دوره آشنایی با

روند محاسبات پروژه های خاص سازه ای

مجتبی اصغری سرخی
آموزشگاه مجازی ۸۰۸
www.Civil808.com

یکشنبه ۱۵مرداد ۱۳۹۱

جلسه سوم:

آشنایی با نکات طرح لرزه ای سازه های فولادی

(مطابق مبحث دهم)–قسمت اول–قاب ها

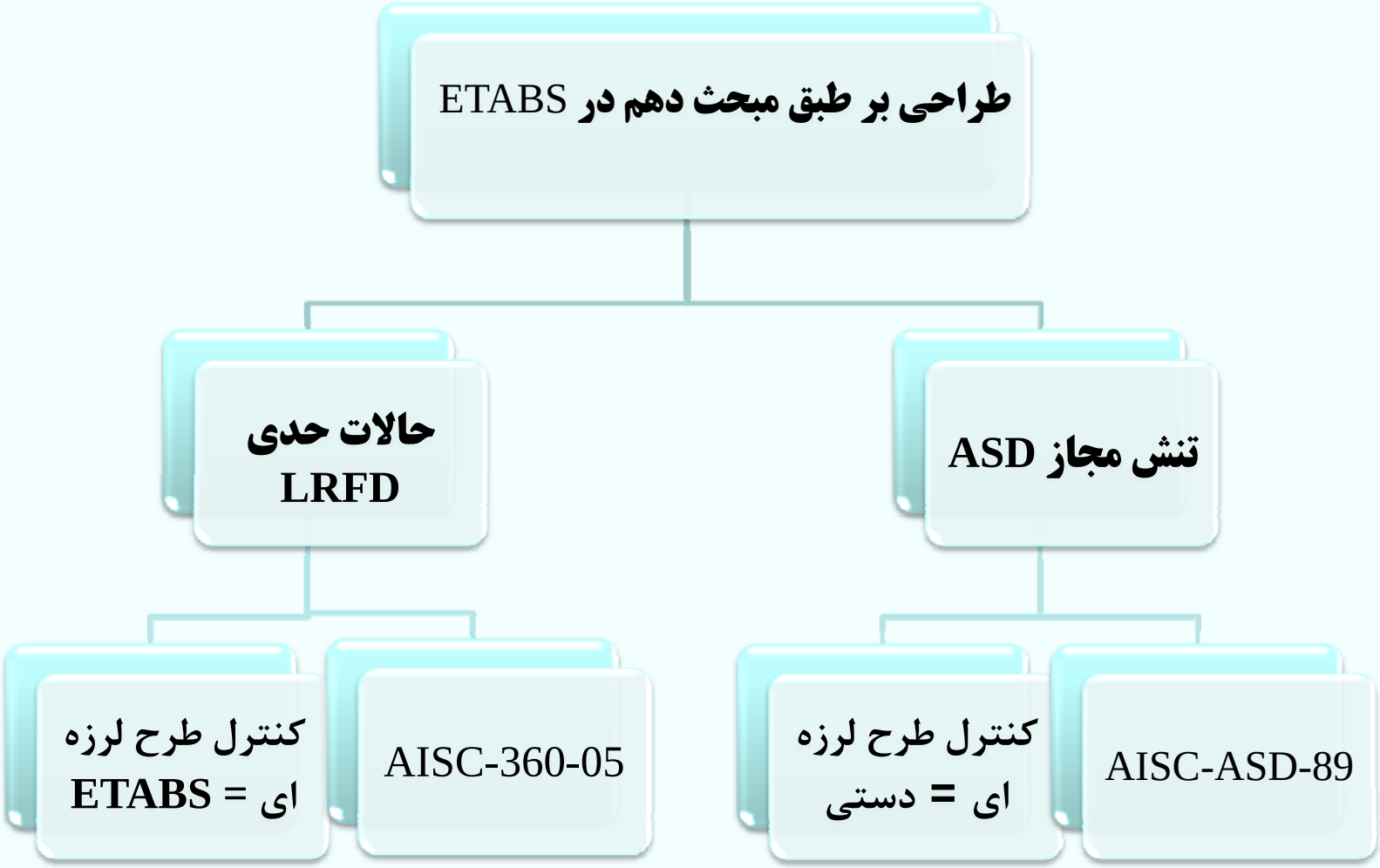
رئوس مطالب:

- جلسه اول: آشنایی کلی با روند طراحی و محاسبات انواع سازه ها
- جلسه دوم: آشنایی با مفاهیم پایه ای مدلینگ و آنالیز سازه ها در نرم افزار بر اساس مفاهیم اجزای محدود
- جلسه سوم: آشنایی با نکات طرح لرزه ای سازه های فولادی (مطابق مبحث دهم)-۱-قاب ها
- جلسه چهارم: آشنایی با نکات طرح لرزه ای سازه های فولادی (مطابق مبحث دهم)-۲-مهاربند ها
- جلسه پنجم: آشنایی با نکات طرح لرزه ای سازه های فولادی (مطابق مبحث دهم)-۳ (در نرم افزار)
- جلسه ششم: سمینار آنالیز پایداری سازه های فولادی-۱
- جلسه هفتم: سمینار آنالیز پایداری سازه های فولادی-۲
- جلسه هشتم: نکات طراحی حالت حدی سازه های فولادی LRFD-۱
- جلسه هشتم: نکات طراحی حالت حدی سازه های فولادی LRFD-۲ (در نرم افزار)
- جلسه نهم: جلسه دهم: آشنایی با نکات طراحی محاسبات سازه های فضاکار

بخش دوم:

❖نحوه اعمال الزامات طرح لرزه ای مبحث دهم در دفترچه محاسبات و ETABS

- هدف از طرح لرزه ای صرفاً تأمین مقاومت اجزا نبوده و باید شکل‌پذیری لازم برای مقابله با نیروی زلزله در اعضای سازه و اتصالات آن وجود داشته باشد. به خاطر عدم قطعیت در تعیین بارهای ناشی از زلزله، تأمین شکل‌پذیری اهمیت ویژه‌ای دارد.
- نگرش فعلی علم مهندسی زلزله مبتنی بر تأمین شکل‌پذیری بالا برای ساختمان‌ها است به طوری که این عامل در کنار دو معیار سختی و مقاومت قرار گرفته است.
- ضوابط بخش ۱۰-۳ مبحث دهم انطباق قابل قبولی با ضوابط طرح لرزه‌ای آیین‌نامه AISC-360-05 دارد.
- در روش حالت حدی با انتخاب آیین نامه AISC-360-05 در ETABS می توان از اعمال ضوابط طرح لرزه ای تا اندازه زیادی اطمینان داشت
- در طراحی به روش تنش مجاز به جهت عدم لحاظ الزامات طرح لرزه ای مبحث دهم در آیین نامه AISC-ASD89، میبایست این الزامات در طراحی به روش تنش مجاز به صورت دستی و خارج از نرم افزار کنترل شوند.


طراحی بر طبق مبحث دهم در ETABS
تنش مجاز ASD
حالات حدی LRFD
AISC-ASD-89
کنترل طرح لرزه ای = دستی
AISC-360-05
کنترل طرح لرزه ای = ETABS

طراحی سازه‌ها با ضریب رفتار کوچکتر از 5 بدون توجه به الزامات طرح لرزه ای!!

مطابق بند ۱۰-۳-۱-۳ :

در طراحی سازه‌های مشمول فصل ۱۰-۳ چنانچه در محاسبه نیروی زلزله، بر اساس ضوابط مبحث ششم مقررات ملی، مقدار ضریب رفتار R برابر یا کمتر از 5 منظور شود، رعایت ضوابط این فصل الزامی نیست.

اما در این زمینه ابهاماتی وجود دارد :

وقتی که ضریب رفتار سیستم سازه‌ای انتخاب شده کمتر از حد واقعی آن در نظر گرفته می‌شود، در واقع از یک سیستم جدید سازه‌ای با حد شکل‌پذیری کمتر استفاده کرده‌ایم که این سیستم در مبحث ششم درج نشده است.

مطابق بندهای مختلف بخش ۶-۷ مبحث ششم برای هر یک از سیستم‌های سازه‌ای محدودیت‌هایی در نظر گرفته شده است. از جمله می‌توانیم به محدودیت ارتفاع ذکر شده در جدول ۶-۷-۶ مبحث ششم و محدودیت‌هایی که برای سیستم‌های مختلف در زیرنویس این جدول ذکر شده است و نیز محدودیت‌هایی ذکر شده در بند ۶-۷-۳-۱ مبحث ششم (محدودیت‌های انتخاب نوع سیستم سازه باربر جانبی- ضریب رفتار R) اشاره نمود.

سوال این است که سیستم جدیدی که برای سازه فرض می‌شود، دارای چه محدودیت‌هایی است؟ از سیستم جدید تا چه ارتفاعی، چه تعداد طبقات، برای چه سطح اهمیت و بالاخره در چه مناطقی (از لحاظ سطح خطر زلزله) می‌توان استفاده کرد؟

حتی اگر این روش از لحاظ آیین‌نامه‌ای مشکلی نداشته باشد، کمک چندانی هم به جهت سبک سازی و اقتصادی کردن سازه نخواهد کرد. هر چند که برای این سازه‌ها نیازی به اعمال ضوابط طرح لرزه‌ای مبحث دهم نیست، ولی با در نظر گرفتن مقدار کمتر برای ضریب رفتار عملاً مقدار نیروی زلزله اضافه شده و مقدار قابل توجهی از صرفه‌جویی انجام شده به خاطر عدم اعمال ضوابط طرح لرزه‌ای جبران می‌شود.

بهترین مرجع که در این زمینه میتواند نظر قطعی بدهد دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی است:

جمهوری اسلامی ایران
وزارت مسکن و شهرسازی
معاونت امور مسکن و ساختمان

تاریخ
شماره ۸۹/۰۱/۰۹
پیوست ۴۲۰/۲۰۷

دبیرخانه معاونت شهرسازی ومعماری
شماره: ۰۴۲۳

بسمه تعالی

شهرداری محترم همدان

باسلام

بازگشت به نامه شماره ۴۵۶۳ مورخ ۸۸/۱۰/۱۷ آن شهرداری بدینوسیله اظهارنظر کمیته تخصصی مبحث دهم مقررات ملّی ساختمان به شرح زیر جهت آگاهی و بهره‌داری ارائه میگردد.

«انتخاب نوع سیستم و ضریب رفتار R با توجه به پهنه‌بندی و تعداد طبقات ساختمان باید مطابق آیین‌نامه ۲۸۰۰ و یا مبحث ششم انجام گردد. سپس با مقادیر R و ضوابط عنوان شده در آیین‌نامه ۲۸۰۰، طراحی طبق مفاد مبحث دهم صورت گیرد. مبحث دهم هیچگونه دستورالعملی برای انتخاب نوع سیستم ندارد. با تجدیدنظر آئین نامه ۲۸۰۰ و مبحث ششم مقررات ملّی ساختمان و تکمیل ضریب R طبق ASCE7 – 2005 انطباق بهتری بین آیین‌نامه ۲۸۰۰ و فصل ۱۰-۳ مبحث دهم صورت خواهد گرفت.

غلامرضا هوائی

مدیرکل امور مقررات ملّی ساختمان

اصطلاحات مهم طرح لرزه‌ای

مقاومت تسلیم مورد انتظار:

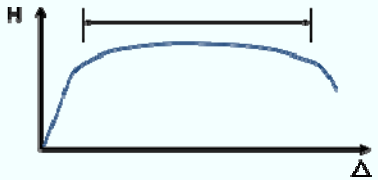
برحسب شرایط تولید، تنش تسلیم واقعی می‌تواند بزرگتر از تنش تسلیم محاسباتی شود. در این فصل، ضریب این افزایش برای تمام تولیدات 1.15فرض شده است.

$$F_{ye} = 1.15 \times F_y$$

سخت شدگی مجدد :

$$V_p = 0.6 \times F_y \times A_w \quad , \quad M_p = F_y Z \quad , \quad M_{\exp} = F_{ye} Z$$

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



شکل‌پذیری :

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

$$\mu = \frac{\Delta_{\max}}{\Delta y}$$

در قاب‌های خمشی ویژه استفاده از ضوابط لرزه‌ای جدید منجر به افزایش پارامترهای شکل‌پذیری و ضریب اضافه مقاومت می‌شود که البته این تاثیر در قاب‌های بلندتر که دارای زمان تناوب بیشتر می‌باشند کمتر است

مقاطع فشرده لرزه ای

جدول ۱-۱-محدودیت فشردگی لرزه‌ای بادبندها

شماره بند آیین‌نامه	عنوان	فشردگی یا فشردگی لرزه‌ای
۱۰-۳-۹-۲-۳-۱	بادبندهای همگرای ویژه (قطری‌ها)	فشرده لرزه‌ای
۱۰-۳-۱۰-۲-٤-۱	بادبندهای واگرای ویژه	فشرده
بادبندهای همگرای ویژه ضربدری و همگرا و واگرای معمولی		مطابق ۱۰-۱ یا ۱۰-۲

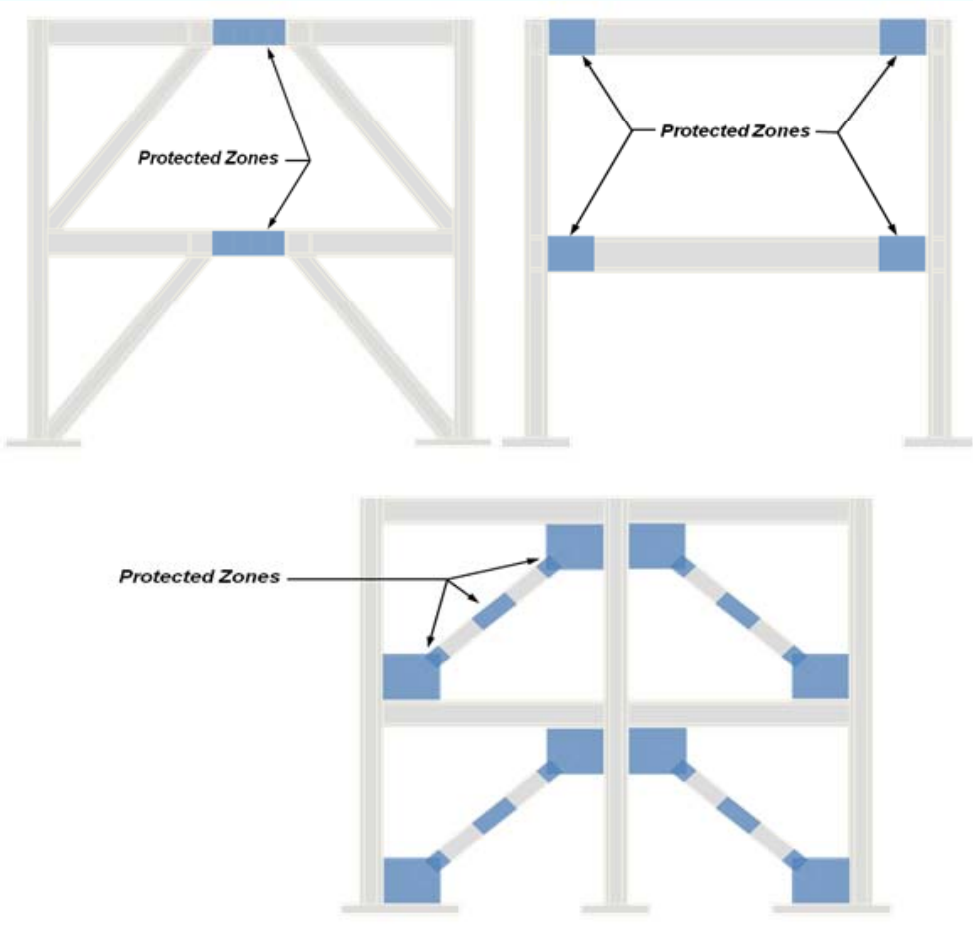
جدول ۱-۲-محدودیت فشردگی لرزه‌ای ستون‌ها

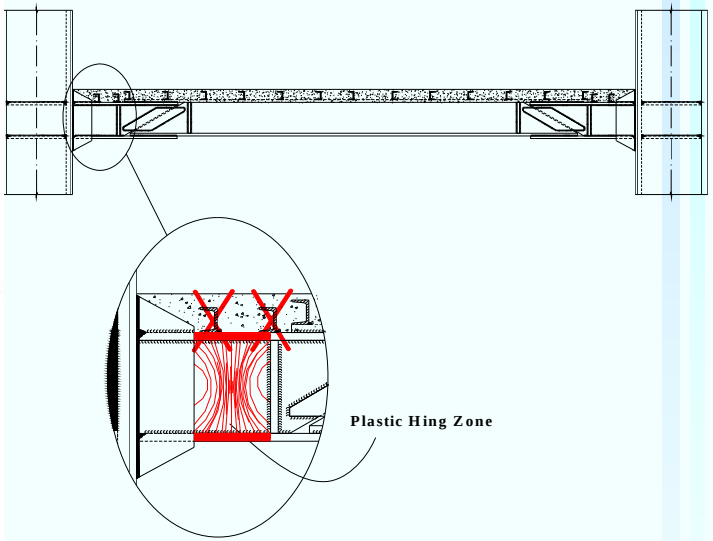
شماره بند آیین‌نامه	عنوان	فشردگی یا فشردگی لرزه‌ای
۱۰-۳-۸-۱-۱-۱-الف	قاب خمشی ویژه	فشرده لرزه‌ای
۱۰-۳-۹-۲-۵-۱	ستون‌های متصل به قاب مهاربند همگرا ویژه	فشرده لرزه‌ای
۱۰-۳-۱۰-۲-۵-۱	ستون‌های متصل به قاب مهاربند واگرا ویژه	فشرده لرزه‌ای
۱۰-۳-۸-۲-۱-الف	قاب خمشی متوسط	فشرده
قاب خمشی و قاب مهاربندی همگرا و واگرای معمولی		مطابق ۱۰-۱ یا ۱۰-۲

جدول ۱-۳-محدودیت فشردگی لرزه‌ای تیرها

شماره بند آیین‌نامه	عنوان	فشردگی یا فشردگی لرزه‌ای
۱۰-۳-۸-۱-۲-۱-الف	قاب خمشی ویژه	فشرده لرزه‌ای
۱۰-۳-۱۰-۲-۲-۱-الف	تیر پیوند در قاب مهاربند واگرای ویژه	فشرده لرزه‌ای
۱۰-۳-۸-۲-۲-الف	قاب خمشی متوسط	فشرده
۱۰-۳-۱۰-۳-ب	تیر مهاربند (شامل تیر پیوند و خارج از پیوند) در قاب مهاربند واگرای معمولی	فشرده

نواحی بحرانی در اعضای سازه‌ای





ترکیب بارهای تشدید یافته

ترکیب بارهای تشدید یافته روش تنش مجاز (۱۰-۳-۴-۴-الف)

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

$$0.75D + 0.75\Omega E$$

ترکیب بارهای تشدید یافته روش حالت حدی (۱۰-۳-۴-۴-ب)

$$D + 1.2L + 1.2\Omega_0 E$$

$$0.85D + 1.2\Omega_0 E$$

Ω ضریب اضافه مقاومت است که مقدار آن از جدول ۱۰-۳-۲ برای سیستم‌های مختلف :

سیستم باربر جانبی	Ω_o
قاب خمشی با شکل‌پذیری زیاد	2.8
قاب خمشی با شکل‌پذیری متوسط	2.8
قاب خمشی با شکل‌پذیری کم	2.8
قاب ساده + مهاربند همگرا با شکل‌پذیری زیاد	2
قاب ساده + مهاربند همگرا با شکل‌پذیری کم	2
قاب ساده + مهاربند واگرا و اتصال صلب در دو انتهای تیر رابط	2
قاب ساده + مهاربند واگرا بدون اتصال صلب در دو انتهای تیر رابط	2
قاب خمشی با شکل‌پذیری زیاد + مهاربند همگرا با شکل‌پذیری زیاد	2.4
قاب خمشی با شکل‌پذیری زیاد + مهاربند واگرا با شکل‌پذیری زیاد	2.4
قاب خمشی با شکل‌پذیری متوسط + مهاربند همگرا با شکل‌پذیری زیاد	2.4
قاب خمشی با شکل‌پذیری متوسط + مهاربند واگرا با شکل‌پذیری زیاد	2.4

فهرست الزامات طرح لرزه‌ای

- **۱۰-۳-۶ ضوابط کنترل مقاومت ستون‌ها و کف ستون**
- **۱۰-۳-۷ سیستم های باربر جانبی لرزه ای**
- **۱۰-۳-۸ الزامات قاب‌های خمشی**

الزامات ستون‌ها در قاب خمشی

الزامات تیرها در قاب‌های خمشی

الزامات اتصال تیر به ستون در قاب خمشی

طراحی اتصال برای خمش و برش و ورق‌های پیوستگی

- **۱۰-۳-۹ الزامات قاب‌های مهاربندی شده همگرا**

الزامات بادبندهای ضربدری

الزامات بادبندهای ۷و ۸ شکل

- **۱۰-۳-۱۰ الزامات قاب‌های مهاربندی شده واگرا**

الزامات تیر پیوند

الزامات تیر خارج از پیوند

طراحی ستون‌ها در قاب مهاربندی واگرای

الزامات طراحی اعضای قطری مهاربند

الزامات عمومی کنترل ستون و کف ستون (۱۰–۳–۶)

۱۰-۳-۶-۱- ضوابط کنترل مقاومت ستون‌ها

ستون‌ها باید علاوه بر تأمین الزامات فصل ۱۰-۱ در مواردی که بار محوری آنها بدون منظور کردن ترکیب بارگذاری زلزله تشدید یافته، از حد تعیین شده در زیر تجاوز کند، ضوابط بند های الف و ب را ارضا کنند:

$$\frac{f_a}{F_a} \geq 0.4$$

۱۰-۳-۶-۱- الف

ظرفیت بار محوری ستون در فشار یا کشش، بدون در نظر گرفتن لنگر خمشی وارد بر آن، نباید کمتر از بار محوری تعیین شده در ترکیب بارگذاری زلزله تشدید یافته باشد.

در طراحی به روش تنش مجاز

در فشار محوری $0.75(P_{DL} + P_{LL} + \Omega P_e) \leq F_a A$

در کشش محوری $0.75(P_{DL} + \Omega P_e) \leq 0.6 F_y A$

چند نکته :

- برای کنترل این بند از مبحث ۱۰ با توجه به تفاوت‌هایی که در نظر گرفتن ترکیب بارهای تشدید یافته میان AISC-ASD89با ترکیب بارهای تشدید یافته موجود در مبحث ۱۰ جدید مشاهده می‌شود، بنابراین این ترکیب بارها میبایست دستی به نرم افزار تعریف شوند.
- بهتر است ستون‌های دهانه بادبندی را از ابتدا مقداری قویتر در طراحی در نظر بگیریم. به طور مثال بهتر است که اجازه ندهیم نسبت تنش در آنها از عدد 0.7بیشتر شود.

Load Combination	Type	Case	Factor
COL1COMPRES	ADD	DEAD	1
COL1COMPRES		LIVE	1
COL1COMPRES		LIVETEJARY	1
COL1COMPRES		EX	2.4
COL2COMPRES	ADD	DEAD	1
COL2COMPRES		LIVE	1
COL2COMPRES		LIVETEJARY	1
COL2COMPRES		EX	-2.4
COL3COMPRES	ADD	DEAD	1
COL3COMPRES		LIVE	1
COL3COMPRES		LIVETEJARY	1
COL3COMPRES		EY	2.4
COL4COMPRES	ADD	DEAD	1
COL4COMPRES		LIVE	1
COL4COMPRES		LIVETEJARY	1
COL4COMPRES		EY	-2.4
COL5TENSION	ADD	DEAD	1
COL5TENSION		EX	2.4
COL6TENSION	ADD	DEAD	1
COL6TENSION		EX	-2.4
COL7TENSION	ADD	DEAD	1
COL7TENSION		EY	2.4
COL8TENSION	ADD	DEAD	1
COL8TENSION		EY	-2.4

- به جهت استفاده از آیین‌نامه AISC-ASD89برای طراحی سازه از ضریب 0.75برای ترکیب بارها استفاده نشده است، چرا که آیین‌نامه تنش‌های مجاز را در 1.33 ضرب خواهد کرد.
- اگر سازه در پلان نا منظم باشد میبایست 100% نیروی زلزله با 30% نیرو در جهت متعامد آن برای ترکیب بارهای تشدید یافته نیز لحاظ شود.
- با ترکیب بارهای جدید دوباره فقط ستون‌های دهانه بادبندی را کنترل می‌کنیم و در صورت لزوم مقطع آنها را قویتر می‌کنیم. در اینجا در کنترل نسبت تنش فقط به تنش ناشی از بارهای محوری توجه می کنیم.

۱۰-۳-۶-۱- ب

ظرفیت مجاز یا اسمی محوری ستون در فشار و یا کشش لزومی ندارد از مقادیر زیر بیشتر در نظر گرفته شود.

- در طراحی به روش تنش مجاز از 0.6×1.25 برابر باری که تیرها و یا مهاربندها می‌توانند به ستون منتقل کنند به شرط اینکه بار این اعضاء برابر مقاومت اسمی آنها در نظر گرفته شود.
- حداکثر باری که شالوده می‌تواند در مقابل برکنش ناشی از واژگونی تحمل کند.

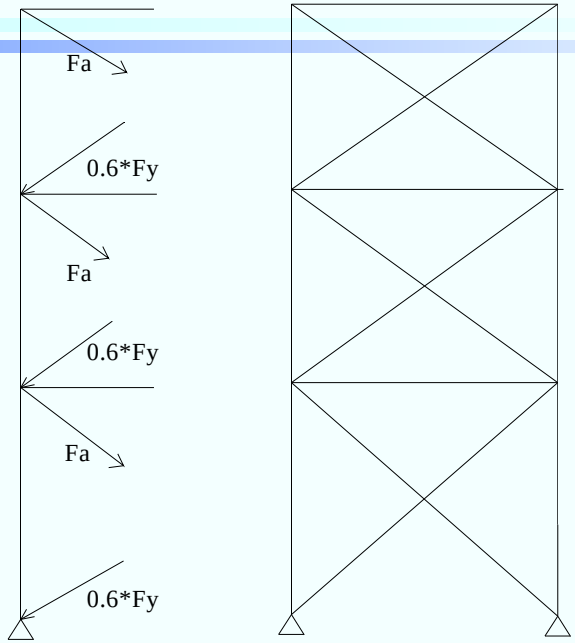
نکات این مرحله :

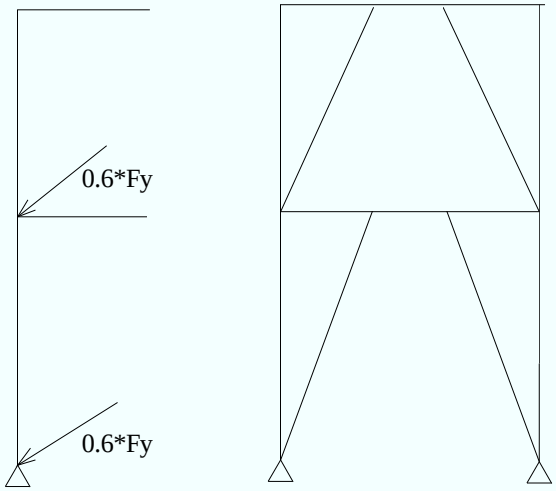
❑سطح مقطع ستون‌ها را برحسب 1.25برابر باری که بر اساس مقاومت مهاربندها (برای قاب‌های مهاربندی شده) یا تیرها (برای قاب‌های خمشی) به آنها منتقل می‌شود به صورت دستی محاسبه می‌کنیم و مقاطع به دست آمده را جایگزین مقاطع قبلی ستون‌ها می‌کنیم.

❑در حالتیکه بادبند تحت فشار است دیگر نیازی به ضرب مقدار تنش مجاز فشاری خروجی نرم‌افزار در مقدار 0.6نیست و عبارت1.25×0.6 تنها مربوط به بادبندهایی است که کششی فرض شده‌اند.

❑مقدار به دست آمده در ستون آخر را با مقدار سطح مقطع ستون در هر طبقه مقایسه می‌کنیم. اگر این مقدار بیش از مقدار سطح مقطع ستون باشد، مقطع فعلی برای ستون مناسب است و اگر این مقدار کمتر از مقدار سطح مقطع ستون باشد، ستون را می‌توان تا مقدار به دست آمده کوچکتر اختیار کرد.

❑در مرحله آخر اگر در این مرحله مقطع ستونی کوچک شد آن را دوباره به حالت فایل اصلی برگردانده و کنترل می‌کنیم که آیا در اثر ترکیب بارهای عادی و در نظر گرفتن نسبت تنش ناشی از لنگرهای خمشی احتمالی، ستون جوابگو خواهد بود یا نه.





اگر بادبند قطری باشد، برحسب اینکه این بادبند تک به کشش یا فشار می‌افتد، تنش مجاز آن تعریف شده و برای حالت دیگر صفر وارد می‌شود. مثلاً اگر ستون تحت فشار است تنها تنش فشاری را وارد می‌کنیم و تنش کششی را صفر می‌نویسیم. مقادیر تنش مجاز فشاری برای ستون و بادبند از نرم‌افزار برای هر عضو قابل استخراج است (البته با توجه به زیاد بودن مقدار $0.6F_y$ نسبت به تنش مجاز فشاری، می توان $0.6F_y$ مقدار تنها را درنظر گرفت.

آیا در ضوابط مبحث ۱۰ جدید ستون‌ها اقتصادی‌تر خواهند شد یا خیر؟

اگر تنها ترکیب بارهای تشدیدیافته بدون شرایط بند ۱۰-۳-۶-۱-ب را در نظر بگیریم به نظر می‌رسد که ستون‌ها نه تنها سبکتر نمی‌شوند بلکه سنگینتر از ویرایش قبلی هم خواهند شد.

توجه کنید هر چند امگاصفر کوچکتر شده است ولی در اینجا حد مجاز به جای مقاومت ستون به مقدار بار محوری مجاز ستون که 0.6حالت قبل است محدود شده است.

ضرایب بار تشدیدیافته در ویرایش جدید هم برای بار مرده و هم زنده و هم زلزله بیش از ویرایش قبل خواهد شد.برای مثال برای قاب خمشی فولادی با هرگونه شکل‌پذیری داریم:

ضوابط مبحث ۱۰ ویرایش ۸۴:

$$P_D + 0.7P_L + \Omega P_E \le \frac{1.7F_a.A}{0.75} \quad , \quad \Omega = 3.2$$

ضوابط مبحث ۱۰ ویرایش ۸۷:

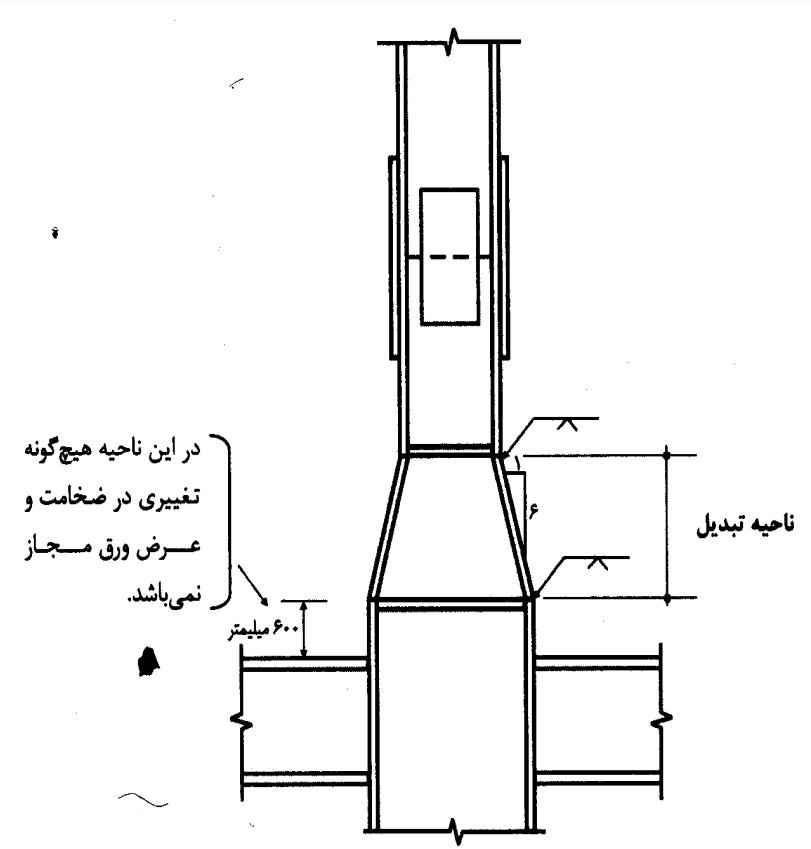
$$P_D + P_L + \Omega P_E \le \frac{F_a.A}{0.75} \quad , \quad \Omega = 2.8$$

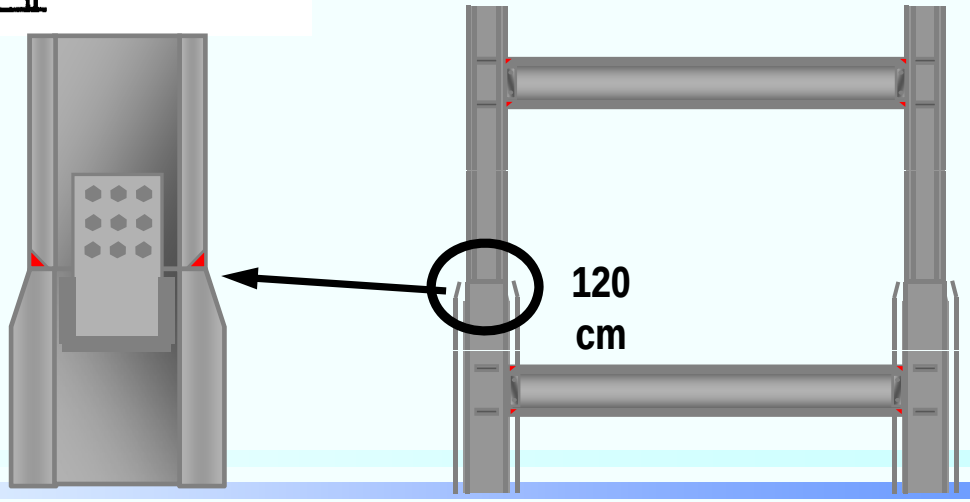
اما با استفاده از شرط بند ۱۰-۳-۶-۱- ب ، در اکثر موارد مقطع ستون تعدیل می‌شود!

جزئیات وصله ستون ها (۱۰–۳–۶–۲)

جزئیات وصله ستون در طرح لرزه ای مبحث دهم و

AISC 2005 :





الزامات کنترل کف ستون ها (۱۰-۳-۶-۳)

طراحی کف ستون‌ها و اتصالات آنها به ستون‌ها و شالوده‌ها باید علاوه بر تأمین ضوابط فصل ۱۰-۱ قادر به تحمل **کمترین** دو حالت زیر باشد:

- ✓ **حالت ۱**: بیشترین نیروهای داخلی (نیرو محوری، برشی، لنگر خمشی بطور همزمان) روی کف ستون تحت اثر ترکیب بارهای عادی و تشدید یافته
- حالت ۲: اثرات نیروهای محوری ، برشی و لنگر خمشی به طور جداگانه...

چند نکته :

- ❑ در حالت اول علاوه بر ترکیب بارهای عادی باید ترکیب بارهای تشدید یافته مطابق بند ۱۰-۳-۴-۴ را هم در نظر بگیریم و بر اساس آن مقادیر نیروی محوری برشی و لنگر خمشی را استخراج و صفحه ستون را طراحی کنیم.
- ❑ در نظر گرفتن ترکیب بارهای تشدید یافته در طراحی کف ستون به ویژه باعث بالا رفتن تعداد بولتهای مصرفی برای تحمل نیروی کششی ستون ناشی از این ترکیب بارها خواهد شد. همچنین ابعاد صفحه ستون و حتی ضخامت آن نیز تحت تاثیر قرار خواهد گرفت و دچار افزایش می‌شوند.
- ❑ **حالت دوم که به جای حالت اول قابل منظور است اغلب منجر به نتایج بیشتر می شود.**

سیستم های باربر جانبی لرزه ای(۱۰-۳-۷)

سیستم های باربر جانبی لرزه ای که در مبحث دهم به آن پرداخته شده است عبارتند از :

۱. قاب های خمشی در سه رده:

- قاب خمشی با شکلپذیری زیاد یا ویژه
- قاب خمشی با شکلپذیری متوسط
- قاب خمشی با شکلپذیری کم

۲. مهاربند های همگرا در دو رده:

- مهاربندی همگرا با شکل پذیری زیاد
- مهاربندی همگرا با شکل پذیری کم

۳. مهاربندی های واگرا در دو رده:

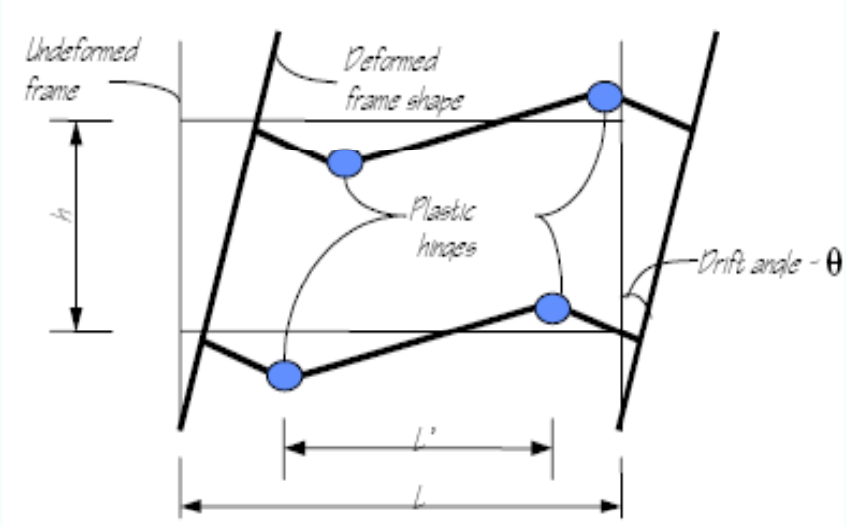
- مهاربندی واگرا با شکل پذیری زیاد
- مهاربندی واگرا با شکل پذیری کم

۴. سیستم های دوگانه یا ترکیبی متشکل از قاب های خمشی ویژه یا متوسط با مهاربندی های همگرا یا واگرا

الزامات قاب خمشی ویژه و متوسط (۱۰-۳-۸)

در قاب‌های خمشی بارهای جانبی بوسیله خمش و برش بوجود آمده در تیرها و ستون‌ها تحمل می‌شود و شکل‌پذیری قاب با ایجاد تسلیم خمشی در تیرها، تسلیم برشی در چشمه اتصال ستون‌ها و تسلیم خمشی در ستون‌ها بوجود می‌آید.

مزیت این سیستم،شکل‌پذیری بالا و ایمن و تطبیق‌پذیری معماری خوب و عیب بزرگ آن پایین بودن سختی الاستیک قاب خمشی است.



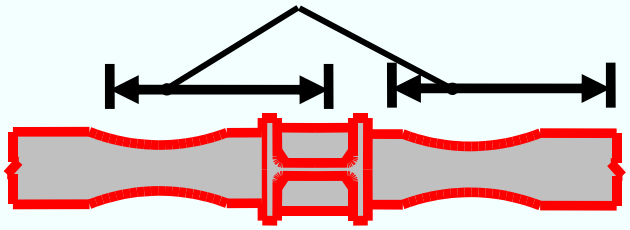
محل تشکیل مفصل پلاستیک در دو انتهای تیر باید در فاصله ای به اندازه ۰.۵ d تا ۱ d از بر ستون در نظر گرفته شود. (d ارتفاع کل تیر)

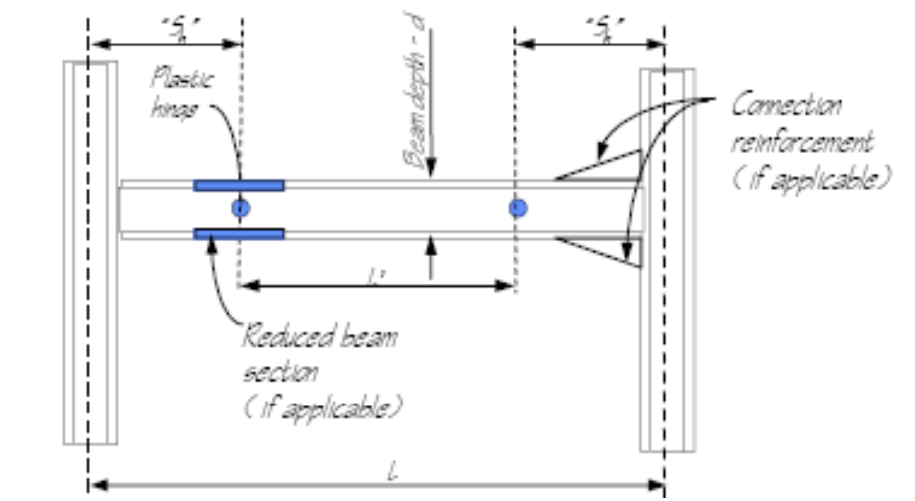
در دو انتهای تیر ،فاصله بین بر ستون تا ۰.۵d از محل مفصل پلاستیک به سمت داخل دهانه ، ناحیه بحرانی تلقی میشود .

اتصالات RBS در قاب های خمشیReduced Beam Section

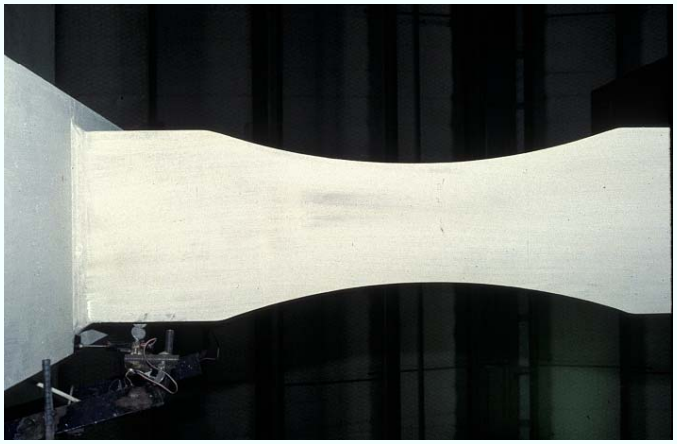
- هدف از هدایت امکان تشکیل مفصل پلاستیک و جاری شدن فولاد از محل اتصال تیر به ستون به انتهای تیر، اهمیت ستون در حفظ پایداری سازه است در حالی که با خرابی یک یا چند تیر در سازه ممکن است خللی به پایداری کل سازه ایجاد نشود.

ناحیه بحرانی





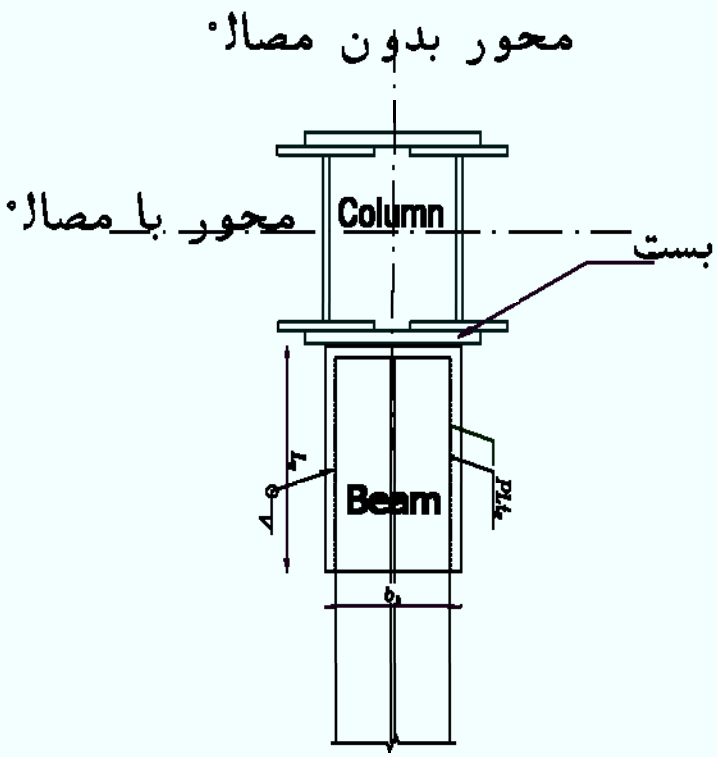
- در قاب‌های خمشی در دو حالت می‌توان مفصل پلاستیک را به ناحیه بحرانی تیر هدایت نمود:
  - ✓ تقویت بر اتصال تیر به ستون با استفاده از سخت کننده یا لچکی
  - ✓ و تضعیف قسمت نزدیک به انتهای تیر به ستون با مقطع فولادی کاهش یافته یا RBS



الزامات ستون ها در قاب خمشی ویژه و متوسط

قاب خمشی ویژه(۱۰-۳-۸-۱-۱)

- مقطع ستون باید از نوع فشرده لرزه ای باشد
- استفاده از مقطع متشکل از چند نیمرخ بست دار مجاز نیست.اجزای مقطع ستون باید در تمامی طول آن به صورت پیوسته به یکدیگر متصل شوند.



قاب خمشی متوسط(۱۰-۳-۸-۲-۱)

- مقاطع ستون را می توان از نوع فشرده باشد.
- استفاده از مقاطع متشکل از چند نیمرخ بست دار مجاز است ، مشروط بر آنکه خمش در ستون حول محور با مصالح باشد.

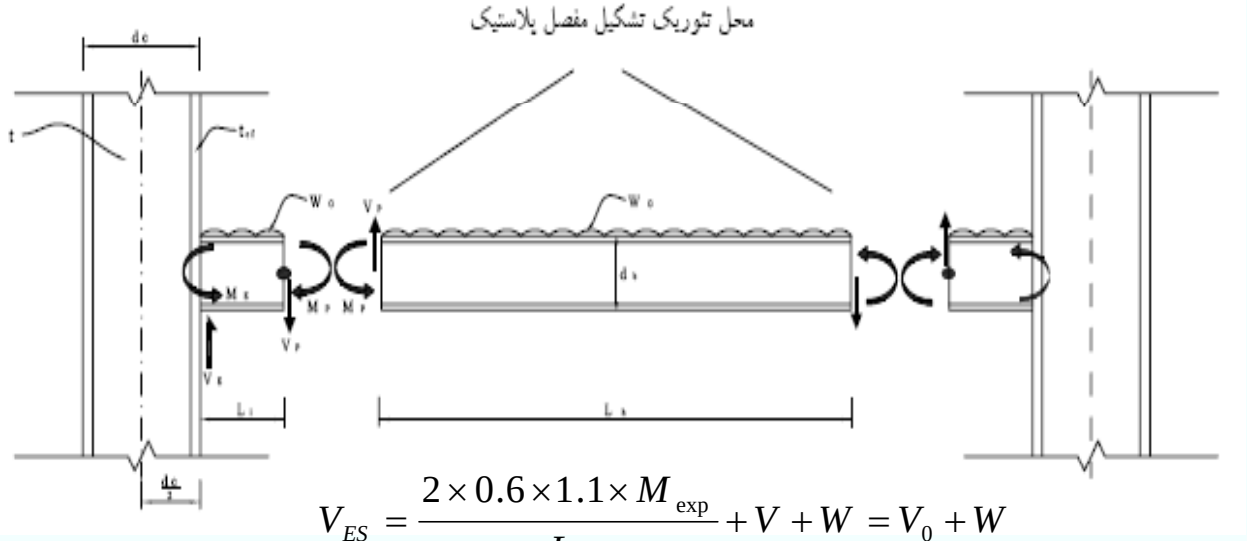
الزامات تیر ها درقاب خمشی ویژه

الف- مقاطع تیرها باید از نوع فشرده لرزه ای میباشد

ب- در طراحی تیرها برای خمش ضابطه اضافی خاصی در قاب های خمشی ویژه وجود ندارد ولی در طراحی آنها برای برش باید نیروی برشی اضافی ناشی از ایجاد لنگر های خمشی قابل انتظار در مفصل های پلاستیک دو انتهای تیرها در نظر گرفته شود.

که W_G، مجموع بارهای گسترده خطی ثقلی مرده و زنده است.

محل‌های تشکیل مفصل پلاستیک و نیروهای نظیر آن



$$V_{ES} = \frac{2 \times 0.6 \times 1.1 \times M_{\exp}}{L_h} + V + W = V_0 + W$$

$$M_{\exp} = Z_b \times F_{ye}$$

V_0 –نیروی برشی کل موجد در محل مفصل پلاستیک در طراحی به روش تنش مجاز

الزامات تیر ها درقاب خمشی متوسط

الف- مقطع تیرها را می‌توان از نوع فشرده در نظر گرفت.

ب- در طراحی تیرها برای برش می‌توان الزامات قاب‌های خمشی ویژه را بدون منظور کردن ضریب 1.1 مربوط به سخت شدگی مجدد رعایت کرد و یا برش ایجاد شده در تیر تحت اثر ترکیب بار زلزله تشدید یافته، هر کدام که کوچکترند، را بکار برد.

$$V_{ES} = \frac{2\times 0.6\times M_{exp}}{L_h} + V + W = V_0 + W \qquad M_{exp} = Z_b F_{ye} = 1.15\times Z_b F_y = 1.15 M_p$$

Vنیروی برشی موجود درمحل تشکیل مفصل پلاستیک فقط به علت بار قائم بدون ضریب در طول L_hاگر حداکثر بار خطی وارد بر تیر w گرفته شود :

$$V + W = wL_n / 2 \qquad L_1 = 0.5d \sim d \qquad L_n = L_h + 2L_1$$

$$\rightarrow V_{ES} = \frac{2\times 0.6\times 1.15 M_p}{L_h} + \frac{wL_n}{2} \le V_p \qquad \rightarrow 1.38\frac{M_p}{L_n - 2L_1} + \frac{wL_n}{2} \le V_p$$

$$\frac{w}{2}L_n^{\,2} - (V_p + wL_1)L_n + (1.38M_p + 2V_pL_1) \le 0$$

برای ساده‌سازی محاسبات می توان فایل اکسلی تهیه کرد تا مقادیر $L_{n-\min}$ و $L_{n-\max}$ را محاسبه کند.

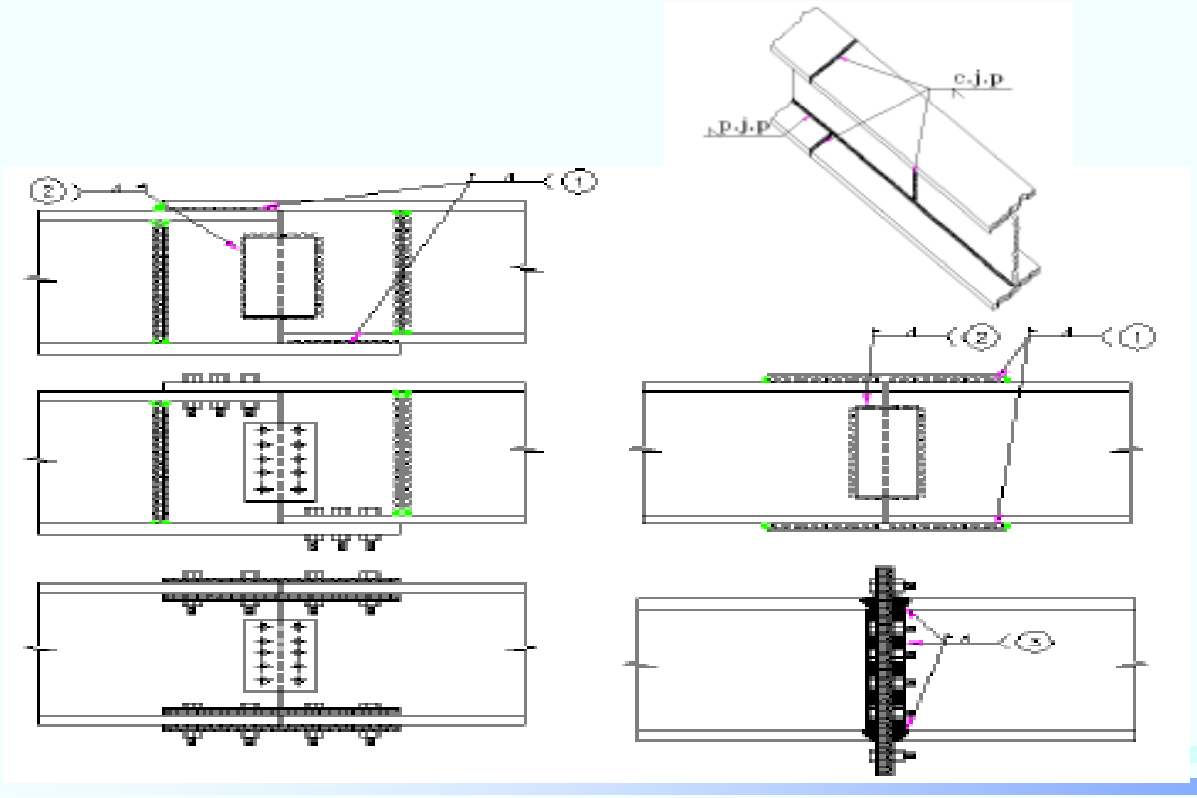
✓ اگر $L_{n-\min} \le L_n \le L_{n-\max}$ گسیختگی برشی روی تیر رخ نمی‌دهد و مشخصات مقطع تیر برای تحمل بارهای وارده بر آن مناسب است.

✓ اگر $L_n \le L_{n-\min}$ به علت طول کوتاه تیر، نیروی برشی حاصل از لنگر خمیری بر رفتار تیر حاکم بوده و موجب گسیختگی برشی می‌شود.

✓ اگر $L_n \ge L_{n-\max}$ به علت طول زیاد تیر، اثر برش ناشی از بار ثقلی بیشتر بوده و موجب گسیختگی برشی خواهد شد.

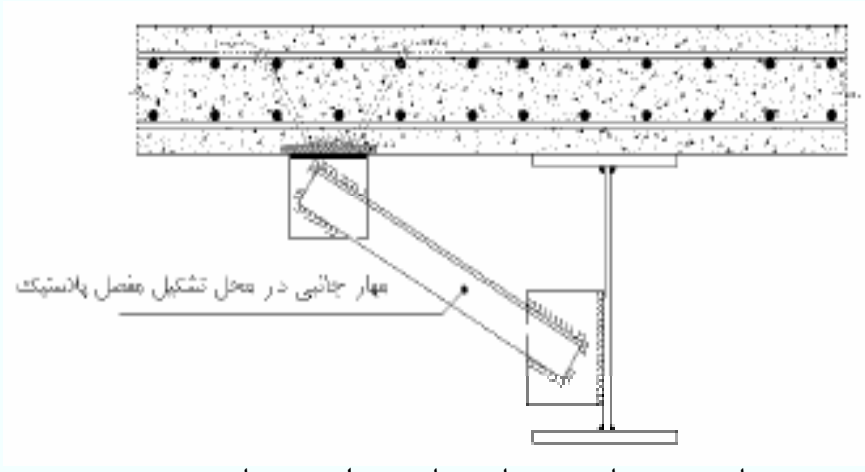
وصله تیر ها (۱۰-۳-۸-۱-۲-۳)

- الف- وصله تیرها باید خارج از محدوده بحرانی قرار گیرد.
- ب- در صورت استفاده از ورق وصله بال، ظرفیت باربری ورق وصله و اتصال دهنده‌های جوشی و یا پیچی آن، باید حداقل 1.1برابر ظرفیت باربری مقطع ضعیف‌تر وصله شونده باشد.
- در صورت استفاده از ورق وصله جان، این ورق‌ها باید به صورت متقارن و در دو طرف جان به کار برده شوند.



مهاربندی جانبی تیر ها (۱۰-۳-۸-۱-۲-۴)

الف- تیرها باید در هر دو بال خود دارای مهاربندی جانبی کافی باشند، به طوری که از هر گونه کمانش جانبی و پیچشی در خلال تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی جلوگیری شود. فاصله بین مهارهای جانبی تیرها در حد فاصل محور ستون‌ها نباید از $0.09(E/F_y)r_y$ تجاوز کند.



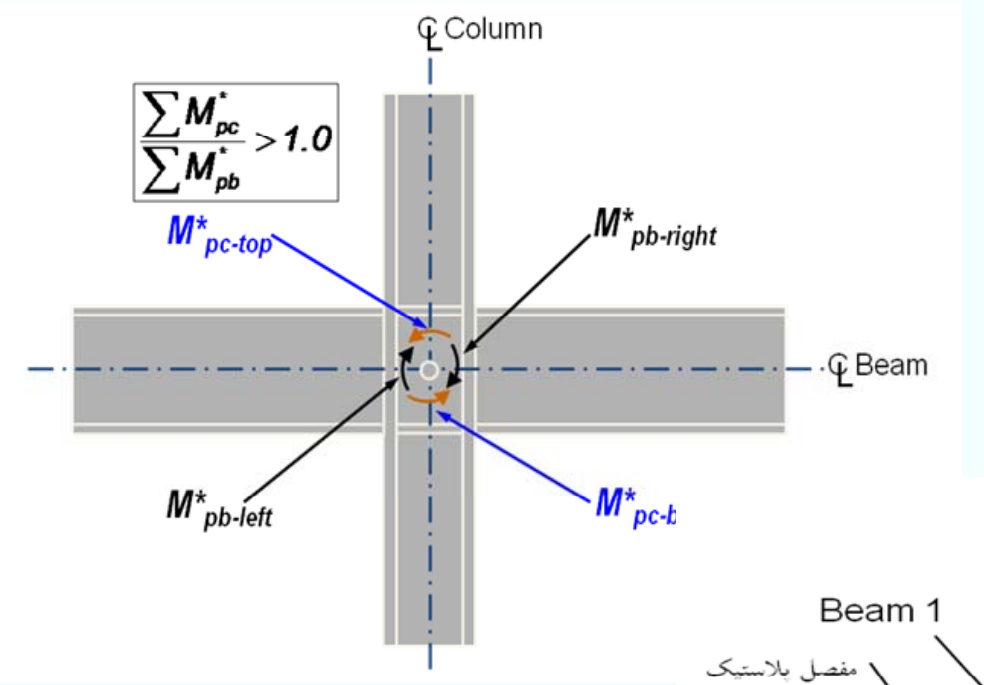
به دلیل ضعف موجود ناشی از کمانش جانبی و پیچشی در تیرها وجود مهاربندی‌های جانبی برای تیرهای موجود در سقف‌های کامپوزیت و سقف‌هایی که در جهت فرعی غیر مهار شده اند ضروری است.

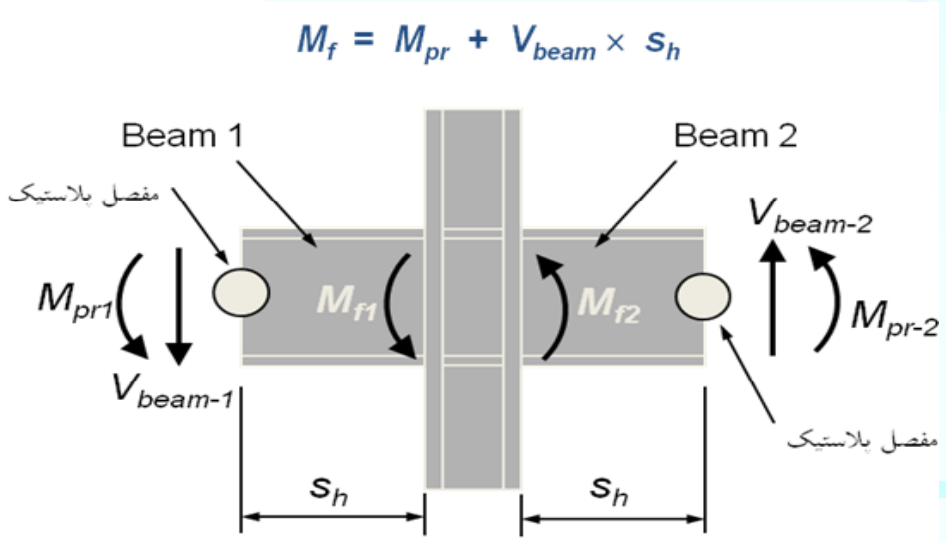
در سقف‌های تیرچه بلوک به جهت احاطه کردن تیرهای فرعی با بتن در جهت فرعی در برابر کمانش‌های جانبی محافظت شده و نیازی به مهاربندی‌های جانبی نیز نیست.

اتصال تیر به ستون در قاب‌های خمشی ویژه و متوسط (۱۰-۳-۸-۱-۳)

چشمه اتصال:

البته با اینکه چشمه اتصال می‌تواند بطور مؤثر در شکل‌پذیری مشارکت کند ولی یک چشمه اتصال ضعیف می‌تواند باعث ایجاد پتانسیل بیشتری برای گسیختگی ترد در دوران‌های پلاستیک بالا شود.





ورق های پیوستگی (۱۰-۳-۸-۱-۳-۵)

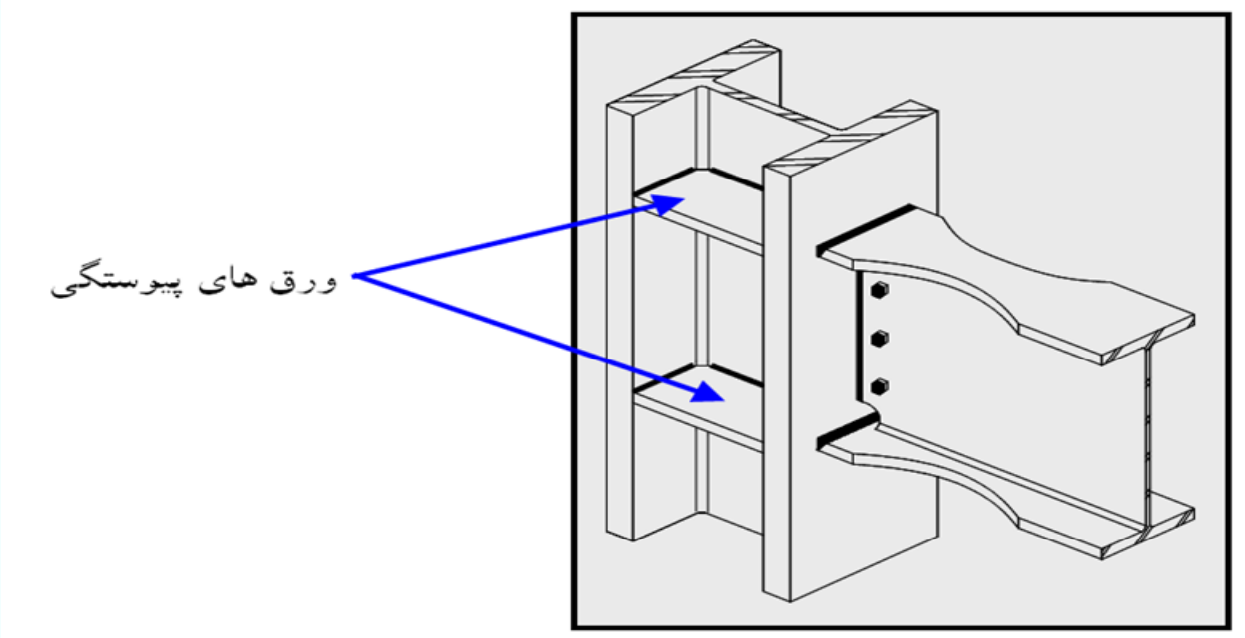
ورق‌های پیوستگی باید در مقابل بال های تیر یا ورق‌های پوششی اتصال بال بالایی و پایینی تیرهای متصل شونده به ستون و به صورت متقارن نسبت به محور ستون، قرار داده شوند.این ورق‌ها برای انتقال نیروهای درون صفحه‌ای حاصل لنگر تیر به چشمه اتصال در ستون بکار برده می‌شوند و باید شرایط زیر را برآورده کنند.

الف- طول ورق‌ها باید برابر فاصله خالص دو بال ستون باشد

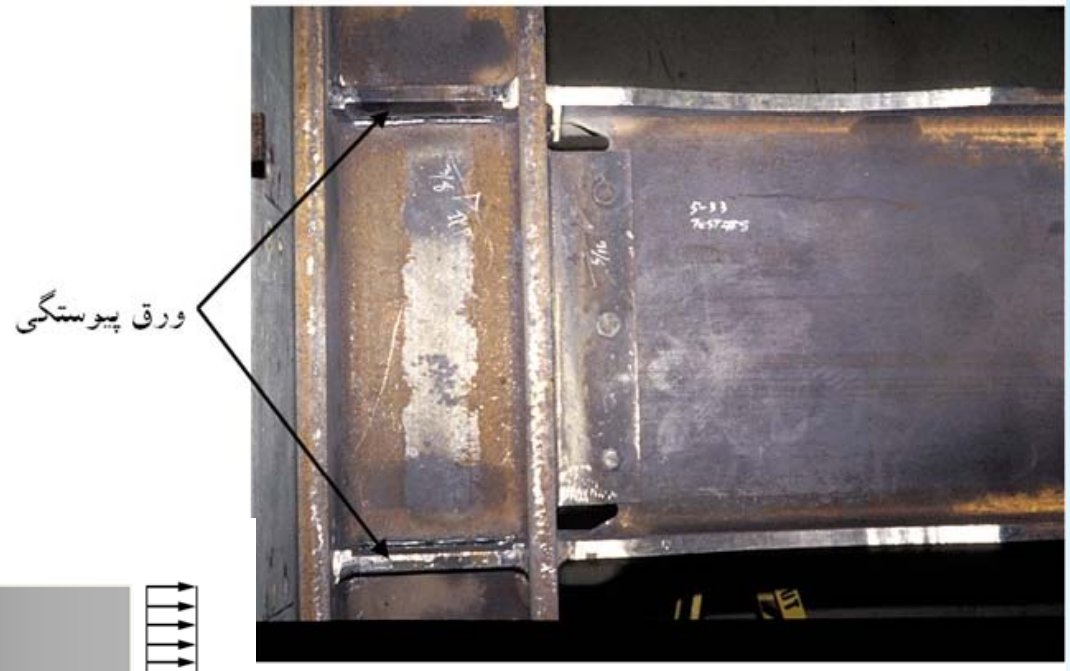
ب- ضخامت ورق‌ها نباید از ضخامت بال یا ورق پوششی اتصال بال تیرهای دو طرف کمتر باشند.

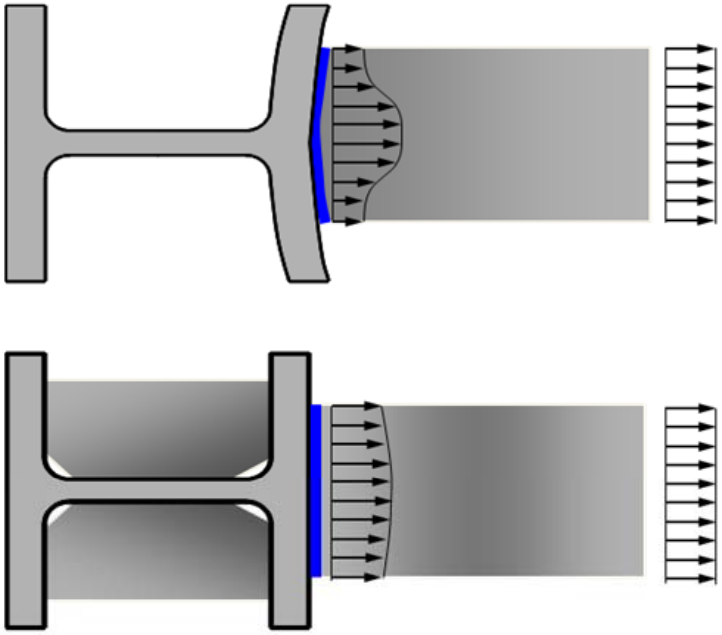
پ- پهنای ورق ها در ستون‌های با مقطع قوطی شکل، باید برابر فاصله خالص دو جان ستون بوده، و در ستون با مقطع H شکل از مجموع پهنای عرض تیر یا عرض ورق پوششی اتصال در دو طرف جان کمتر نباشند.

ت- نسبت عرض به ضخامت در ورق‌های با یک لبه متکی، نظیر ورق‌های پیوستگی ستون‌های Hشکل، نباید از $0.55\sqrt{E/F_{ys}}$ و کمتر باشد ورق‌های با دو لبه متکی، نظیر ورق‌های پیوستگی ستون‌های با مقطع قوطی شکل، نباید از $1.4\sqrt{E/F_{ys}}$



به جهت جلوگیری از کمانش‌های لهیدگی در محل اتصال تیر به ستون در داخل ستون و انتقال بارهای منتقل شده از بال‌های کششی و فشاری تیر به ستون نیاز به ورق‌های پیوستگی در داخل ستون است





نحوه عملکرد ورق های پیوستگی در محل اتصال تیر به ستون

با تشکر از توجه شما