاد می‌گردد. بر این اساس برای دو نوع سقف متعارف در سازه‌های فولادی (سقف تیرچه بلوک و سقف مرکب) اثر بتن در مهار تیرهای فولادی در بندهای ۵-۳-۷ الف و ۵-۳-۷ ب اشاره می‌گردد.

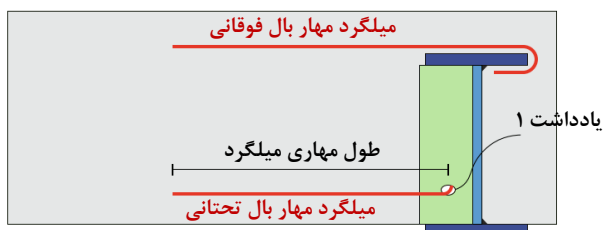
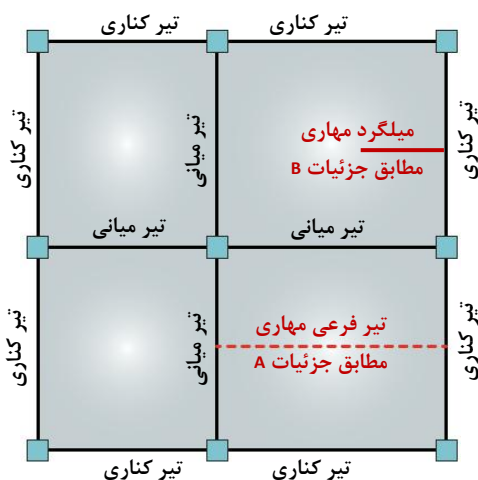
۵-۳-۷ الف تیرها در سقف تیرچه بلوک

تیرهای میانی (شکل ۷-۱۱) در این سقف در حالتی که ارتفاع تیر در حدود ضخامت سقف باشد، به عنوان تیر مدفون در بتن محسوب شده و مهار شده فرض می‌گردد.

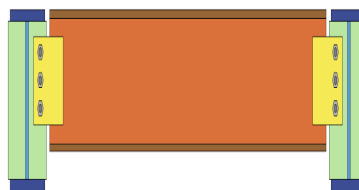
تیرهای کناری (شکل ۷-۱۱) در این سقف مهار نشده محسوب شده و طول مهار نشده آنها، طول کل تیر می‌باشد. برای مهار جانبی تیرهای کناری می‌توان از تیر فرعی مطابق جزئیات A در شکل ۷-۱۱ یا از میلگرد مطابق جزئیات B در شکل ۷-۱۱ و یا جزئیات مناسب دیگر استفاده کرد.

نکته مهم: با توجه به غیر اجرایی بودن این جزئیات در تمامی دهانه‌های پیرامونی، استفاده از سقف تیرچه بتنی و بلوک در سازه‌های فولادی مناسب نمی‌باشد و می‌توان به جای آن، از تیرچه فلزی و بلوک استفاده کرد.

شکل ۷-۱۱: وضعیت تیرها در سقف تیرچه بلوک



جزئیات B

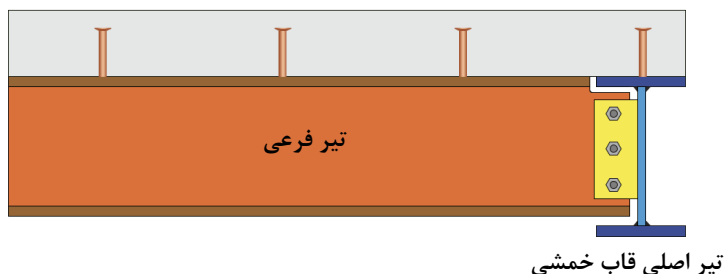


جزئیات A

۷-۳-۵-ب تیرها در سقف مرکب

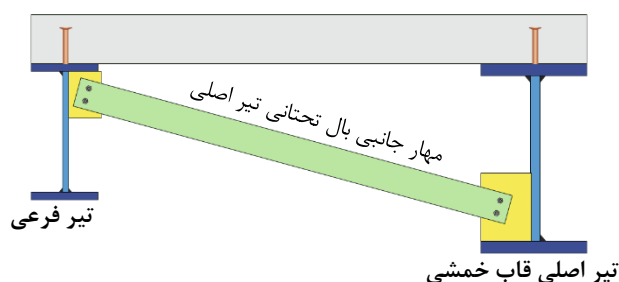
بال فوقانی تیرها در این نوع سقف به دلیل وجود برشگیر مهار شده محسوب می گردند. بال تحتانی این تیرها در حالتی که تیر فرعی متعامد با آن اجرا می گردد، می تواند در آن محل مهار شده محسوب گردد. (شکل ۷-۱۲)

شکل ۷-۱۲: مهار جانبی هر دو بال تیر اصلی در قابهای خمشی با تیر فرعی متعامد



لیکن در حالتی که تیرهای فرعی موازی تیر اصلی در قاب خمشی باشد، بال تحتانی تیر اصلی، مهار نشده محسوب شده و برای مهار جانبی آن می توان از جزئیات ارائه شده در شکل ۷-۱۳ یا جزئیات مشابه دیگر استفاده کرد.

شکل ۷-۱۳: نمونه ای از مهار جانبی بال تحتانی تیر اصلی در قابهای خمشی



همچنین جزئیات ارائه شده در شکل ۷-۱۴ به عنوان مهار پیچشی تیر اصلی در قاب خمشی محسوب می گردد.

شکل ۷-۱۴: نمونه ای از مهار پیچشی تیر اصلی در قابهای خمشی





۴-۷ مقاومت برشی مورد نیاز (نیروی برشی طراحی) تیرها

مقاومت برشی مورد نیاز تیرها مطابق رابطه $V_u = V_{gr} + V_E$ محاسبه می گردد.

در این رابطه:

V_{gr} : برش انتهایی تیر ناشی از بارهای ثقلی ضریبدار (با ترکیب بار 1.2D+L)

V_E : برش ناشی از خمش در محل مفصل پلاستیک محدود به ظرفیت برابر با $\frac{2[C_{pr}R_yM_p]}{L_h}$

که در آن:

M_p : لنگر خمشی پلاستیک مقطع تیر

C_{pr} : ضریب آثار سخت شدگی، قیدهای موضعی و ملحقات موجود در اتصال و برابر با:

$$1.1 \leq C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} \leq 1.2$$

R_y : نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصه فولاد

L_h : فاصله بین مفاصل پلاستیک دو انتهای تیر

نکته در مدلسازی نرم افزار ETABS:

نرم افزار قادر است این نیروی برشی طراحی را محاسبه کند، ولیکن کنترل برش در نرم افزار بر اساس آن انجام نمی گردد و می باید به صورت دستی کنترل گردد. برای مشاهده نیروی برشی طراحی تیر مراحل زیر می باید انجام گردد.

مرحله ۱: در تنظیمات طراحی، آیین نامه طراحی (Design Code)، نوع قاب (Frame Type) و در نظر گرفتن آیین نامه لرزه‌ای (Ignore Seismic Code) می باید مطابق شکل ۷-۱۵ اعمال گردد.

مرحله ۲: در نمایش نتایج طراحی، نیروی برشی انتهایی تیر (Beam End Shear Force) همان نیروی برشی طراحی اشاره شده می باشد. (شکل ۷-۱۶)

شکل ۷-۱۵: تنظیمات طراحی در قابهای خمشی

	Item	Value
01	Design Code	AISC 360-16
02	Multi-Response Case Design	Step-by-Step - All
03	Framing Type	IMF
04	Seismic Design Category	D
05	Importance Factor	1
06	Design System Rho	1
07	Design System Sds	0
08	Design System R	5
09	Design System Omega0	3
10	Design System Cd	4.5
11	Design Provision	LRFD
12	Analysis Method	Direct Analysis
13	Second Order Method	General 2nd Order
14	Stiffness Reduction Method	Tau-b Variable
25	Ignore Seismic Code?	No
26	Ignore Special Seismic Load?	No

شکل ۷-۱۶: نیروی برشی طراحی تیر

Display Steel Frame Design Results

☒ Design Output
 P-M Colors/Beam End Shear Force

☐ Design Input



۵-۷ جوش بحرانی لرزه‌ای

الف- جوش شیاری در وصله ستون

ب- جوش شیاری بال و جان تیر به ستون یا جوش شیاری ورق اتصال تیر به ستون

ج- جوش اتصال ستون به کف ستون

۶-۷ اتصال تیر به ستون

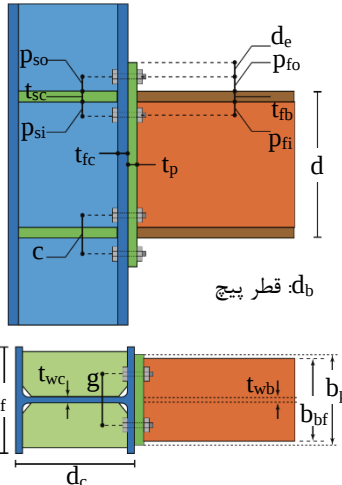
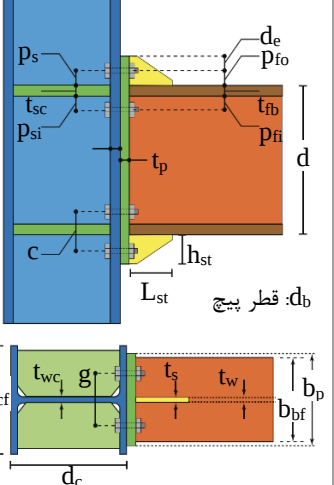
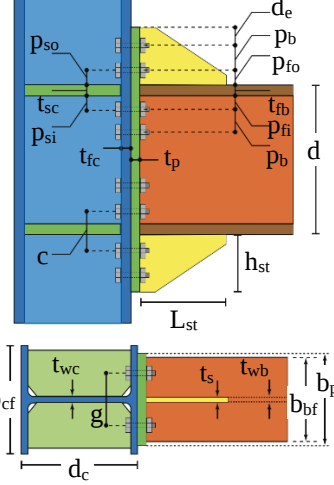
۱-۶-۷ نوع اتصال

برای اتصال تیر به ستون باید از اتصالات از پیش تایید شده مطابق جدول ۷-۱۱ با رعایت محدودیت‌های ارائه شده جداول ۷-۱۲ و ۷-۱۳ استفاده گردد.

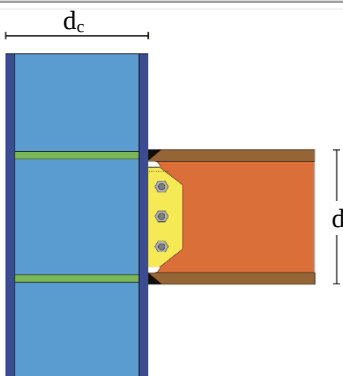
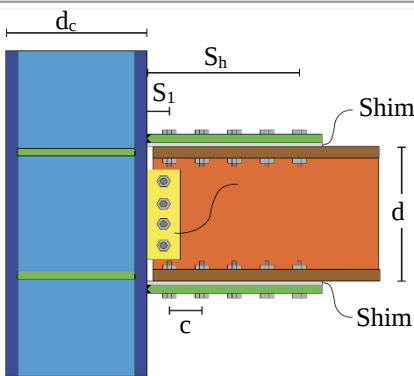
جدول ۷-۱۱: اتصالات از پیش تایید شده

ردیف	نوع اتصال	مخفف
۱	اتصال تیر با مقطع کاهش یافته	RBS
۲	اتصال فلنجی چهار پیچی بدون استفاده از ورق لچکی	BUEEP
۳	اتصال فلنجی چهار یا هشت پیچی با استفاده از ورق لچکی	BSEEP
۴	اتصال پیچی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری	BFP
۵	اتصال جوشی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری	WFP
۶	اتصال مستقیم تقویت نشده جوشی	WUF-W
۷	اتصال پیچی با جفت سپری	DT
۸	اتصال تیر با مقطع کاهش یافته و دیافراگم عبوری از ستون	TD-RBS
۹	اتصال تقویت نشده جوشی با دیافراگم عبوری از ستون	TD-WUFW
۱۰	اتصال تیر با بال پهن شده و دیافراگم عبوری از ستون	TD-Widened

جدول ۷-۱۲: محدودیت های اتصالات فلنجی (کلیه واحدها میلی متر می باشد).

نوع اتصال محدودیت	اتصال فلنجی چهار پیچه بدون سخت کننده	اتصال فلنجی چهار پیچه با سخت کننده	اتصال فلنجی هشت پیچه با سخت کننده
شکل اتصال			
	$S_h = \min(d_b/2, 3b_f)$	$S_h = L_{st} + t_p$	$S_h = L_{st} + t_p$
تیر	$340 \leq d \leq \min(700, L_n/7)$	$340 \leq d \leq \min(700, L_n/7)$	$440 \leq d \leq \min(1000, L_n/7)$
ستون	$150 \leq b_{bf} \leq 250$	$150 \leq b_{bf} \leq 250$	$200 \leq b_{bf} \leq 350$
	$10 \leq t_{bf} \leq 25$	$10 \leq t_{bf} \leq 25$	$15 \leq t_{bf} \leq 30$
	$d_c \leq 1000$	$d_c \leq 1000$	$d_c \leq 1000$
ورق انتهایی	$\max(180, b_{bf}) \leq b_p \leq 300$	$\max(180, b_{bf}) \leq b_p \leq 300$	$\max(240, b_{bf}) \leq b_p \leq 400$
	$12 \leq t_p \leq 60$	$12 \leq t_p \leq 50$	$20 \leq t_p \leq 70$
	$100 \leq g \leq \min(160, b_{bf})$	$80 \leq g \leq \min(160, b_{bf})$	$120 \leq g \leq \min(160, b_{bf})$
	$\max(35, S) \leq p_{fi}, p_{fo} \leq 120$ $S = d_b + 13$ for $d_b \leq 25$ $S = d_b + 19$ for $d_b \leq 25$	$\max(50, S) \leq p_{fi}, p_{fo} \leq 150$ $S = d_b + 13$ for $d_b \leq 25$ $S = d_b + 19$ for $d_b \leq 25$	$\max(40, S) \leq p_{fi}, p_{fo} \leq 50$ $S = d_b + 13$ for $d_b \leq 25$ $S = d_b + 19$ for $d_b \leq 25$
	-	-	$\max(90, 2.7d_b) \leq P_b \leq 100$
	-	$1.75h_{st} \leq L_{st}$	$1.75h_{st} \leq L_{st}$
	-	$\max(t_{wb}, 1.79h_{st}\sqrt{F_y/E}) \leq t_{st}$	$\max(t_{wb}, 1.79h_{st}\sqrt{F_y/E}) \leq t_{st}$
لچکی	-	جوش شیار با نفوذ کامل، چنانچه ضخامت لچکی کوچکتر یا مساوی ۱۰ میلی متر باشد می توان از جوش گوشه دو طرفه با حداقل بعد $\max(0.8t_{st}, 6mm)$ استفاده کرد.	جوش شیار با نفوذ کامل، چنانچه ضخامت لچکی کوچکتر یا مساوی ۱۰ میلی متر باشد می توان از جوش گوشه دو طرفه با حداقل بعد $\max(0.8t_{st}, 6mm)$ استفاده کرد.
اتصال	بال	جوش شیار با نفوذ کامل به همراه جوش گوشه با حداقل بعد ۸ میلی متر در وجه داخلی بال	جوش شیار با نفوذ کامل به همراه جوش گوشه با حداقل بعد ۸ میلی متر در وجه داخلی بال
اتصال تیر به ورق انتهایی	جان	جوش شیار با نفوذ کامل، چنانچه ضخامت جان تیر کوچکتر یا مساوی ۱۰ میلی متر باشد می توان از جوش گوشه دو طرفه با طراحی استفاده کرد و حداقل بعد آن $\max(0.8t_{wb}, 8mm)$ می باشد.	جوش شیار با نفوذ کامل، چنانچه ضخامت جان تیر کوچکتر یا مساوی ۱۰ میلی متر باشد می توان از جوش گوشه دو طرفه با طراحی استفاده کرد و حداقل بعد آن $\max(0.8t_{wb}, 8mm)$ می باشد.

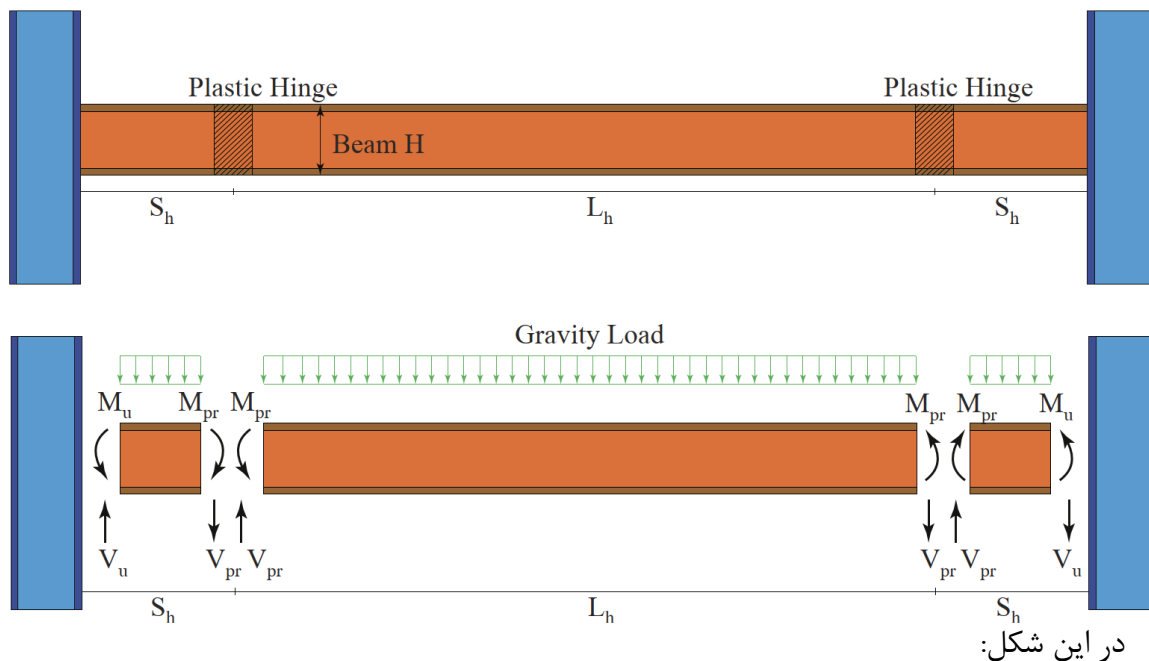
جدول ۷-۱۳: محدودیت‌های سایر اتصالات از پیش تایید شده (کلیه واحدها میلی متر می‌باشد).

اتصال مستقیم تقویت نشده جوشی		اتصال پیچی با ورقهای روسری و زیرسری		نوع اتصال محدودیت	
				شکل اتصال	
S_h برابر صفر		S_h برابر فاصله آخرین پیچ تا بر ستون این طول نباید بزرگتر از ارتفاع تیر بشود.		تیر	
$d \leq \min(1000, L_n/7)$	قاب ویژه	$d \leq \min(1000, L_n/9)$	قاب ویژه		
$W \leq 300\text{kg/m}$		$W \leq 250\text{kg/m}$			
$t_{bf} \leq 30$		$t_{bf} \leq 30$			
$d_c \leq 1000$		$d_c \leq 1000$	کف مرکب	H شکل	ستون
		$d_c \leq 400$	کف تیرچه بلوک		
$d_c \leq 750$		$d_c \leq 750$		جعبه‌ای	
-		$t_f \leq 6$		ورق پرکننده	
-		جوش بحرانی لرزه‌ای شیار با نفوذ کامل		به ستون	اتصال ورق
-		با پیچ رده ۱۰.۹ و حداکثر قطر ۲۷ میلی متر سوراخ بال تیر استاندارد و سوراخ ورق، استاندارد یا بزرگ شده		به تیر	روسری و زیرسری
جوش شیار با نفوذ کامل یا جوش گوشه با ظرفیت معادل: $0.6R_yF_yh_{ptp}$		جوش شیار با نفوذ کامل یا جوش گوشه دوطرفه با ظرفیت معادل مقاومت برشی مورد نیاز اتصال (V_r) و حداقل بعد ۰/۸ ضخامت ورق و ۸ میلی متر		به ستون	اتصال ورق جان
جوش گوشه با ضخامت برابر ضخامت ورق منهای ۲ میلی متر		با استفاده از پیچ سوراخ جان تیر و ورق، یکی استاندارد و دیگری استاندارد یا لوبیایی کوتاه افقی		به تیر	
جوش شیار با نفوذ کامل		-		به ستون	اتصال بال تیر
جوش شیار با نفوذ کامل		-		به ستون	اتصال جان تیر

۶-۲ نیروی طراحی (مقاومت مورد نیاز) اتصال

مقاومت خمشی مورد نیاز اتصال (M_r) و مقاومت برشی مورد نیاز اتصال (V_r)، باید با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بارهای ثقلی و آثار زلزله محدود به ظرفیت مولفه خمش در محل تشکیل مفصل پلاستیک تعیین شود. (شکل ۱۷-۷)

شکل ۱۷-۷: نمودار پیکر آزاد تیرهای باربر لرزه‌ای در قاب خمشی متوسط



در این شکل:

S_h : فاصله بین محل تشکیل مفصل پلاستیک تا بر ستون مطابق اتصالات از پیش تایید شده

L_h : فاصله بین محل تشکیل مفصل پلاستیک در طول تیر

M_{hr} : لنگر پلاستیک محتمل تیر در محل تشکیل مفصل پلاستیک که برابر با $C_{pr}R_y.Z.F_y$ می‌باشد. و در این رابطه:

R_y : نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصه فولاد

Z : اساس مقطع پلاستیک تیر

F_y : تنش تسلیم مشخصه فولاد تیر

V_{hr} : برش در محل مفصل پلاستیک تیر که به طور تقریبی برابر با $\frac{2M_{hr}}{L_h} + V_{gravity}$ می‌باشد. و در این رابطه:

$V_{gravity}$: برش انتهایی تیر ناشی از بارهای ثقلی (با بحرانی ترین ترکیب ثقلی در ترکیبات لرزه‌ای که

به طور معمول ترکیب $1.2D+L+0.2S$ خواهد بود).

V_r : مقاومت برشی مورد نیاز اتصال (نیروی برشی طرح اتصال) برابر با $\frac{2M_{hr}}{L_h} + V_{gravity}$



M_r : مقاومت خمشی مورد نیاز اتصال (لنگر خمشی طرح اتصال) برابر با $M_{hr} + V_{hr} \cdot S_h$

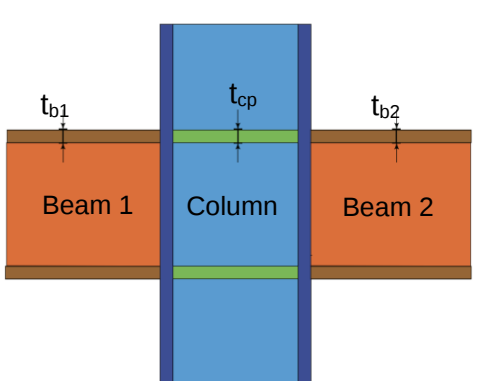
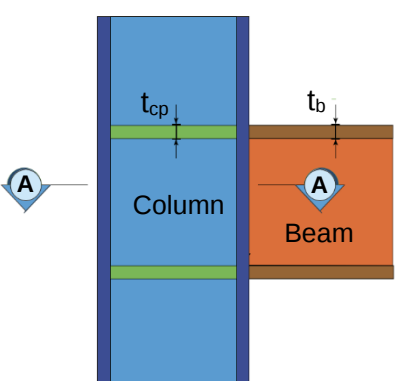
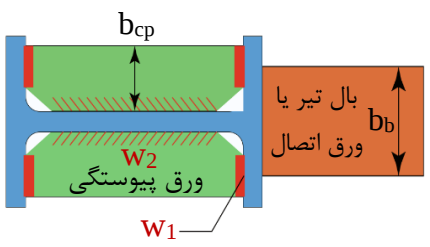
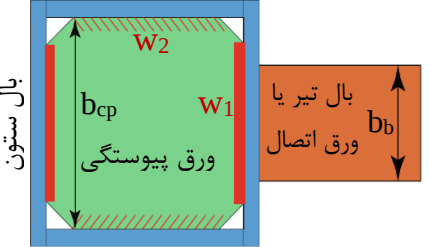
۳-۶-۷ ورق پیوستگی در اتصال تیر به ستون

۱-۳-۶-۷ نیاز یا عدم نیاز به ورق پیوستگی در اتصال تیر به ستون مطابق جدول ۱۴-۷ می‌باشد.

جدول ۱۴-۷: بررسی نیاز به ورق پیوستگی

مقطع ستون		بررسی نیاز یا عدم نیاز به ورق پیوستگی
قوطلی شکل		نیاز به ورق پیوستگی مطابق مشخصات جدول ۷-۱۵ می‌باشد.
H شکل	اگر $t_{cf} \leq b_b/6$	نیاز به ورق پیوستگی مطابق مشخصات جدول ۷-۱۵ می‌باشد.
	اگر $t_{cf} > b_b/6$	در صورت کنترل های خمشی موضعی بال ستون، تسلیم موضعی جان ستون، چروکیدگی موضعی جان ستون و کمانش کلی جان ستون در مقابل نیروی متمرکز حاصل از خمشی اتصال تیر به ستون و جوابگو بودن آنها نیاز به ورق پیوستگی نمی‌باشد. در صورت جوابگو نبودن هر یک از کنترل های اشاره شده و یا عدم کنترل موارد فوق ورق پیوستگی می‌باید مطابق مشخصات جدول ۷-۱۵ استفاده گردد.
توضیحات: در این جدول، t_{cf} : ضخامت بال ستون b_b : پهنای بال تیر یا پهنای ورق اتصال		

جدول ۷-۱۵: مشخصات ورق پیوستگی

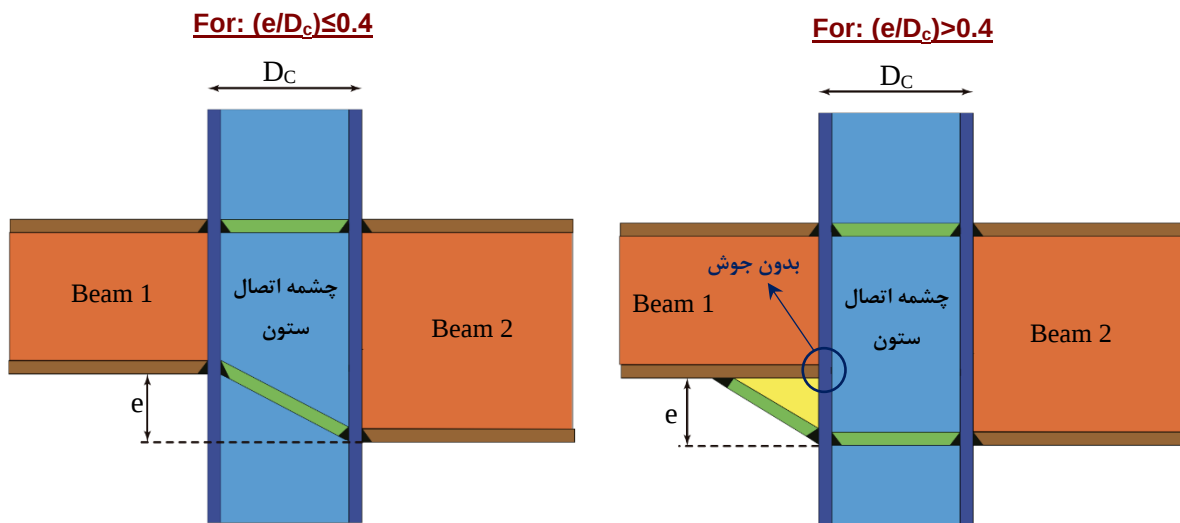
ستون H	ستون قوطی	جزئیات	
  الف-تیر به یک وجه ستون متصل می‌شود. ب-تیر به هر دو وجه ستون متصل می‌شود. t_b: ضخامت بال تیر یا ورق اتصال		نمای جانبی	شکل اتصال
	جان ستون 	مقطع A-A	
برابر فاصله خالص دو بال ستون	برابر فاصله خالص دو بال ستون	طول	هندسه ورق
مجموع پهنای ورق‌های پیوستگی در دو طرف جان باید از پهنای بال تیر یا پهنای ورق اتصال بزرگتر باشد.	برابر فاصله دو جان ستون	پهنا (b_{cp})	
$t_{cp} \geq 0.5t_b$	$t_{cp} \geq 0.5t_b$	ضخامت ت نمای الف	
$t_{cp} \geq 0.75t_b$	$t_{cp} \geq 0.75t_b$	نمای ب	

ادامه جدول ۷-۱۵: مشخصات ورق پیوستگی

ستون قوطی	ستون H	جزئیات	
جوش شیاری با نفوذ کامل، یا جوش گوشه دوطرفه مشروط به اینکه حداقل ضخامت آن ۷۵ درصد ضخامت ورق پیوستگی باشد.	جوش شیاری با نفوذ کامل، یا جوش گوشه دوطرفه مشروط به اینکه حداقل ضخامت آن ۷۵ درصد ضخامت ورق پیوستگی باشد.	$t_{cp} \leq 20mm$	اتصال به بال ستون (W1)
جوش شیاری با نفوذ کامل	جوش شیاری با نفوذ کامل	$t_{cp} > 20mm$	جوش ورق اتصال به جان ستون (W2)
جوش شیاری با نفوذ کامل، یا جوش گوشه دو طرفه، در این حالت نیروی طراحی جوش می‌تواند مقاومت برشی ورق پیوستگی در محل تماس با جان ستون در نظر گرفته شود. بر این اساس حداقل بعد جوش گوشه حدودا $t_{cp} \cdot F_y / F_{ue}$ خواهد بود.	جوش شیاری با نفوذ کامل، یا جوش گوشه دو طرفه، در این حالت نیروی طراحی جوش می‌تواند مقاومت برشی ورق پیوستگی در محل تماس با جان ستون در نظر گرفته شده و حداقل بعد جوش گوشه حدودا $t_{cp} \cdot F_y / F_{ue}$ خواهد شد.		
F_y تنش تسلیم مشخصه فولاد ورق پیوستگی و F_{ue} تنش کشش نهایی فلز جوش می‌باشد.			
$1.49 \sqrt{E / (R_y F_y)}$ توجه: در شرایطی که اتصال گیردار تنها در یک‌راستا به ستون متصل شود و وجه چهارم ورق پیوستگی به ستون متصل نشده باشد، محدودیت $0.56 \sqrt{E / (R_y F_y)}$ خواهد بود.	$0.56 \sqrt{E / (R_y F_y)}$	حداکثر پهنا به ضخامت (b_{cp} / t_{cp})	
Column Beam P_f M_r P_f $P_f = M_r / d^*$ $M_r: M_{hr} + V_{hr} \cdot S_h$ مقاومت خمشی مورد نیاز اتصال برابر با مطابق توضیحات بند ۶-۷-۲ d^*: فاصله بین مراکز سطح بالهای تیر یا ورقهای روسری و زیرسری نکته: در غیاب محاسبات دقیق، ضخامت ورق پیوستگی می‌باید برابر بیشترین ضخامت بال تیرها یا ورقهای اتصال رسیده به گره در نظر گرفته شود.		نیروی طراحی ورق (P_f)	

۶-۳-۲ استفاده از تیرهای با ارتفاع متفاوت در دو طرف یک چشمه اتصال به دلیل اجرای نامناسب ورق‌های پیوستگی، توصیه نمی‌گردد. لیکن در شرایط خاص، باید با استفاده از جزئیات اجرایی مناسب، از انتقال صحیح نیرو بین بال‌های تیرهای دو طرف چشمه اتصال مطمئن شد. برای این منظور می‌توان از جزئیات پیشنهاد شده در گزارش طرح تحقیقاتی پژوهشگاه زلزله استفاده کرد. (شکل ۷-۱۸)

شکل ۷-۱۸: جزئیات اجرایی پیشنهادی ورق پیوستگی برای تیرهای با ارتفاع متفاوت در دو طرف چشمه اتصال

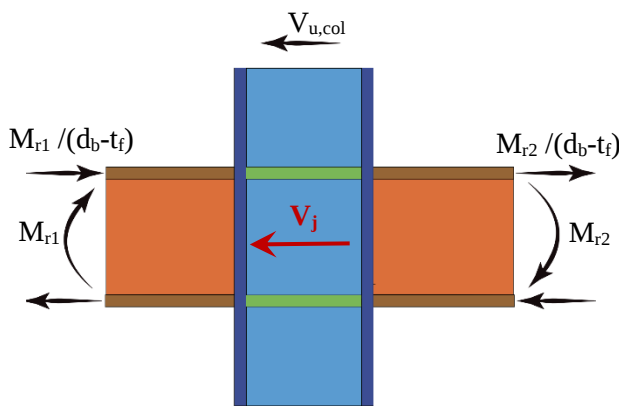
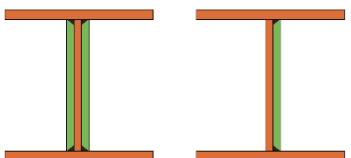
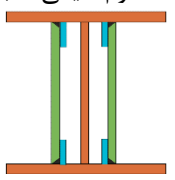


۷-۶-۴ برش در چشمه اتصال تیر به ستون

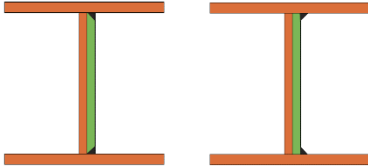
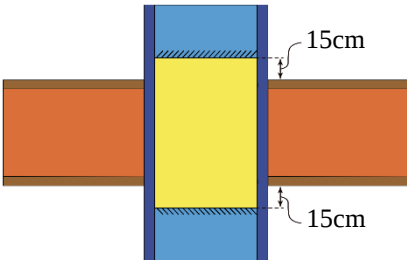
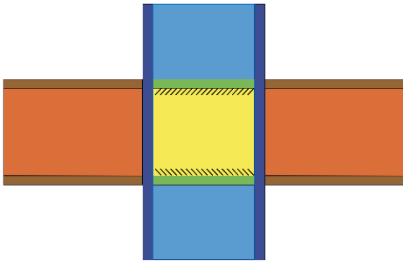
۷-۶-۴-۱ نیروی طراحی و محدودیت‌های مربوط به کنترل برش چشمه اتصال ستون مطابق جدول ۷-۱۶

می‌باشد.

جدول ۷-۱۶: نیروی طراحی و محدودیت‌های چشمه اتصال ستون

موارد کنترلی		جزئیات
		شکل نیروی برشی چشمه اتصال
$V_j = (M_{r1} + M_{r2}) / (d_b - t_f) - V_{u,col}$		V_j
جانهای مقطع ستون باید بتوانند به تنهایی مقاومت برشی مورد نیاز چشمه اتصال را تأمین نمایند. و استفاده از ورقهای مضاعف مجاز نمی‌باشد.		ستون قوطی شکل
اگر $V_j > \phi \cdot V_{nc}$ باشد می‌باید از ورق مضاعف یا سخت کننده قطری استفاده شود.		نیاز به ورق مضاعف یا سخت کننده قطری
نیروی طراحی $V_j - \phi \cdot V_{nc}$		ورق مضاعف
در این حالت ورق مضاعف می‌تواند در یک یا هر دو طرف جان استفاده شود. 		مستصل به جان ستون
در این حالت ورق مضاعف می‌باید به صورت متقارن در هر دو طرف جان و در محدوده یک سوم میانی لبه بال تا جان ستون استفاده شود. 		محل قرارگیری با فاصله از جان ستون

ادامه جدول ۷-۱۶: نیروی طراحی و محدودیت های چشمه اتصال ستون

موارد کنترلی			جزئیات
می‌توان از جوش شیاری با نفوذ کامل یا ناقص و یا جوش گوشه استفاده کرد. مقاومت مورد نیاز (نیروی طراحی) جوش شیاری با نفوذ ناقص و جوش گوشه برابر مقاومت برشی موجود ورق مضاعف خواهد بود.		اتصال به بال ستون	
ورق مضاعف باید حداقل ۱۵۰ میلیمتر از بالا و پایین بالهای تیر ادامه یافته و از طریق جوش گوشه به جان ستون جوش شود.		بدون ورق پیوستگی	
ورق مضاعف باید در محل ورقهای پیوستگی قطع شده و از طریق جوش شیاری با نفوذ کامل یا ناقص یا جوش گوشه به ورقهای پیوستگی جوش شود. مقاومت مورد نیاز جوش شیاری با نفوذ ناقص یا جوش گوشه باید حداقل برابر ۰/۷۵ مقاومت برشی موجود ورق مضاعف در نظر گرفته شود.		اتصال به جان ستون	
با وجود ورق پیوستگی			
$t_{dp} \geq (d_z + w_z) / 90$, $t_{dp} \geq 6mm$, $t_{wc} \geq (d_z + w_z) / 90$ در شرایطی که ورق مضاعف بوسیله جوش انگشتانه به جان ستون متصل شود، می‌باید: $t_{dp} + t_{wc} \geq (d_z + w_z) / 90$ و کنترل ضخامت های t_{dp} و t_{wc} به تنهایی در محدوده بین جوشهای شیاری انجام می گردد.	t_{dp} , t_{wc}		
توضیحات: در این جدول،			ستون شکل H
t_{dp} : ضخامت ورق مضاعف			
t_{wc} : ضخامت جان ستون در محدوده چشمه اتصال			



d_z : عمق چشمه اتصال برابر فاصله بین ورقهای پیوستگی

W_z : پهنای چشمه اتصال برابر فاصله بین بالهای ستون

M_r : مقاومت خمشی مورد نیاز اتصال برابر با $M_{hr} + V_{hr}.S_h$ مطابق توضیحات بند ۶-۷-۲

d_b : عمق تیر

t_f : ضخامت بال تیر

$V_{u,col}$: برش ستون در بالای چشمه اتصال ناشی از بحرانی ترین ترکیب بارگذاری

۶-۷-۲ مقاومت طراحی برشی چشمه اتصال ستون، بسته به در نظر گرفتن یا عدم در نظر گرفتن اثر تغییر

شکل غیرالاستیک چشمه اتصال در تحلیل سازه متفاوت می‌باشد.

نکته در مدلسازی نرم افزار ETABS:

برای در نظر گرفتن اثر تغییر شکل غیرالاستیک چشمه اتصال در تحلیل سازه به ترتیب زیر عمل می‌شود.

مرحله ۱: در منو Define، در بخش Section Properties، مشخصات چشمه اتصال می‌باید در گزینه

Panel Zone تعریف گردد.

مرحله ۲: بعد از انتخاب گره های اتصال تیر به ستون، از طریق منو Assign در بخش joint، مشخصات

چشمه اتصال تعریف شده در مرحله ۱ می‌باید در از طریق گزینه Panel Zone اختصاص داده شود.

حال به بسته به در نظر گرفتن یا عدم در نظر گرفتن اثر تغییر شکل غیرالاستیک چشمه اتصال در تحلیل سازه،

مقاومت طراحی برشی چشمه اتصال ستون (ϕV_n) به صورت زیر محاسبه می گردد.

الف- در حالتی که تغییر شکل غیرالاستیک چشمه اتصال در تحلیل سازه منظور نشده باشد:

$$V_n = 0.6F_y d_c t_w \text{ باشد، اگر } (P_u/P_y) \leq 0.4$$

$$V_n = 0.6F_y d_c t_w (1.4 - P_u/P_y) \text{ باشد، اگر } (P_u/P_y) > 0.4$$

ب- در حالتی که تغییر شکل غیرالاستیک چشمه اتصال در تحلیل سازه منظور شده باشد:

$$V_n = 0.6F_y d_c t_w \left(1 + \frac{3b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_w}\right) \text{ باشد، اگر } (P_u/P_y) \leq 0.75$$

$$V_n = 0.6F_y d_c t_w \left(1 + \frac{3b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_w}\right) (1.9 - 1.2P_u/P_y) \text{ باشد، اگر } (P_u/P_y) > 0.75$$



در این روابط:

F_y : تنش تسلیم مشخصه فولاد

d_c : ارتفاع کلی مقطع ستون

t_w : ضخامت کلی جان مقطع ستون

P_u : نیروی محوری ستون ناشی از تحرانی ترین ترکیبات بارگذاری

P_y : مقاومت محوری تسلیم ستون برابر با $A_g F_y$

b_{cf} : پهنای بال مقطع ستون

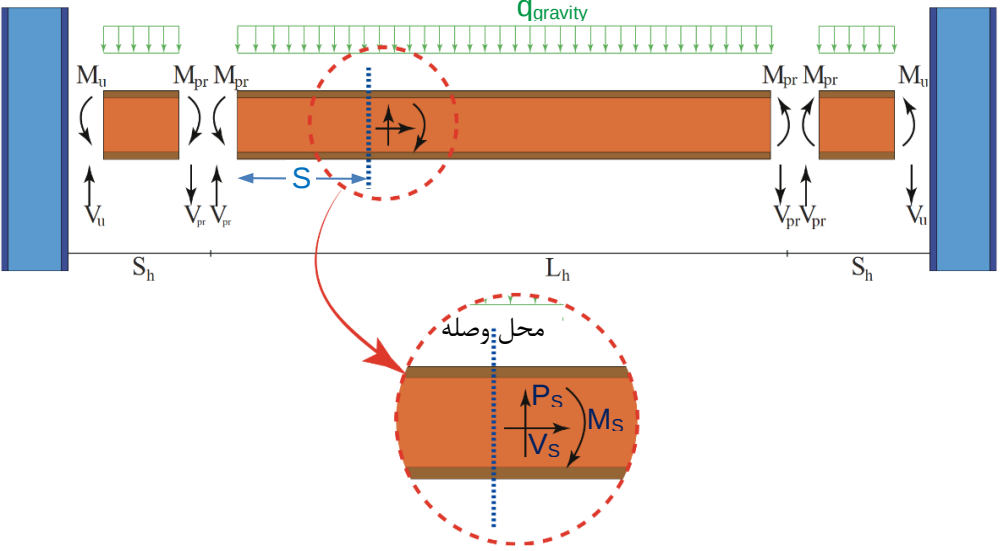
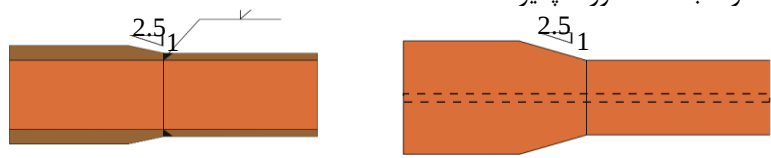
t_{cf} : ضخامت بال مقطع ستون

d_b : ارتفاع کلی مقطع تیر

۷-۷ وصله تیر

نیروهای طراحی وصله تیر و دیگر جزئیات مورد نیاز مطابق جدول ۱۷-۷ می‌باشد.

جدول ۷-۱۷: نیروی طراحی و جزئیات وصله تیر

جزئیات	محل وصله	نیروهای طراحی وصله	جوش	وصله مستقیم
محل وصله	می‌باید خارج از ناحیه محافظت شده (جدول ۷-۴) باشد.		شکل	تغییر مقطع 
نیروهای طراحی وصله		M_S می‌باید بر اساس محل وصله، از نمودار پیکر آزاد تیرها (شکل ۷-۱۴) تعیین شود. و حداقل مقدار آن برابر M_P (لنگر پلاستیک کوچکترین مقطع وصله شونده) خواهد بود. $M_S = M_{hr} - V_{hr} \cdot S + M_{gravity} \geq M_{Pb}$ بر این اساس:	M_S	
نیروهای طراحی وصله		V_S می‌باید بر اساس محل وصله، از نمودار پیکر آزاد تیرها (شکل ۷-۱۴) تعیین شود. و حداقل مقدار آن برابر $0.75 \times 0.6 F_y A_w$ خواهد بود. $V_S = V_{hr} - V_{gravity} \geq 0.75 \times 0.6 F_y A_w$ بر این اساس:	V_S	
نیروهای طراحی وصله		P_S می‌باید بر اساس تحلیل سازه ناشی از ترکیبات بارگذاری متعارف در محل وصله، تعیین شود. نکته نرم افزار: دیافراگم می‌باید به صورت نیمه صلب در نظر گرفته شود.	P_S	
جوش		باید با استفاده از جوش شیاری با نفوذ کامل انجام شود.	جوش	
وصله مستقیم		در وصله مستقیم بین ورق‌های بال یا جان یا پهنا یا ضخامت متفاوت، تغییر تدریجی ورق بزرگتر به کوچکتر می‌باید با شیب حداکثر ۱ به ۲/۵ صورت پذیرد.	تغییر مقطع	

توضیحات: در این جدول،

M_{hr} : لنگر پلاستیک محتمل تیر در محل تشکیل مفصل پلاستیک که برابر با $C_{pr}R_y.Z.F_y$ مطابق توضیحات بند ۶-۷-۲

V_{hr} : برش در محل مفصل پلاستیک تیر برابر با $\frac{2M_{hr}}{L_h} + V_{gravity}$ مطابق توضیحات بند ۶-۷-۲

$M_{gravity}$: لنگر در محل وصله تیر ناشی از بارهای ثقلی (با بحرانی ترین ترکیب ثقلی در ترکیبات لرزه‌ای، به طور معمول $1.2D+L+0.2S$)

$V_{gravity}$: برش در محل وصله تیر ناشی از بارهای ثقلی (با بحرانی ترین ترکیب ثقلی در ترکیبات لرزه‌ای، به طور معمول $1.2D+L+0.2S$)

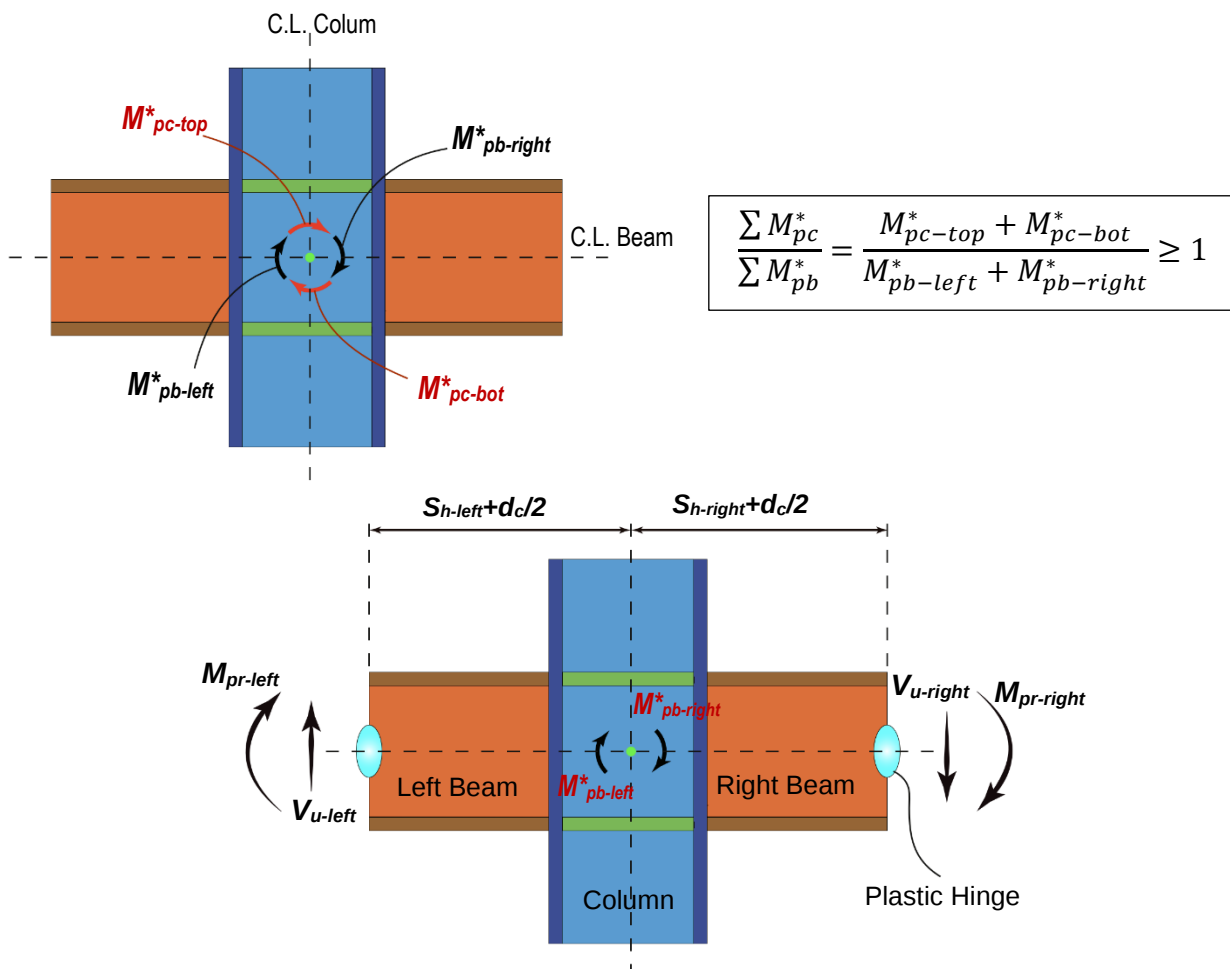
M_{pb} : لنگر پلاستیک تیر

۸-۷ نسبت ظرفیت خمشی ستون به تیر

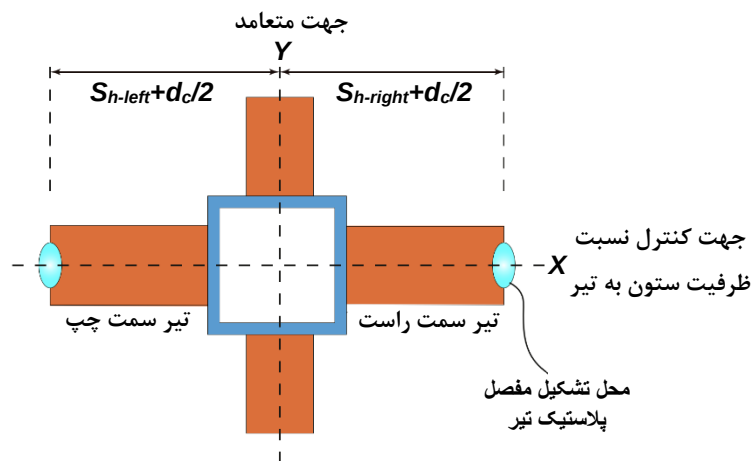
۸-۷-۱ در کلیه گره‌های اتصالات خمشی تیر به ستون در یک قاب خمشی صفحه‌ای نسبت ظرفیت خمشی

اصلاح شده ستون به لنگر خمشی مورد انتظار تیر می‌باید از یک بیشتر باشد. (شکل ۷-۱۹)

شکل ۷-۱۹: کنترل نسبت ظرفیت خمشی ستون به تیر



ادامه شکل ۷-۱۹: کنترل نسبت ظرفیت خمشی ستون به تیر



M_{pc-top}^* : ظرفیت خمشی اصلاح شده ستون بالای گره اتصال برابر با

$$Z_{cY-top} \left(F_{yc} - \frac{P_{u-top}}{A_{g-top}} - \frac{M_{uX-top}}{Z_{cX}} \right)$$

M_{pc-bot}^* : ظرفیت خمشی اصلاح شده ستون پایین گره اتصال برابر با

$$Z_{cY-bot} \left(F_{yc} - \frac{P_{u-bot}}{A_{g-bot}} - \frac{M_{uX-bot}}{Z_{cX}} \right)$$

در این روابط:

Z_{cY-top} : اساس مقطع ستون بالای گره اتصال نسبت به محور متعامد

Z_{cY-bot} : اساس مقطع ستون پایین گره اتصال نسبت به محور متعامد

A_{g-top} : سطح مقطع ستون بالای گره اتصال

A_{g-bot} : سطح مقطع ستون پایین گره اتصال

F_{yc} : تنش تسلیم مشخصه فولاد ستون

P_{u-top} : نیروی محوری ستون بالای گره اتصال حاصل از ترکیبات شامل زلزله تشدید یافته در

جهت کنترل

P_{u-bot} : نیروی محوری ستون پایین گره اتصال حاصل از ترکیبات شامل زلزله تشدید یافته در

جهت کنترل

M_{uX-top} : لنگر خمشی ستون بالای گره اتصال حاصل از ترکیبات متعارف در جهت کنترل

M_{uX-bot} : لنگر خمشی ستون پایین گره اتصال حاصل از ترکیبات متعارف در جهت کنترل



نکته: در صورتی که سیستم سازه ای تنها در یک جهت قاب خمشی باشد (جهت متعامد سیستم قاب ساده باشد)، مقادیر M_{uX-top} و M_{uX-bot} ، صفر در نظر گرفته می‌شود.

$M_{pb-left}^*$: لنگر خمشی مورد انتظار تیر سمت چپ در گره اتصال برابر $M_{pr-left} + V_{u-left}(Sh_{-left} + d_c/2)$

$M_{pb-right}^*$: لنگر خمشی مورد انتظار تیر سمت راست در گره اتصال برابر $M_{pr-right} + V_{u-right}(Sh_{-right} + d_c/2)$

در این روابط:

$M_{pr-left}$: لنگر پلاستیک محتمل تیر سمت چپ گره اتصال برابر $C_{pr} \cdot R_{yb} \cdot Z_{b-left} \cdot F_{yb}$

$M_{pr-right}$: لنگر پلاستیک محتمل تیر سمت راست گره اتصال برابر $C_{pr} \cdot R_{yb} \cdot Z_{b-right} \cdot F_{yb}$

V_{u-left} : برش تیر سمت چپ گره اتصال در محل مفصل پلاستیک برابر با

$$V_{gr.-left} + \frac{2[M_{pr-left}]}{L_{h-left}}$$

$V_{gr.-left}$: برش انتهایی تیرسمت چپ ناشی از بارهای ثقلی (با بحرانی ترین ترکیب

ثقلی در ترکیبات لرزه‌ای که به طور معمول ترکیب $1.2D+L+0.2S$ خواهد بود).

L_{h-left} : فاصله بین محل تشکیل مفصل پلاستیک در طول تیر سمت چپ

$V_{u-right}$: برش تیر سمت راست گره اتصال در محل مفصل پلاستیک برابر با

$$V_{gr.-right} + \frac{2[M_{pr-right}]}{L_{h-right}}$$

$V_{gr.-right}$: برش انتهایی تیرسمت راست ناشی از بارهای ثقلی (با بحرانی ترین ترکیب

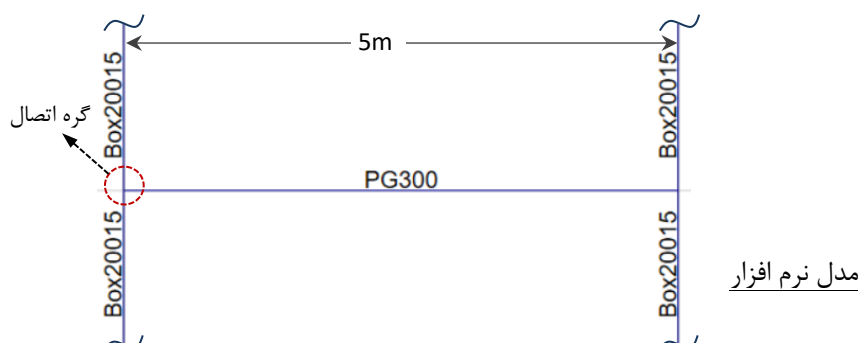
ثقلی در ترکیبات لرزه‌ای که به طور معمول ترکیب $1.2D+L+0.2S$ خواهد بود).

$L_{h-right}$: فاصله بین محل تشکیل مفصل پلاستیک در طول تیر سمت راست

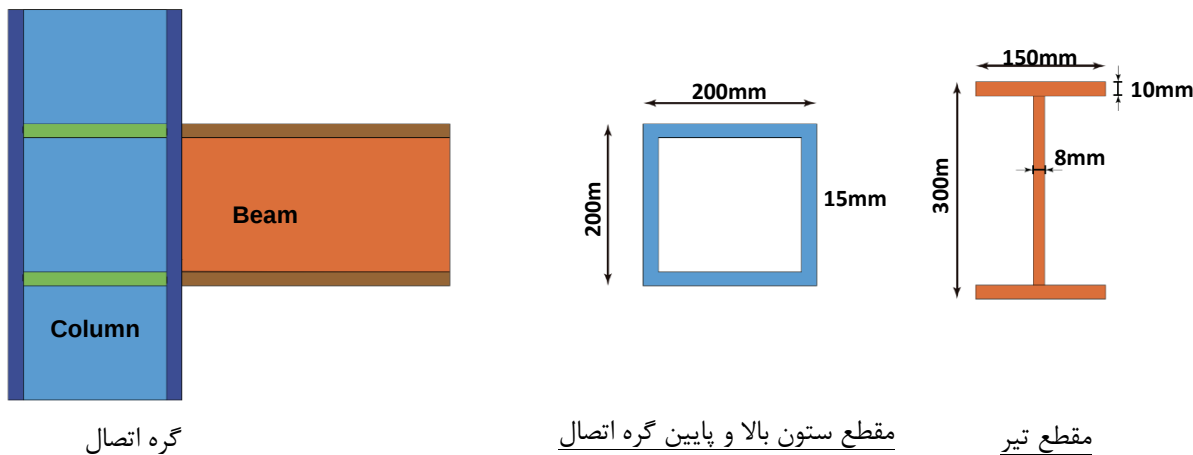
۷-۸-۲ مثال با استفاده از نتایج نرم افزار ETABS:

هدف کنترل نسبت ظرفیت خمشی یک ستون کناری به ظرفیت تیر در گره اتصال مطابق شکل ۷-۲۰ می‌باشد.

شکل ۷-۲۰: اتصال گیردار تیر به یک ستون کناری



ادامه شکل ۷-۲۰: اتصال گیردار تیر به یک ستون کناری



فرضیات:

نوع اتصال: اتصال گیردار پیچی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری و فاصله آخرین پیچ تا بر ستون ۲۵ سانتی متر

طول تیر: ۵ متر

سیستم سازه ای در جهت متعامد، قاب ساده می‌باشد.

محاسبه پارامترهای کنترلی:

پارامترهای تیر:

$V_{u-left}=0$: برش تیر سمت چپ گره اتصال در محل مفصل پلاستیک، با توجه به عدم وجود تیر در سمت چپ

گره اتصال

$V_{u-right}=9.36+2 \times 19.6/4.3=18.48 \text{ ton}$: برش تیر سمت راست گره اتصال در محل مفصل پلاستیک،

پارامترهای مورد نیاز به شرح زیر بدست آمده‌اند.

$V_{gr-right}=9.36 \text{ ton}$: بعد از تحلیل و طراحی تیر در نرم افزار ناشی از ترکیب $1.2D+L+0.2S$ می‌توان

با راست کلیک بر روی تیر مورد نظر مقدار برش را یادداشت کرد. (شکل ۷-۲۱)

$L_{h-right}=430 \text{ cm}$: فاصله بین محل تشکیل مفصل پلاستیک در طول تیر (شکل ۷-۲۲)

$M_{pr-right}=1.2 \times 1.15 \times 592 \times 2400=19.6 \text{ ton.m}$: لنگر پلاستیک محتمل تیر سمت راست گره

اتصال بر اساس مقطع تیر

شکل ۷-۲۱: نتایج طراحی تیر بر اساس ترکیب طراحی ثقلی

E Steel Stress Check Information (AISC 360-16)

Story: Story1 Analysis Section: PG300
 Beam: B3 Design Section: PG300

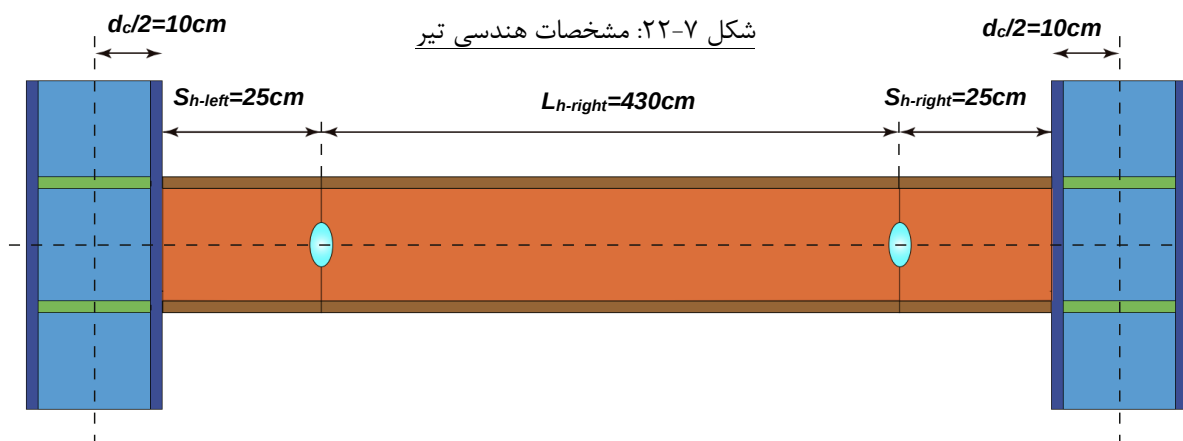
COMBO ID	STATION / LOC	MOMENT RATIO	INTERACTION CHECK	MAJ-SHR RATIO	MIN-SHR RATIO
1.2D+L+0.2S	0.10000	0.518 (T)	0.006 + 0.512 + 0.000	0.301	0.000

☒ Strength
☐ Deflection

Overwrites Details OK Cancel

Shear Design

	V _u Force (tonf)	φV _n Capacity (tonf)	Stress Ratio
Major Shear	9.3654	31.104	0.301
Minor Shear	0	38.88	0

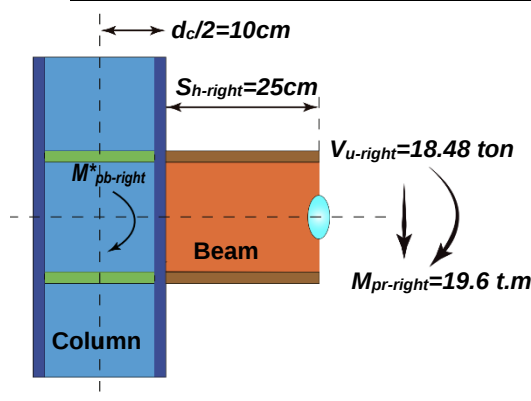


لنگر خمشی مورد انتظار تیر سمت چپ، با توجه به عدم وجود تیر. $M_{pb-left}^* = 0$

لنگر خمشی مورد $M_{pb-right}^* = M_{pr-right} + V_{u-right}(Sh_{-right} + d_c/2) = 19.6 + 18.48(0.25 + 0.1) = 26.07 \text{ ton.m}$

انتظار تیر سمت راست، با توجه به پارمترهای بدست آمده در مراحل قبل، شکل ۷-۲۳.

شکل ۷-۲۳: پارمترهای نیرویی اتصال تیر به ستون





پارامترهای ستون:

نیروی محوری ستون بالای گره اتصال، بعد از تحلیل و طراحی تیر در نرم افزار ناشی از ترکیبات زلزله تشدید یافته جهت X (جهت قاب خمشی در نرم افزار)، می‌توان با راست کلیک بر روی تیر مورد نظر مقدار نیروی محوری را یادداشت کرد. (شکل ۷-۲۴)

$$M_{pc-top}^* = 771.8 \left(2400 - \frac{9112}{111} \right) = 17.89 \text{ ton.m}$$

شکل ۷-۲۴: نیروی محوری ستون بالای گره اتصال

E Steel Stress Check Information (AISC 360-16)

Story	Column	Analysis Section	Design Section
Story2	C1	Box20015	Box20015

COMBO ID	STATION / LOC	MOMENT RATIO	INTERACTION CHECK	MAJ-SHR RATIO	MIN-SHR RATIO
OECOMB1	0.000	0.726 (C)	= 0.029 + 0.693 + 0.003	0.159	0.001
OECOMB1	135.000	0.185 (C)	= 0.029 + 0.156 + 2.9E-04	0.159	0.001
OECOMB1	270.000	1.038 (C)	= 0.029 + 1.005 + 0.004	0.159	0.001
OECOMB2	0.000	0.727 (C)	= 0.029 + 0.186 + 0.512	0.039	0.120
OECOMB2	135.000	0.184 (C)	= 0.029 + 0.022 + 0.133	0.039	0.120
OECOMB2	270.000	1.036 (C)	= 0.029 + 0.230 + 0.778	0.039	0.120

☒ Strength
☐ Deflection

Overwrites Details OK Cancel

Axial Force and Capacities

P _u Force (kgf)	φP _{nc} Capacity (kgf)	φP _{nt} Capacity (kgf)
9112	224758	239760

Design Properties

Z ₃₃ (cm ³)	Z ₂₂ (cm ³)
771.8	771.8

Section Properties

A (cm ²)	J (cm ⁴)
111	9497.4

نیروی محوری ستون پایین گره اتصال، بعد از تحلیل و طراحی تیر در نرم افزار ناشی از ترکیبات زلزله تشدید یافته جهت X (جهت قاب خمشی در نرم افزار)، می‌توان با راست کلیک بر روی تیر مورد نظر مقدار نیروی محوری را یادداشت کرد.

$$M_{pc-top}^* = 771.8 \left(2400 - \frac{27580}{111} \right) = 16.6 \text{ ton.m}$$

کنترل نسبت ظرفیت خمشی اصلاح شده ستون به لنگر خمشی مورد انتظار تیر

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} = \frac{M_{pc-top}^* + M_{pc-bot}^*}{M_{pb-left}^* + M_{pb-right}^*} = \frac{17.89 + 16.6}{0 + 26.07} = 1.32 \geq 1$$