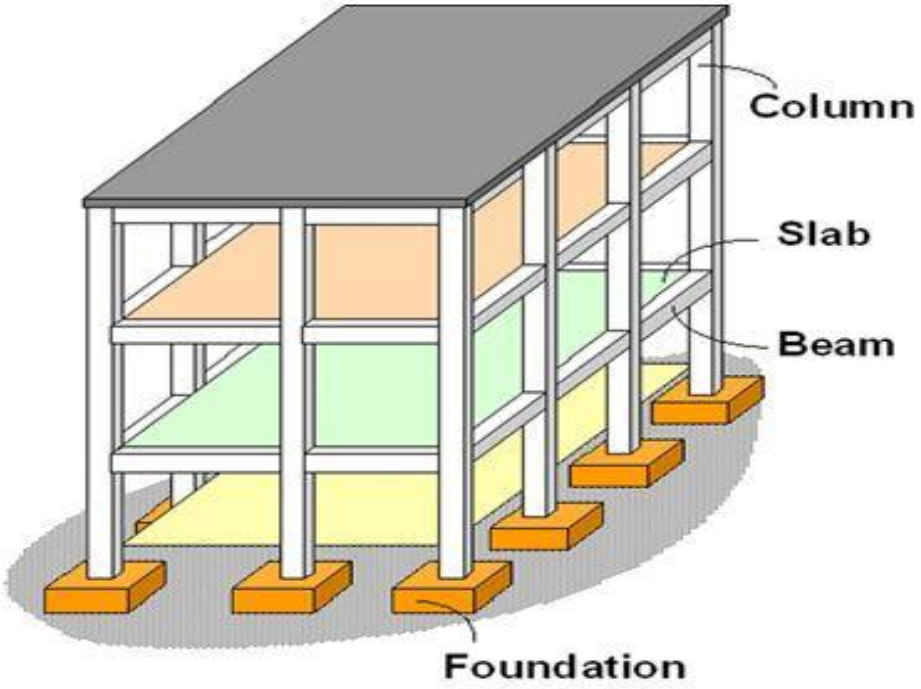
طراحی و محاسبات سازه های بتنی

تفسیر آیین نامه مبحث نهم ویرایش 1392

نکات مهم محاسباتی و نکات مربوط به ETABS 2015



Typical RC Frame Building

نویسنده و تهیه کننده :

مهندس ایمان نخعی

کارشناس ارشد سازه

ویرایش اول مرداد 1395

www.Prostructure.ir

پیشگفتار

همانطور که می دانید آیین نامه مبحث نهم مقررات ملی ایران برای طراحی سازه های بتنی استفاده می گردد. در این آیین نامه در دوبخش نکات سازه های بتنی آمده است. قسمت اول مربوط به اجرا و نظارت و قسمت دوم مربوط به طراحی سازه ها می باشد. در قسمت طراحی سازه های بتنی نکات زیادی آمده است که در اکثر مواقع شاید مهندسین برای استفاده از آنها با مشکل مواجه شوند. در این کتاب سعی شده است نکات طراحی و محاسبات به صورت خلاصه و کاربردی نوشته شود و در قسمتهای اساسی نکات بر روی شکل آورده شود که این باعث درک بهتر خواننده خواهد شد.

در آخر نیز برخی از نکات محاسبات و طراحی با نرم افزار **ETABS 2015** و نحوه استفاده از خروجی های این نرم افزار آورده شده است. نوشته های این کتاب براساس نکات آیین نامه ها ، کتاب ها و جزوات معتبر می باشد و مانند همه کتابها خالی از اشکال نمی باشد. امیدوارم همه دوستان در اصلاح آن به بنده کمک نمایند.

تمام هدف بنده از نوشتن و جمع آوری مطالب این کتاب کمک به مهندسین و دانشجویان علاقه مند بوده و امیدوارم توانسته باشم در حد خودم به دوستان علاقمند کمک کرده باشم.

با آرزوی موفقیت و توفیق روز افزون برای همه.

ارادتمند شما

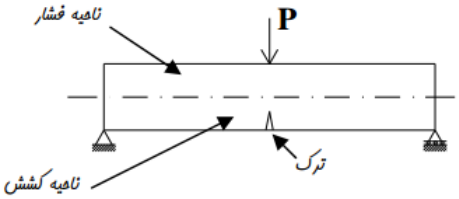
ایمان نخعی

Iman_Pad@yahoo.com

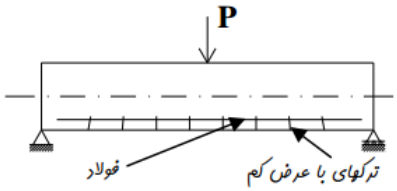
www.Prostructure.ir

طراحی سازه های بتنی :

طراحی سازه های بتنی بر اساس حالت های حدی است. حالت های حدی به شرایطی اطلاق می شوند که اگر تمام یا بخشی از اعضای ساختمان به هر یک از آن حالات برسند، قادر به انجام وظایف خود نباشند. لذا با انتخاب ضرائب ایمنی مناسب، ساختمان باید طوری طرح شود که تحت شرایط بارگذاری محتمل به هیچ یک از حالت های حدی نرسد.



شکل 1- 1-الف: تیر بتنی ساده



شکل 1- 1-ب: تیر بتن آرمه

انواع حالت های حدی :

1-حالت های حدی نهایی :

این حالت درارتباط با ظرفیت باربری حداکثر ساختمان تعریف شده که گذر از آنها باعث ناپایداری بخشی یا تمام اجزای ساختمان می شود. این حالت ها ممکن است در یکی از شرایط محتمل زیر مطرح شوند :

الف-از بین رفتن تعادل استاتیکی تمام یا قسمتس از ساختمان

ب-حصول شرایط گسیختگی یا تغییر شکل های بیش از حد (حد مقاومت مصالح) و یا تبدیل تمام یا بخشی از ساختمان به مکانیزم

ج-از دست رفتن پایداری تمام یا بخشی از ساختمان

2-حالت حدی بهره برداری :

این حالت ها به شرایط بهره برداری یا پایایی ساختمان مزتبط شده و گذر از آنها قابلیت بهره برداری مناسب از بنا را از بین می برد و غالبا به یکی از شرایط زیر اتفاق می افتد :

الف-تغییر شکل های بیش از حد اجزای سقف به نحوی که بر عملکرد مطلوب ساختمان اثر نامناسب گذاشته و یا باعث آسیب به تیغه ها و اجزاء متکی بر سقف شود.

ب-ترک خوردگی بیش از حد و خصوصا باز شدن ترک ها به طوری که ضمن ایجاد شرایط ظاهری نامناسب، خطر خوردگی میلگردهای فلزی را افزایش دهد.

ج-لرزش بیش از حد ساختمان تحت اثر بارهای بهره برداری، ماشین آلات و یا وسایل متحرک در این حالت، لازم است میزان تغییر شکل و ترک خوردگی اعضای ساختمان تحت اثر بارهای بهره برداری همواره کمتر از مقادیر حدی مشخص شده در آئین نامه باشد.

روش های طراحی سازه بتن آرمه :

1- روش مقاومت نهایی :

در این روش بارهای مرده، زنده، زلزله و .... در اعداد بزرگتر از یک ضرب میگردند تا ترکیب بارها ایجاد شوند. در طراحی از مقاومت اسمی استفاده می شود و این مقاومت اسمی در ضرائب ایمنی ضرب میگردند . مقاومت کاهش یافته با بارهای افزایش یافته مقایسه می گردد که باید جوابگوی این بارها باشد. مثل آیین نامه آمریکا ACI

2- روش حدی نهایی :

در این روش بارهای مرده، زنده، زلزله و .... در اعداد بزرگتر از یک ضرب میگردند تا ترکیب بارها ایجاد شوند. در طراحی از مقاومت کاهش یافته مصالح استفاده می شود و با این کاهش باربری مقطع محاسبه می شود که باید جوابگوی ترکیب بارها باشد. مثل آیین نامه کانادا CSA و ایران

توجه : طراحی آیین نامه مبحث نهم 1392 ایران مطابق با روش حدی نهایی می باشد.

اعضای سازه :

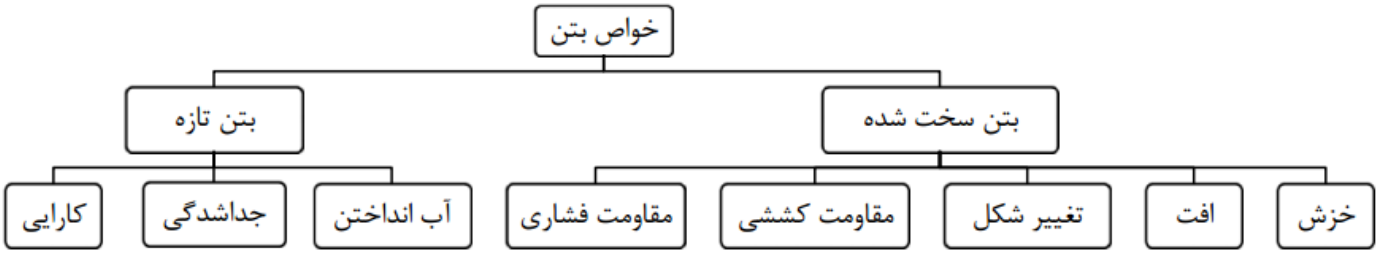
1-اعضای میله ای : در این اعضاء یکی از ابعاد طول می باشد که بطور قابل ملاحظه ای از دو بعد دیگر بزرگتر است. در اعضای میله ای ساده نسبت طول به بعد بزرگ مقطع بیش از 4 و در اعضای میله ای پوسته ای بیش از 2.5 است.

2-اعضای صفحه ای : در اعضای صفحه ای یکی از ابعاد (ضخامت) بطور قابل ملاحظه ای از دو بعد دیگر کوچکتر است. در صفحات نازک نسبت ضخامت به عرض صفحه کمتر یا مساوی $\frac{1}{10}$ منظور می شود. دال ها و دیوارها نمونه هایی از صفحات نازک و شالوده ها نمونه هایی از صفحات ضخیم هستند.

3-اعضای پوسته ای : در اعضای پوسته ای مانند اعضای صفحه ای یکی از ابعاد (ضخامت) کمتر از دو بعد دیگر است اما میان صفحه آنها که تحت بارهای عمود بر خود قرار می گیرد، تخت نمی باشد.

4-اعضای سه بعدی : در این اعضا هیچ یک از ابعاد اختلاف قابل ملاحظه ای با دو بعد دیگر ندارند و هیچ یک از ضوابط بند های 1 و 3 در مورد آنها صادق نمی باشد.

خواص بتن



مقاومت فشاری بتن

برای تعیین مقاومت فشاری بتن از آزمایشات مقاومت فشاری بر روی نمونه‌های استاندارد ۲۸ روزه بتن استفاده می‌شود.

نمونه‌ها استاندارد:

۱. نمونه استوانه‌ای cm ۳۰ × ۱۵(استاندارد ایران و آمریکا) با مقاومت فشاری ۲۸ روزه f_c
۲. نمونه مکعبی cm ۱۵ × ۱۵(استاندارد اروپا) با مقاومت فشاری ۲۸ روزه f_{cu}

نکته: در شرایط معمول رابطه زیر بین دو نمونه استاندارد برقرار است.

$$f_c = ۰/۸ f_{cu}$$

مقاومت کششی

بطوری که آزمایشات نشان می‌دهد مقاومت کششی بتن در حدود ۷ تا ۱۱ درصد مقاومت فشاری آن می‌باشد.

📖 مطابق مبحث نهم و آیین‌نامه آبا مقاومت کششی بتن در لحظه گسیختگی بصورت زیر تعریف می‌شود.

$$f_r = ۰/۶۳ \sqrt{f_c}$$

که در آن:

f_c : مقاومت ۲۸ روزه نمونه استاندار بر حسب $N/mm^۲$

میلگرد (آرماتور):

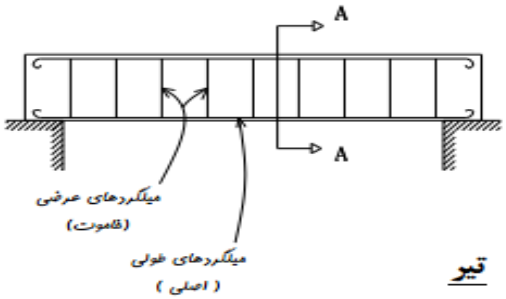
میلگرد ها به دو صورت ساده ϕ و آجدار $\overline{\phi}$ در بازار موجود می باشند. و به دلیل مسئله چسبندگی بهتر، امروزه به تاکید آیین نامه باید از نوع آجدار در قطعات سازه ای ساختمانها استفاده گردد.

همچنین از نظر مقاومتی سه نوع میلگرد در ایران با مشخصات زیر مطابق آیین نامه آبا وجود دارند که قطر آنها از 6 تا 32 متغیر بوده و در طولهای 12 متری تولید می گردند. در صورت نیاز به قطر بزرگتر و طول بیشتر باید به کارخانه سازنده سفارش داده شود. در غیر این صورت می توان از طریق وصله طولهای مورد نیاز را تامین کرد.

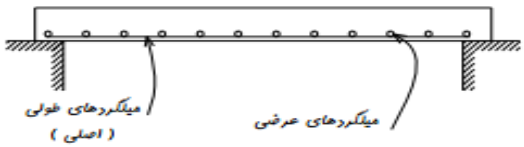
نکته: نمودار تنش- کرنش میلگرد مطابق آیین نامه آبا به صورت دو خطی (خطی- خمیری) و مدول الاستیسیته آن برای قسمت خطی نمودار برابر $2\times10^5\ N/mm^2$ در نظر گرفته می شود.

جدول 1- 2: مشخصات میلگرد های متداول در ایران مطابق آبا

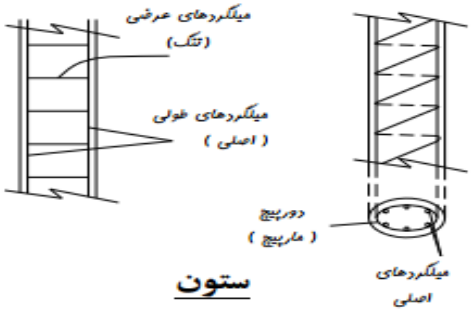
استاندارد روسی	نامگذاری در آبا	$f_y(N/mm^2)$	$f_u(N/mm^2)$	$\varepsilon_u\%$
A_1	$S220$	220	380	25%
A_2	$S300$	300	500	19%
A_3	$S400$	400	800	14%



تیر



دال



ستون

ضرایب تبدیل مقاومت نمونه‌های غیر استاندارد به نمونه استوانه‌ای استاندارد ۳۰ × ۱۵ سانتیمتر

مقاومت مشخصه در مبحث نهم مقررات ملی ساختمان بر حسب نمونه استوانه‌ای ۳۰ × ۱۵سانتیمتر تعریف می‌گردد. در صورت استفاده از نمونه‌های مکعبی ویا نمونه‌های غیر استاندارد باید مقاومت آنها به مقاومت نضیر نمونه استوانه‌ای تبدیل شوند. برای تبدیل نمونه‌های غیر استاندارد به استاندارد، مبحث نهم ضرایب زیر را پیشنهاد کرده است.

الف) مقاومت نظیر نمونه‌های استونه‌ای به ابعاد غیر استاندارد به استوانه استاندارد از رابطه زیر بدست می‌آید.

$$\text{مقاومت نظیر استوانه استاندارد} = \frac{\text{مقاومت نمونه ای‌استوانه به ابعاد } a \times ۲a}{r_۱}$$

که در آن مقدار $r_۱$ بر حسب a از جدول زیر به دست می‌آید.

$a \times ۲a$	۱۰۰×۲۰۰	۱۵۰×۳۰۰	۲۰۰×۴۰۰	۲۵۰×۵۰۰	۳۰۰×۶۰۰
$r_۱$	۱/۰۲	۱/۰۰	۰/۹۷	۰/۹۵	۰/۹۱

ب) مقاومت نظیر نمونه‌های مکعبی به ابعاد مختلف نسبت به مکعب ۲۰۰ میلی‌متری از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$\text{مقاومت نظیر مکعب به ابعاد ۲۰۰ میلی متر} = \frac{\text{مقاومت نمونه مکعبی به ابعاد } b}{r_۲}$$

که در آن مقدار $r_۲$ بر حسب b از جدول زیر به دست می‌آید.

مکعبی b	۱۰۰	۱۵۰	۲۰۰	۲۵۰	۳۰۰
$r_۲$	۱/۰۵	۱/۰۰	۱/۱۰۰	۰/۹۵	۰/۹

پ) مقاومت نظیر نمونه‌های مکعبی ۲۰۰ میلی‌متری نسبت به استوانه استاندارد از رابطه زیر به دست می‌آید:

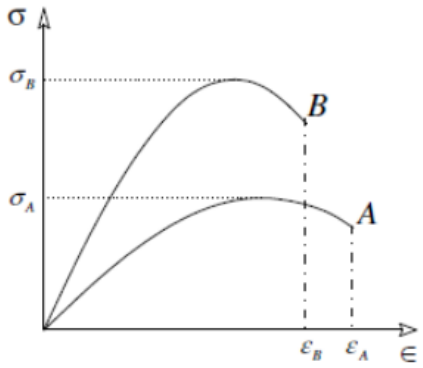
$$\text{مقاومت نظیر استوانه استاندارد} = \frac{\text{مقاومت نمونه مکعبی به ابعاد ۲۰۰ میلی متر}}{r_۳}$$

که در آن $r_۳$ بر حسب محدوده مقاومت فشاری نمونه مکعبی ۲۰۰ میلی‌متری از جدول زیر به دست می‌آید.

مقاومت فشاره نمونه مکعبی(MPa)	≤ ۲۵	۳۰	۳۵	۴۰	۴۵	۵۰	۵۵
$r_۳$	۱/۲۵	۱/۲۰	۱/۱۷	۱/۱۴	۱/۱۳	۱/۱۱	۱/۱۰
مقاومت فشاره نمونه استوانه‌ای(MPa)	با توجه به ضریب	۲۵	۳۰	۳۵	۴۰	۴۵	۵۰

تغییر شکل تحت فشار

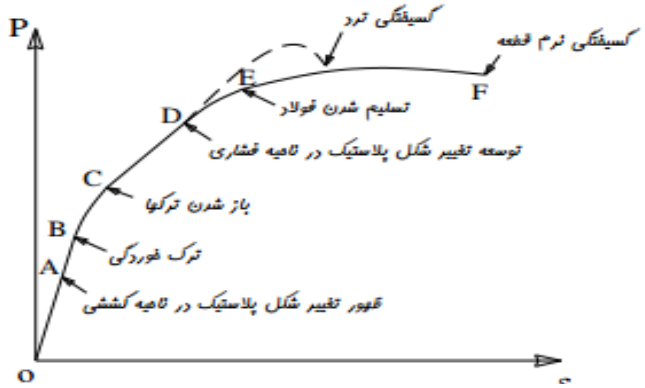
نمودار تنش کرنش-کرنش بتن که نشانگر رفتار بتن در برار نیروی فشاری می‌باشد، می‌توان بصورت زیر تعریف کرد. شکل نمودار وابسته به مقاومت، عمر بتن در هنگام بارگذاری، سرعت بارگذاری، مصالح بتن، نوع و اندازه نمونه دارد.

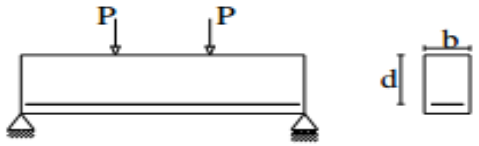


نکته: نمودار در قسمت‌های اولیه خطی و در تنش‌های بالا دارای انحنا می‌باشد.

مشخصات بتن مسلح تحت اثر خمش

تیر ساده بتن آرمه ای با ابعاد زیر تحت اثر بار P که مقدار آن از صفر شروع شده و به تدریج افزایش می یابد، قرار می گیرد. رفتار این تیر در مراحل مختلف به صورت نمودار در شکل نشان داده شده است.

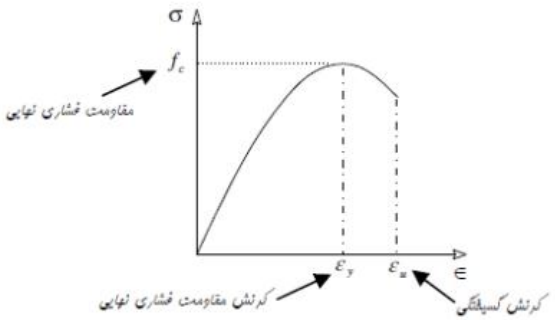




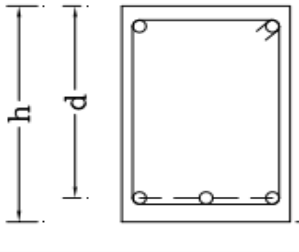
نکته: بتن‌های دارای مقاومت پایین(نمونه A) تغییر شکل بیشتر دارند($\varepsilon_A > \varepsilon_B \leftarrow \sigma_B > \sigma_A$).

نکته: کرنش در هنگام مقاومت نهایی در حدود ۰/۰۰۱۵الی ۰/۰۰۳ می‌باشد.

نکته: کرنش در هنگام گسیختگی در حدود ۰/۰۰۳الی ۰/۰۰۴ می‌باشد.



📖 مطابق مبحث نهم کرنش در دورترین تار فشاری بتن ۰/۰۰۳ در نظر گرفته می‌شود.



$d = h - ($ قطر میلگرد اصلی $+$ قطر خاموت $+$ ضخامت بتن محافظ میلگرد $+ \frac{1}{2}$ قطر میلگرد $)$

اصول تحلیل سازه های بتنی :

1-تحلیل خطی : در این روش همه نیروها با فرض خطی بودن محاسبه می گردد. در ساختمان های قابی مهار نشده جانبی ، استفاده از این روش به شرطی مجاز است که ضریب لاغری ستونها $\frac{kl_v}{r}$ کمتر از صد باشد. (ضوابط اثر لاغری)

2-تحلیل خطی با بازپخش محدود : در این روش نیروهای داخلی مشابه با فرضیات تحلیل خطی انجام می شود. با توجه به مشخصات مکانیکی می توان نیروهای موجود را به میزان محدودی کاهش یا افزایش داد.

3-تحلیل غیر خطی : در این روش مقادیر نیروهای داخلی در اعضای ساختمان با توجه به رفتار غیرخطی مصالح و یا رفتار غیر خطی هندسی تعیین می شوند. این روش در حالت های حدی نهایی مورد استفاده قرار میگیرد و در ساختمانهای قابی در شرایطی که لاغری ستونها بیش از صد باشد ، بکارگیری آن الزامی است.

4-تحلیل پلاستیک : در این روش تحلیل، مقادیر نیروهای داخلی با فرض رفتار پلاستیک اعضاء از تئوری پلاستیسیته و تنها در حالت حدی نهایی محاسبه می شود.

مشخصات مصالح :

-مقادیر مدول الاستیسیته بتن با جرم مخصوص(γ_c) بین 15تا 25 KN/m^2 از رابطه زیر تعیین می گردد :

$$E_c = (2300\sqrt{f_c} + 6900) + (\frac{\gamma_c}{23})^{1.5}$$

-در تحلیل خطی می توان مقدار مدول الاستیسیته را $E_c = 2*10^5$ مگاپاسکال درنظر گرفت.

-ضریب انبساط حرارتی بتن معادل$(1/°C)$ 10^{-5}در نظر گرفته می شود.

-ضریب پوآسون به ترتیب برابر با 0.15 برای بتن معمولی و 0.2 برای بتن با مقاومت بالا و 0.3 برای فولاد است.

-برای ساختمان های بتن آرمه ، بتن رده ***C20*** و بالاتر و برای ساختمان های بتن پیش تنیده، بتن ***C30*** و بالاتر به عنوان مبنای طراحی درنظر گرفته می شود.

-رده میلگردهای به کاربرده در قاب ها و اجزای لبه دیوارهای مقاوم در برابر زلزله و همچنین فولادهای دورپیچ ستون ها و فولادهای عرضی پیچشی و برسی و برش اصطکاکی نباید بالاتر از رده ***S400*** باشند.

-استفاده از میلگردهای ساده برای دورپیچ ها مجاز می باشد.

-مقدار ضریب λ جهت استفاده از بتن سبک :

الف-بتن با سنگدانه های ریز (ماسه) سبک و سنگ دانه های درشت (شن) سبک : $\lambda = 0.75$

ب-بتن با سنگدانه های ریز (ماسه) سبک و سنگ دانه های درشت (شن) معمولی : $\lambda = 0.75$ تا 0.85

ج-بتن با سنگدانه های ریز (ماسه) معمولی و سنگ دانه های درشت (شن) سبک : $\lambda = 0.85$ تا 1

ث-بتن با سنگدانه های ریز (ماسه) معمولی و سنگ دانه های درشت (شن) معمولی : $\lambda = 1$

مشخصات هندسی : ابعاد درنظر گرفته شده هر عضو در تحلیل سازه نبایستس با ابعاد ارائه شده در نقشه های اجرایی بیش از 5% اختلاف داشته باشد

اثر ترک خوردگی :

در تحلیل سازه باید سختی خمشی و پیچشی اعضای ترک خورده به نحو مناسبی محاسبه و منظور گردد. در غیاب محاسبات دقیق میتوان :

-در قاب های مهار نشده سختی خمشی تیرها 0.35 و ستون ها 0.7 برابر سختی خمشی مقطع ترک نخورده آنها منظور نمود.

-در قاب های مهار شده سختی خمشی تیرها 0.5 و ستون ها 1 برابر سختی خمشی مقطع ترک نخورده آنها منظور نمود.

-سختی خمشی دیوارها در هر دو جهت را در صورتی که ترک خورده باشند 0.5 و در غیز این صورت 0.7 برابر سخنی خمشی مقطع کل منظور نمود.

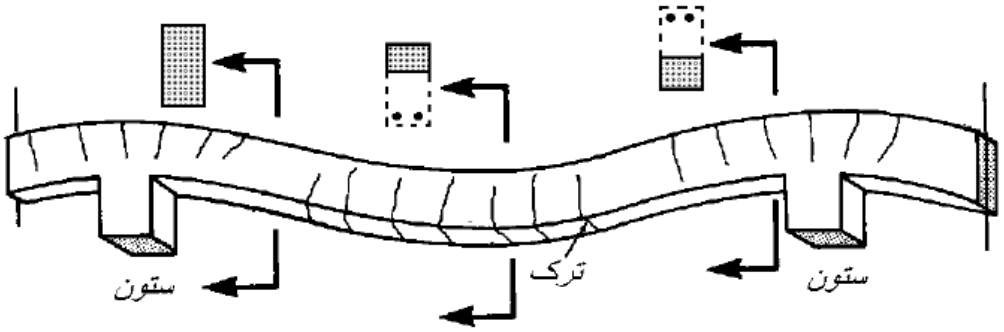
ضرائب ایمنی :

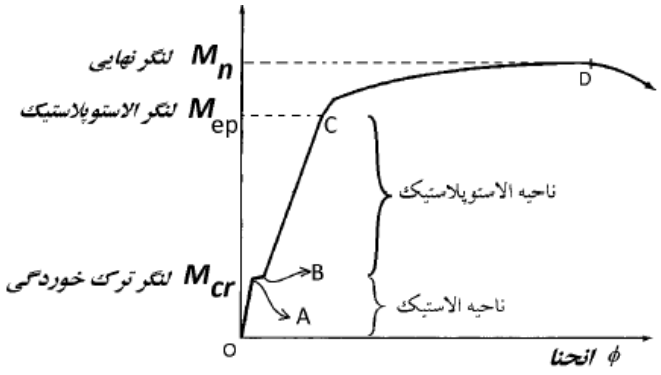
الف-ضریب ایمنی جزئ مقاومت بتن در قطعات در جا $\emptyset_c$=0.65

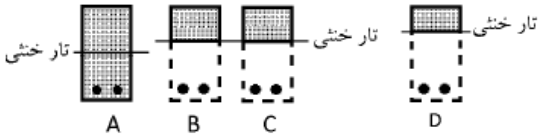
ب- ضریب ایمنی جزئ مقاومت بتن در قطعات پیش ساخته $\emptyset_c$=0.7

ج- ضریب ایمنی جزئ مقاومت فولاد $\emptyset_s$=0.85

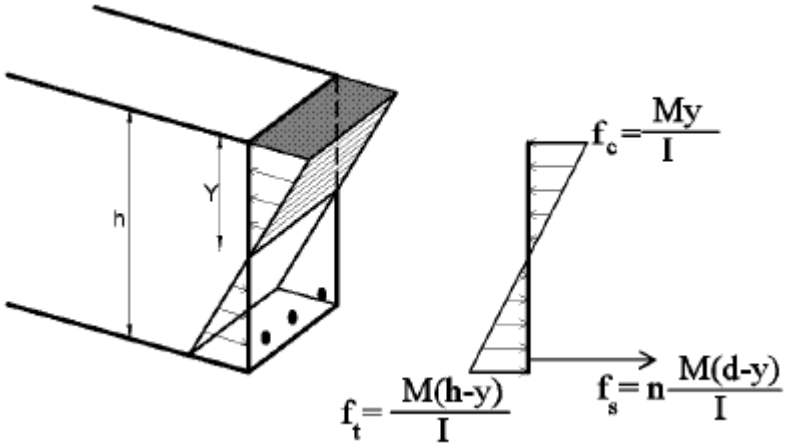
عامل خمش :



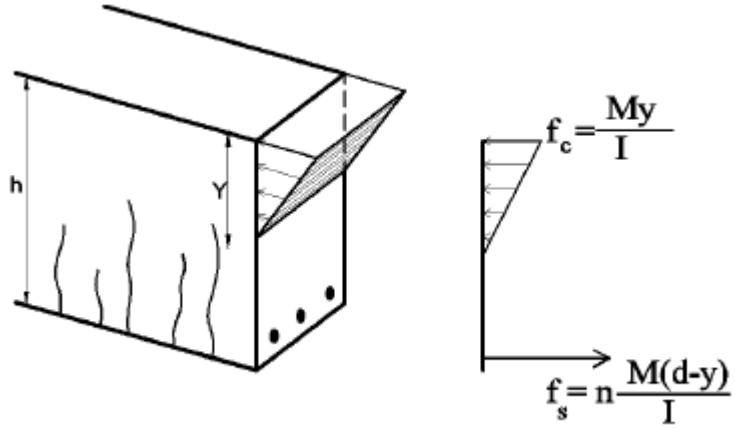




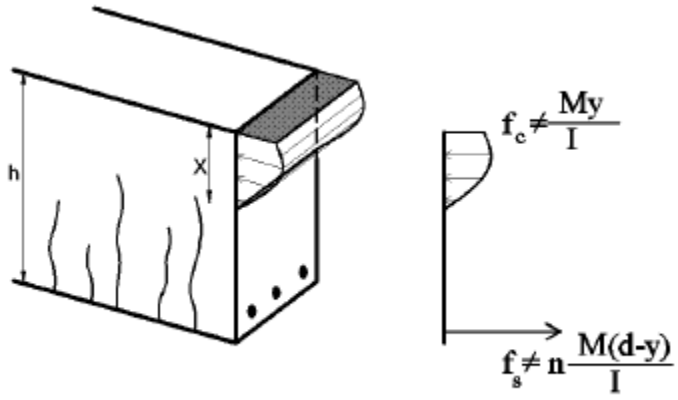
مشخصات فاز اول (الاستیک) :



مشخصات فاز دوم (الاستوپلاستیک) :



مشخصات فاز سوم (پلاستیک) :



حدود شکل پذیری ساختمان :

الف- حد شکل پذیری کم (قاب خمشی بتن آرمه معمولی) : در این ساختمان ها انتظار به وجود آمدن تغییر شکل زیادی نمی رود. این سازه ها فقط در مناطق با خطرزلزله نسبی کم و متوسط میتوانند بنا شوند.

ب- حد شکل پذیری متوسط (قاب خمشی بتن آرمه متوسط با و بدون دیوار برشی) : این حد برای ساختمان هایی الزامی است که در آنها بازتاب ساختمان در برابر نیروهای زلزله وارد ناحیه غیرخطی می شود.

ج- حد شکل پذیری زیاد (قاب خمشی بتن آرمه ویژه با و بدون دیوار برشی) : در این حد اعضاء باید از ظرفیت جذب و استهلاک انرژی زیادی برخوردار باشند به طوری که پایداری و انسجام سازه را تامین نمایند.

نکته : در کشور ما (ایران) نمیتوان از حد شکل پذیری کم استفاده نمود. تقریبا تمام شهرها و استانهای کشور بر روی خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد میباشند.

ضوابط اعضاء تحت خمش (تیرها)

$$(N_u \le ۰/۱۵ f_{cd} A_g)$$

محدودیت هندسی و ابعاد مقاطع :

برای ساخت مقاطع تیرها با شکل پذیری متوسط باید نکات زیر را رعایت نمود :

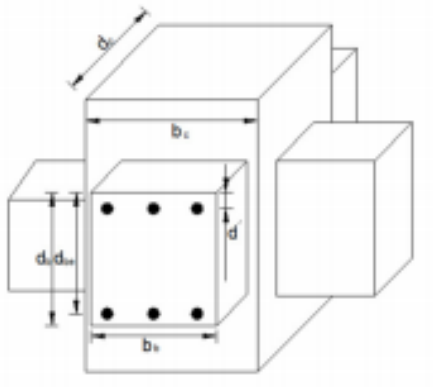
الف- ارتفاع مؤثر مقطع نباید بیشتر از یک چهارم طول دهانه آزاد باشد.

ب- عرض مقطع نباید کمتر از یک چهارم ارتفاع آن و ۲۵۰ میلیمتر باشد.

پ- عرض مقطع نباید:

- بیشتر از عرض عضو تکیه‌گاهی، در صفحه عمود بر محور طولی عضو خمشی، به اضافه سه‌چهارم ارتفاع عضو خمشی، در هر طرف عضو تکیه‌گاهی
- بیشتر از عرض عضو تکیه‌گاهی به اضافه یک‌چهارم بعد دیگر مقطع عضو تکیه‌گاهی، در هر طرف عضو تکیه‌گاهی اختیار شود.

-فاصله محورهای هندسی دو عضو از یکدیگر نباید بیشتر از یک چهارم عرض مقطع ستون باشد.



$$d_{be} = \le \frac{۱}{۴} l_{free}$$

$$b_b \ge \left(\frac{۱}{۴} d_b, ۲۵۰ mm\right)$$

$$b_b \le \left(b_c + \frac{۳}{۲} d_b\right)$$

$$b_b \le \left(b_c + \frac{۱}{۲} d_c\right)$$

محدودیت هندسی شکل پذیری متوسط

برای ساخت مقاطع تیرها با شکل پذیری زیاد باید نکات زیر را رعایت نمود :

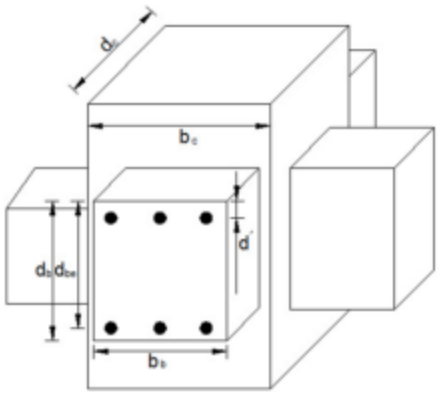
الف- ارتفاع مؤثر مقطع نباید بیشتر از یک چهارم طول دهانه آزاد باشد.

ب- عرض مقطع نباید کمتر از یک چهارم ارتفاع آن و ۲۵۰ میلیمتر باشد.

پ- عرض مقطع نباید:

- بیشتر از عرض عضو تکیه‌گاهی، در صفحه عمود بر محور طولی عضو خمشی، به اضافه سه‌چهارم ارتفاع عضو خمشی، در هر طرف عضو تکیه‌گاهی
- بیشتر از عرض عضو تکیه‌گاهی به اضافه یک‌چهارم بعد دیگر مقطع عضو تکیه‌گاهی، در هر طرف عضو تکیه‌گاهی اختیار شود.

ـفاصله محورهای هندسی دو عضو از یکدیگر نباید بیشتر از یک چهارم عرض مقطع ستون باشد.



$$d_{be} =\leq \frac{۱}{۴} l_{free}$$

$$b_b \geq \left(\frac{۳}{۱۰} d_b, ۲۵۰ mm\right)$$

$$b_b \leq \left(b_c + \frac{۳}{۲} d_b\right)$$

$$b_b \leq \left(b_c + \frac{۱}{۲} d_c\right)$$

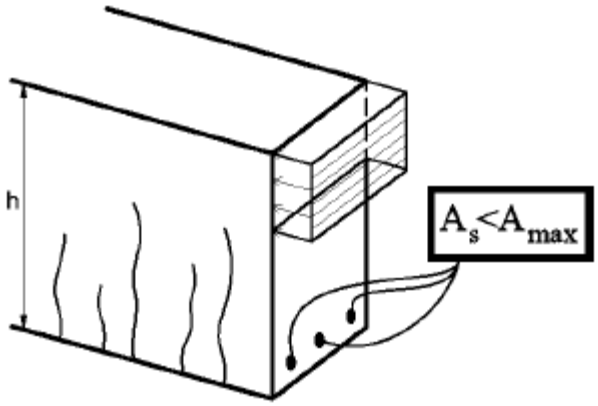
محدودیت هندسی شکل پذیری زیاد

نکته : دقت شود معمولا ابعاد تیرها کمتر از 30 سانتیمتر اجرایی نمی باشد.

محدودیت آرماتورها در تیرها :

مقادیر آرماتور ها و درصد میلگرد حداکثر در تیرها :

یکی از کنترل های مهم در طراحی سازه های بتنی ، کنترل مقدار آرماتور می باشد.



حداکثر تغییر شکل نسبی بتن در دورترین تار فشاری ، ε_{cu} از جدول زیر بدست می آید :

رده بتن	C۵۰ تا C۱۲	C۵۵	C۶۰	C۷۰	C۸۰	C۹۰	C۱۰۰	C۱۲۰
ε_{cu}	۰/۰۰۳۵	۰/۰۰۳۲	۰/۰۰۳۰	۰/۰۰۲۸	۰/۰۰۲۸	۰/۰۰۲۸	۰/۰۰۲۸	۰/۰۰۲۸

حداکثر مقدار آرماتور کششی ρ_{max} : در قطعات میله ای تحت خمش و یا تحت خمش و نیروی فساری توام که در آنها نیروی محوری کمتر از هر دو مقدار $0.15\ \emptyset_c f_c A_g$ و N_{rb} است. مقدار A_s باید به گونه ای باشد که روابط زیر برقرار گردد :

$$\frac{x}{d} \leq \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \frac{f_y}{E_s}}$$

$$\rho \leq 0.025$$

***** مقدار ρ_{max} برابر است با مینیمم مقدار دو عبارت بالا.**

مقادیر آرماتور ها و درصد میلگرد *حداقل* در تیرها : ρ_{min}

حداقل مقدار آرماتور کششی :

در هر مقطع ار قطعات میله ای تحت خمش مقدار آرماتور به کار رفته در مقطع باید به گونه ای باشد که رابطه زیر برقرار باشد :

$$\rho_{min} \geq max\left[\frac{1.4}{f_y}, \frac{0.25\sqrt{f_c}}{f_y}\right]$$

*** در صورتی که سطح مقطع فولاد کششی محاسبه شده کمتر از مقادیر بالا باشده، در همه حالات شکل پذیری ، قرار دادن **1.33** برابر مقدار حاصل از محاسبه به عنوان فولاد کششی مقطع، کافی باشد.

📖 مطابق مبحث نهم: اگر $\rho < \rho_{min}$ (ρ مقدار درصد فولاد محاسباتی)، می‌توان مقدار درصد فولاد لازم برابر ρ ۱/۳۳ در نظر گرفته می‌شود.

محاسبه مقدار فولاد کششی و انتخاب میلگرد و آرایش مناسب

$$A_s = \rho bd$$

توصیه های طراحی

$\rho = \rho_b$: balance, $\rho > \rho_b$: over RC, $\rho < \rho_b$: under RC

ماکزیمم نسبت فولاد : $\rho_{max} = \rho_b$

مینیمم نسبت فولاد : $\rho_{min} = max\begin{cases}1.4 / f_y \text{ (Concrete first crack)} \\ 0.25\sqrt{f_c'}/f_y\end{cases}$

طراحی : $\rho_{min} < \rho < [\rho_{max} = \rho_b]$

طراحی محافظه کارانه: $\rho = 0.5\rho_{max}$

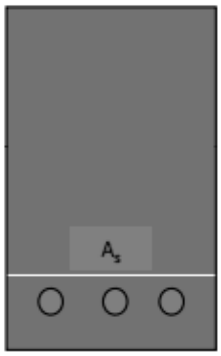
شکست خمشی تیر

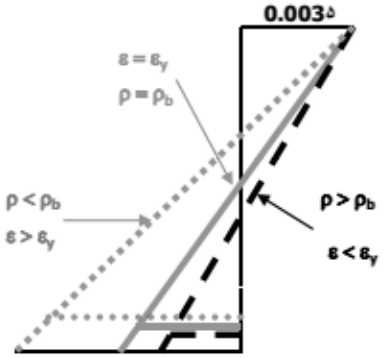
- امکان وقوع سه توع شکست خمشی مجزا برای تیر وجود دارد :

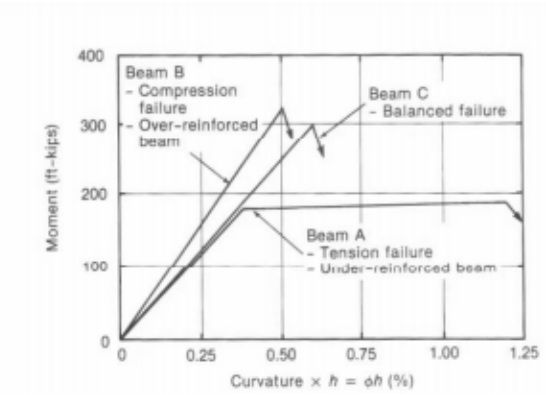
۱- شکست کششی : فولاد قبل از شکست بتن جاری می شود.این نوع تیر را تحت مسلح (under-reinforced) گویند و این نوع رفتار را رفتار نرم، تیری با این نوع رفتار می تواند تغییر شکل زیادی را قبل از شکست تحمل کند. بنابراین ساکنین ساختمان قبل از خرابی شاهد علامتهایی هستند و لذا این شانس را دارند که قبل از خرابی کامل ساختمان را ترک کنند. ($\rho<\rho_b$)

۲- شکست فشاری : بتن قبل از جاری شدن فولاد می شکند.این نوع تیر را فوق مسلح (over-reinforcement) گویند. این نوع تیر به طور ناگهانی با رفتاری ترد و بدون هیچگونه هشداری به ساکنین می شکند. ($\rho>\rho_b$)

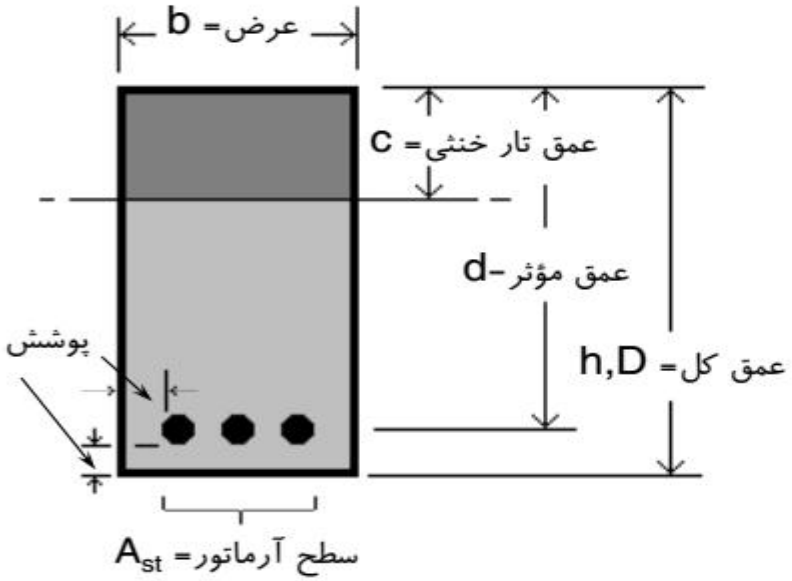
۳- شکست بالانس : بتن می شکند و فولاد هم همزمان جاری می شود. این تیردارای فولاد بالانس است. ($\rho=\rho_b$)



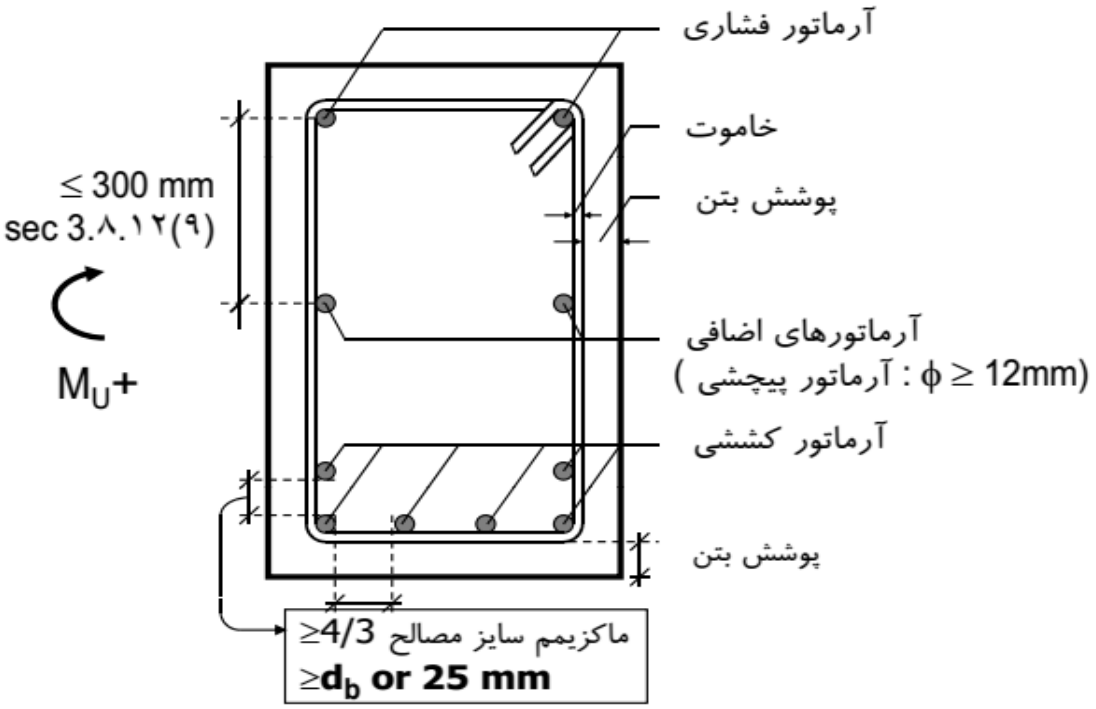




عمق مؤثر(d): فاصله دورترین تار فشاری تا مرکز سطح آرماتور کششی طولی



مقطع مستطیلی بتن مسلح



فواصل میلگردهای طولی در اعضاء خمشی (تیرها) :

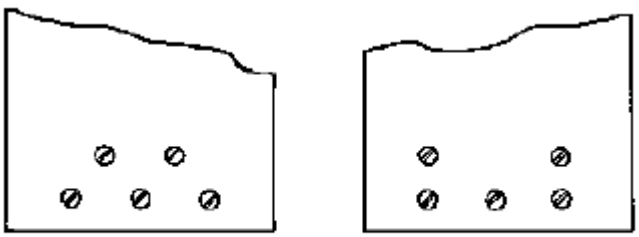
محدودیت فاصله میلگردها:

۱–فاصله آزاد بین هر دومیلگرد موا اشد

الف–قطر میلگرد بزرگتر.

ب–۲۵میلیمتر.

ج–۱.۳۳برابر قطر بزرگترین سنگدا



۲–در اعضای تحت فشار وخمش فاصله محور تا محور میلگردهای طولی از هم نباید بیشتر از ۲۰۰میلیمتر باشد.

۳ – در صورتی که از میلگردهای موازی در چند سفره استفاده گردد فاصله آزاد بین هردوسفره نباید از ۲۵میلیمتر واز قطر بزرگترین میلگرد کمتر باشد.

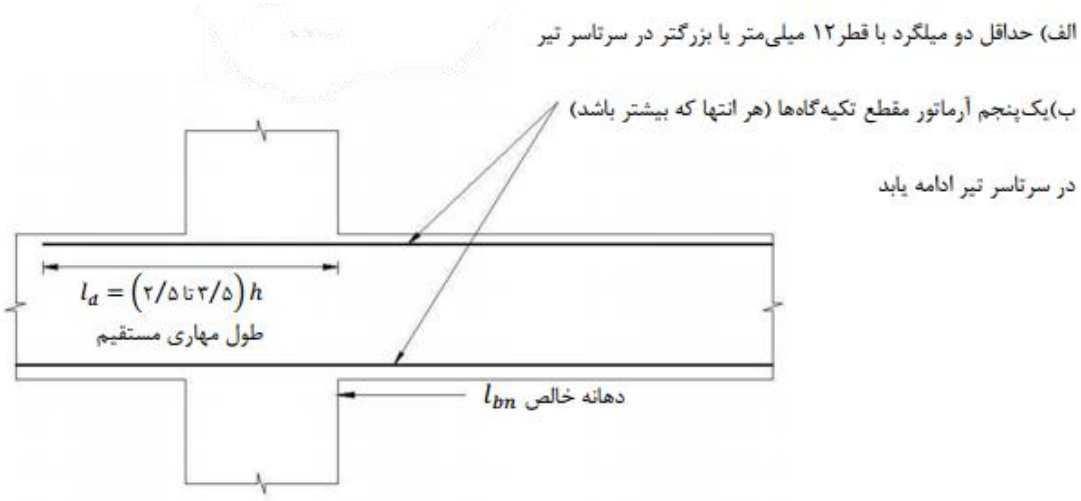
۴–در اعضای فشاری با خاموت های بسته یا دور پیچ فاصله آزاد بین هر دو میلگرد طولی نباید از ۱.۵برابرقطر بزرگترین میلگرد و از ۴۰ میلیمتر کمتر باشد.

حداقل آرماتور در بالا و پایین مقطع تیرها در ساختمان ها با شکل پذیری متوسط :

$$\rho_{min} = max\left[\frac{1.4}{f_y}, \frac{0.25\sqrt{f_c}}{f_y}\right]$$

نسبت آرماتور کششی نباید از 0.025 بیشتر باشد.

حداقل دو میلگرد با قطر مساوی یا بزرگتر از 12 میلیمتر هم در پایین و هم در بالای مقطع در سراسر طول ادامه یابد.

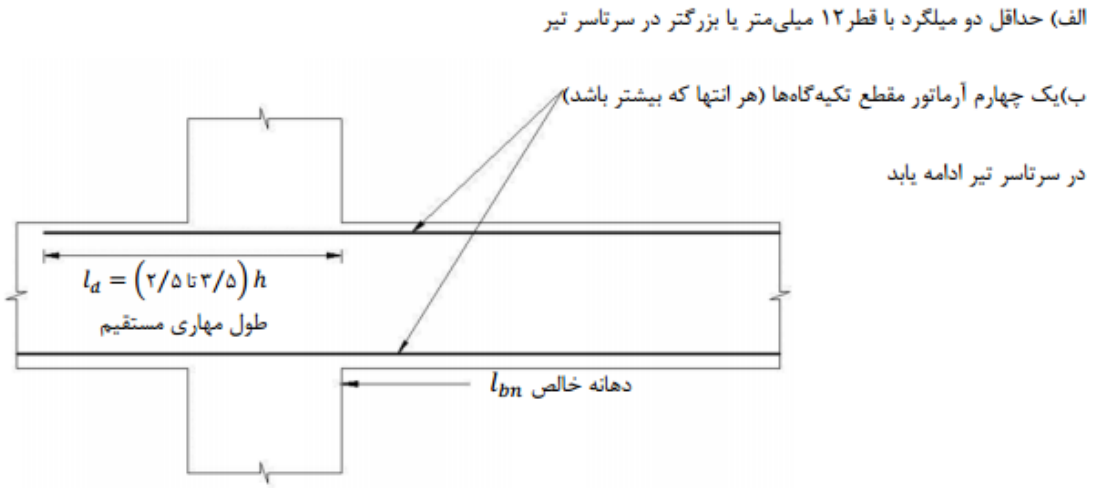


حداقل آرماتور در بالا و پایین مقطع تیرها در ساختمان ها با شکل پذیری زیاد :

$$\rho_{min} = max\left[\frac{1.4}{f_y}, \frac{0.25\sqrt{f_c}}{f_y}\right]$$

نسبت آرماتور کششی نباید از 0.025 بیشتر باشد.

حداقل دو میلگرد با قطر مساوی یا بزرگتر از 12 میلیمتر هم در پایین و هم در بالای مقطع در سراسر طول ادامه یابد.



ضوابط اعضاء تحت فشار و خمش (ستونها)

$$(N_u > ۰/۱۵ f_{cd} A_g)$$

برای ساخت مقاطع ستونها با شکل پذیری متوسط باید نکات زیر را رعایت نمود :

-عرض مقطع نباید کمتراز 0.3 بعد دیگر آن و نباید کمتر از 250 میلیمتر باشد.

-نسبت عرض مقطع به طول آزاد ستون نباید از $\frac{1}{25}$ کمتر باشد.

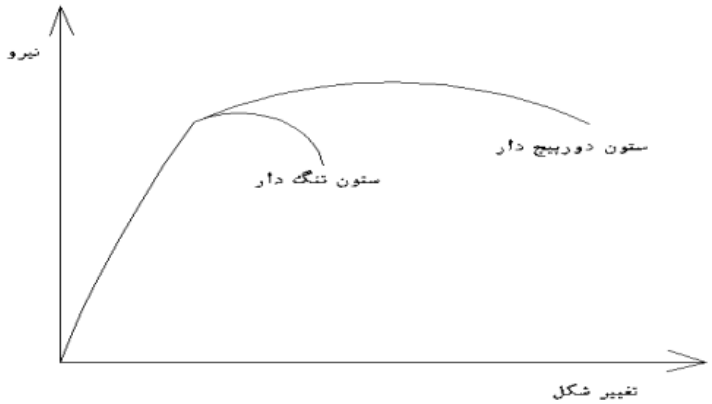
برای ساخت مقاطع ستونها با شکل پذیری زیاد باید نکات زیر را رعایت نمود :

-عرض مقطع نباید کمتراز 0.4 بعد دیگر آن و نباید کمتر از 300 میلیمتر باشد.

-نسبت عرض مقطع به طول آزاد عضو آن در اعضایی که زیر اثر لنگرهای خمشی موجود در دو انتها در دوجهت خم می شوند، نباید کمتر از $\frac{1}{16}$ و در اعضای طره ای نباید کمتر از $\frac{1}{10}$ باشد.

میلگرد طولی ستون :

-در ستون ها سطح مقطع آرماتور طولی نباید کمتر از 0.01 و بیشتر از 0.06 سطح مقطع کل باشد. محدودیت مقدار حداکثر باید در محل وصله های پوششی میلگردها نیز رعایت شود. در صورت استفاده از فولاد S400 در آرماتورهای طولی مقدار حداکثر در خارج ار محل وصله ها به 0.045 سطح کل محدود می گردد.



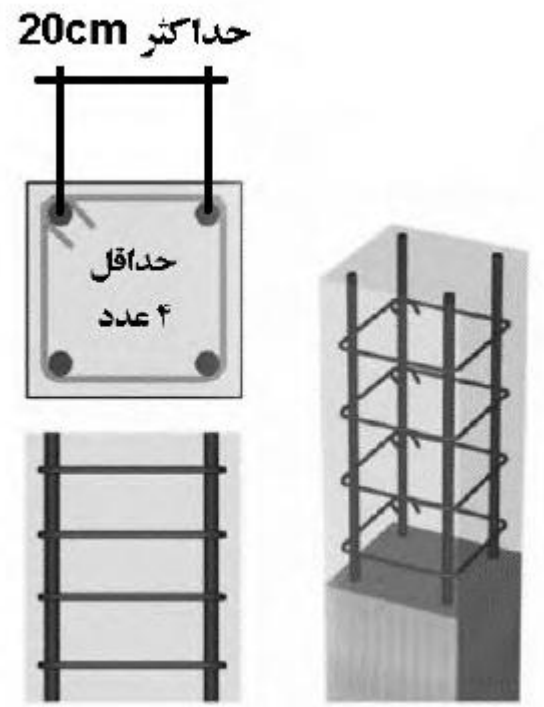
-حداقل تعداد میلگردهای طولی در ستون ها :

الف-میلگردهای داخل تنگ مدور یا مستطیل = چهار عدد

ب- میلگردهای داخل تنگ های مثلثی = سه عدد

پ- میلگردهای داخل دورپیچ = شش عدد

(b) Round spiral Column



(a) Rectangular tied Column

محدودیت میلگرد گذاری ستون ها :

-در اعضای تحت فشار و خمش (ستونها) فاصله محور تا محور میلگردهای طولی از یکدیگر، نباید بیشتر از 200 میلیمتر باشد.

-در ستونها با خاموت بسته یا دورپیچ ، فاصله آزاد بین هر دومیلگرد طولی نباید از 1.5 برابر قطر بزرگترین میلگرد و نه از 40 میلیمتر، کمتر باشد.

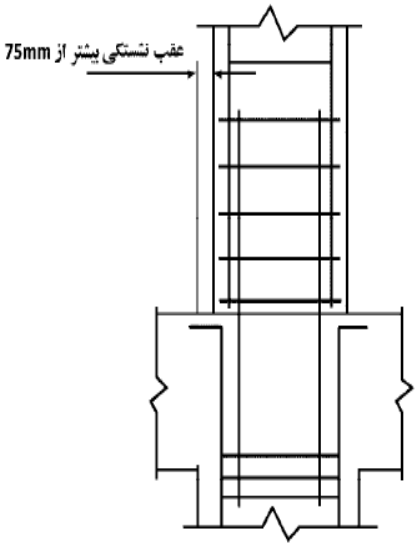
میلگردهای انتظار خم شده :

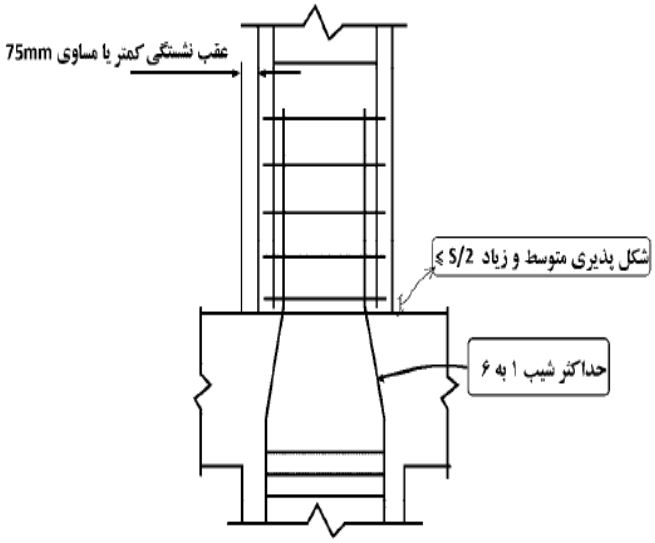
-شیب قسمت مایل میلگردها خم شده مسبت به محور ستون نباید از 1 به 6 تجاوز نکند. قسمت های فوقانی و تحتانی قسمت مایل باید موازی با محور ستون باشند.

میلگردهای انتظار باید در محل خم با خاموت، دورپیچ و یا قسمتهایی از سیستم سازه ای کف مهار شوند. مهار مذکور باید برای تحمل نیرویی معادل 1.5 برابر مولفه نیروی محاسباتی قسمت مایل در امتداد مهار، مطرح شود. در صورت استفاده از خاموت ها یا دورپیچ، فاصله آنها تا نقاط خم شده نباید از 50 میلیمتر بیشتر باشد.

-خم کردن میلگردهای انتظار باید قبل از جاگذاری میلگردها انجام گیرد.

-در مواردی که وجه ستون یا دیئار بیشتر از 75 میلیمتر عقب نشستگی یا پیش آمدگی داشته باشد، میلگردهای طولی ممتد نباید به صورت خم شده به کار برده شوند و در محل عقب نشستگی باید میلگردهای انتظار مجزا برای اتصال به میلگردهای وجوه عقب نشسته پیش بینی شوند.





ضوابط میلگرد طولی ستونها در ساختمانهای با شکل پذیری متوسط :

-در ستونها نسبت آرماتور طولی نباید کمتر از یک درصد و بیشتر از 4.50 درصد درنظر گرفته شود.مقدار آرماتور در محل وصله ها باید حداکثر برابر 6 درصد درنظر گرفته شود. در مواردی که آرماتور از نوع فولاد S400 است، نسبت آرماتور در خارج از محل وصله ها به حداکثر 3 درصد محدود می شود.

-فاصله محور تا محور میلگردهای طولی از یکدیگر نباید بیشتر از 200 میلیمتر باشد.

ضوابط ستونها در ساختمانهای با شکل پذیری زیاد :

-در این اعضاء نسبت آرماتور طولی نباید کمتر از یک درصد و بیستر از 6 درصد درنظر گرفته شود. مقدار آرماتور در محل وصله ها باید حداکثر برابر 6 درصد درنظر گرفته شود. در مواردی که آرماتور از نوع فولاد S400 است، نسبت آرماتور در خارج از محل وصله ها به حداکثر 4.5 درصد محدود می شود.

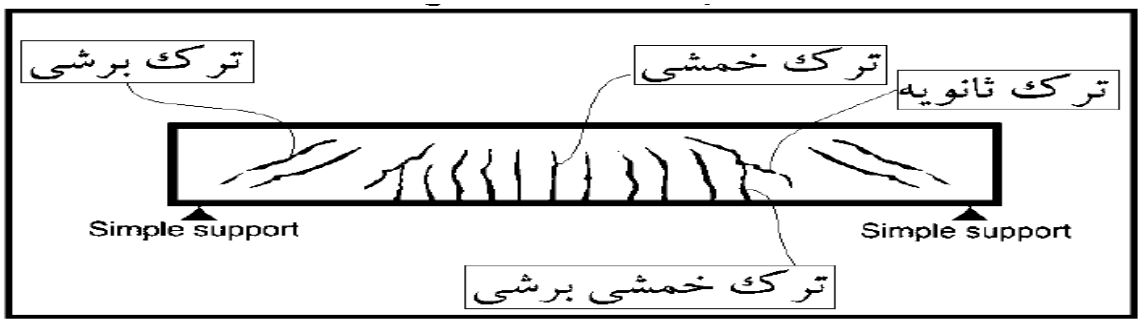
-فاصله محور تا محور میلگردهای طولی از یکدیگر نباید بیشتر از 200 میلیمتر باشد.

-استفاده از وصله پوششی در میلگردهای طولی فقط در نیمه میانی ستون مجاز است.طول پوشش این وصله ها باید برای وصله کششی درنظر گرفته شود.

-وصله های جوشی و مکانیکی به شرطی مجاز است که وصله میلگردها در هر مقطع یک در میان انجام شود و فاصله وصله ها در میلگردهای مجاز یکدیگر ، در امتداد طول ستون ، کمتر از 600 میلیمتر نباشد.

برش در بتن :

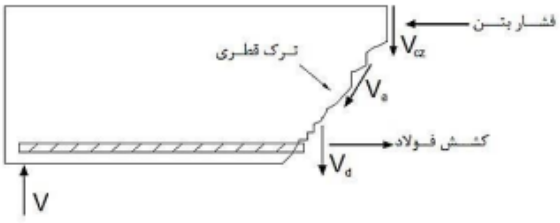
ترک های برشی با نیروی وارده زاویه 45 درجه می سازد. در حقیقت بتن تحت برس به صورت کششی ترک می خورد.



مکانیزم انتقال برش در تیرهای بتن‌آرمه

مطابق شکل زیر نیروی برشی V توسط ترکیب عملکرد برش V_{cz} در ناحیه فشاری ترک نخورده بتن، برش V_d از عملکرد داول آرماتورهای طولی و برش V_a از مؤلفه قائم درگیری سنگدانه‌ها تحمل می‌شود. بنابراین:

$$V = V_{cz} + V_d + V_a$$



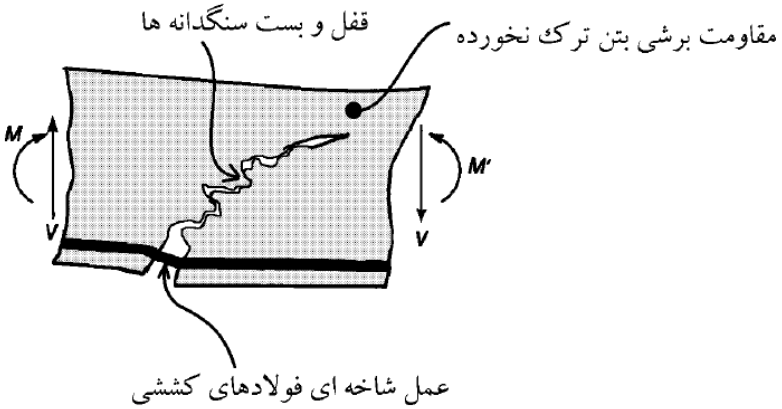
نکته: در نتیجه آزمایش‌های انجام شده، سهم تحمل برش در یک تیر بتن‌آرمه به ترتیب زیر تعیین شده است:

- برش در ناحیه فشاری تیر $V_{cz} = ۲۰ - ۴۰٪$
- عملکرد داول آرماتور کششی $V_d = ۱۵ - ۲۰٪$
- درهم‌گیری سنگ‌دانه‌ها $V_a = ۳۵ - ۵۰٪$

نکته: با افزایش نیروی برشی بر تیر، مقاومت آرماتورها قبل از بقیه به حداکثر ظرفیت خود می‌رشد و پس از آن نیروی برشی بزرگی به اتصال درهم‌گیری سنگدانه‌ها وارد می‌شود. احتمالا در این مرحله در هم‌گیری سنگدانه‌ها از هم گسیخته شده و در نتیجه نیروی برشی بزرگی به ناحیه فشاری تیر وارد می‌شود که باعث گسختگی آن به طور ناگهانی و انفجاری می‌شود.

-در مقطع مستطیلی تحت برش، تنش برشی حداکثر در وسط جان اتفاق می افتد و بنابراین ترک های برشی از وسط مقطع شروع می شوند.

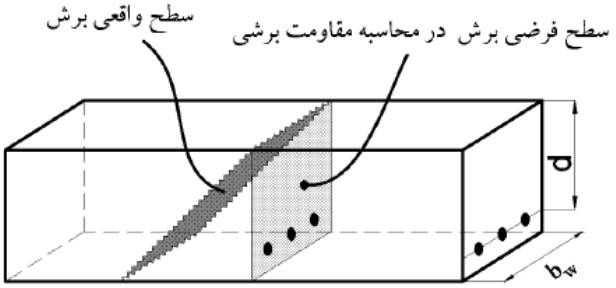
-در مقطع مستطیلی تحت خمش، تنش خمشي حداکثر در پایین مقطع اتفاق می افتد و بنابراین ترک ها از پایین مقطع شروع مي شوند.

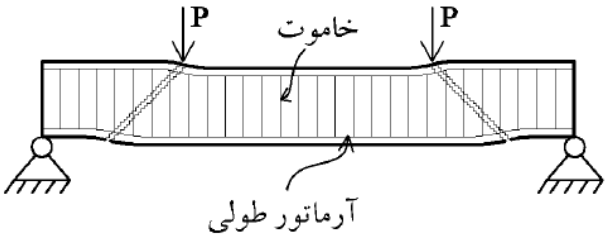


مقاومت برشی بتن :

برای محاسبه مقاومت برشی مقطع دو روش وجود دارد : 1-روش تقریبی 2-روش دقیق

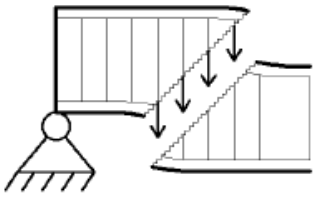
در هر دو روش مقاومت مقطع بر اساس سطح فرضی عمود بر صفحه محاسبه می شود:

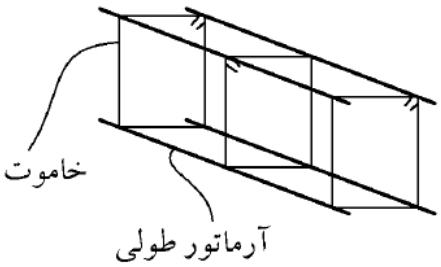


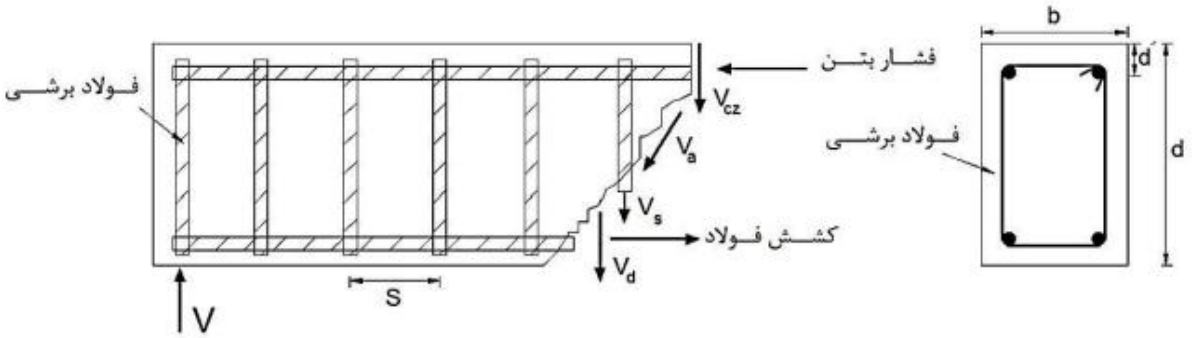


آرماتورهای برشی خاموت :

آرماتورهای عرضی که برای مقابله با برش از آنها استفاده می شود.

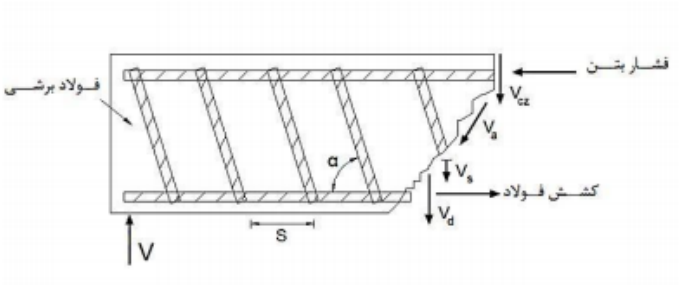






$$V = (V_{cz} + V_d + V_a) + V_s = V_c + V_s$$

نیروی برشی خاموت‌ها V_s از رابطه زیر بدست می‌آید.



$$V_s = A_{sv} f_{yd} (\sin\alpha + \cos\alpha) \frac{d}{S}$$

$$\alpha = ۹۰^{\circ} \rightarrow V_s = A_{sv} f_{yd} \frac{d}{S}$$

که در آن:

A_{sv} : سطح مقطع آرماتور برشی در محدوده‌ای بطول S

انواع آرماتور برشی :

الف-خاموت های عمود بر محور عضو

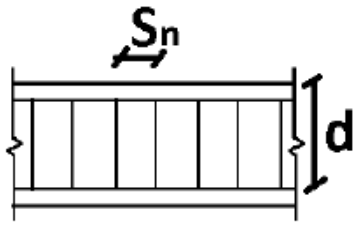
ب-خاموت هایی با زاویه 45 درجه یا بیشتر نسبت به میلگردهای کششی طولی به نحوب که ترک هی قطری احتمالی را قطع کنند.

پ-میلگردهای طولی خم شده به قطرحداکثر 36 میلیمتر، تحت زاویه 30 درجه یا بیشتر نسبت به میلگردهای کششی طولی به نحوی که ترک های قطری احتمالی را قطع کنند.

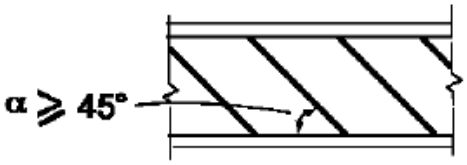
ت-ترکیبی از خاموتها و میلگردهای طولی خم شده با شرایط مذکور در بندهای بالا.

ث-آرماتورهای طولی توزیع شده در ارتفاع تیرها عمیق یا تیرهای تیغه های تعریف شده .

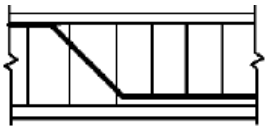
ج-دورپیچ ها

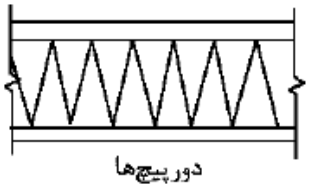


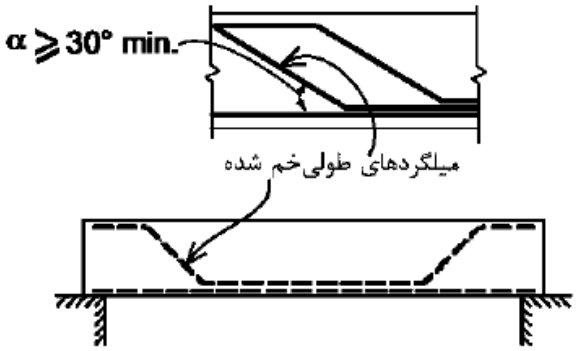
خاموت‌های عمود بر محور عضو



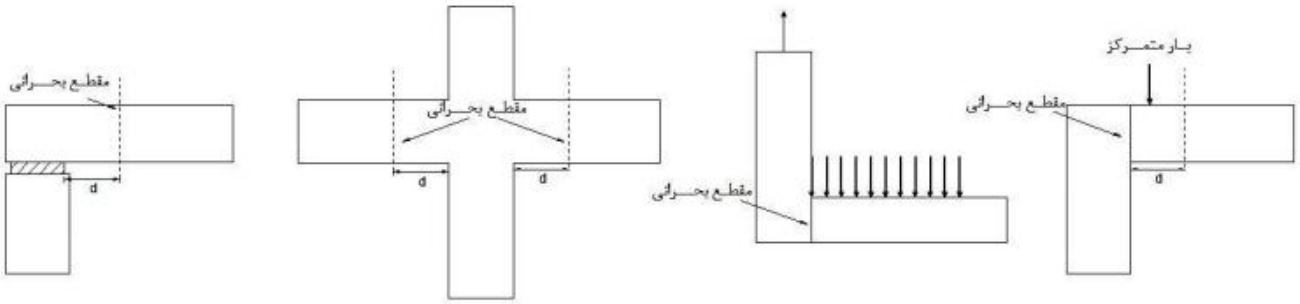
خاموت‌هایی با زاویه ۴۵ درجه یا بیشتر


ترکیبی از خاموت‌ها و میلگردهای طولی‌خم شده

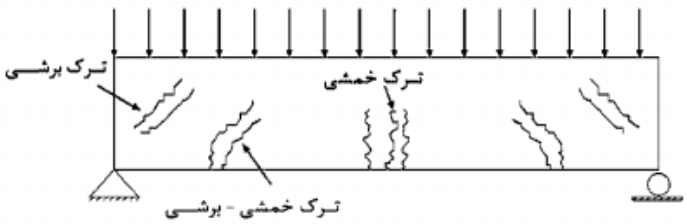




مقاطع بحرانی برای کنترل تنش برشی :



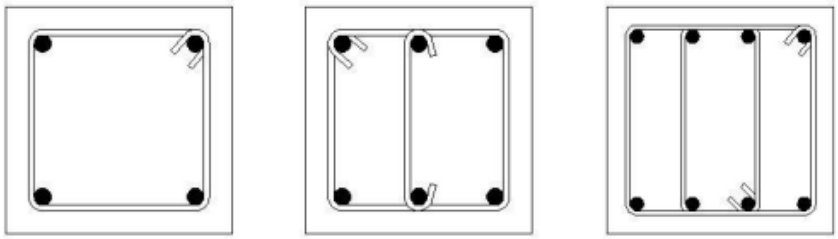
نکته: ترک خمشی در ناحیه‌ای از تیر که برش ناچیز بوده و فقط تنش خمشی وجود دارد، اتفاق می‌افتد. این ترک‌ها به صورت تقریبا قائم و تا محور خنثی نفوذ می‌کند. بدیهی است که فولادهای خمشی تعبیه شده در مقطع، اثر این ترک‌ها را جبران کرده و یک مقطع بتن‌آرمه را پایدار نگه می‌دارد.



نکته: به منظور جلوگیری از ازدیادعرض ترک‌های قطری باید $f_y < ۴۰۰\ N/mm^۲$ باشد.

نکته: با افزایش درصد فولاد مقطع تار خنثی پایی آمنده و کرنشهای کششی کاهش یافته و عرض ترک کاهش می‌یابد و افزایش لنگر خمشی باعث افزایش عمق ترک‌ها و عرض ترک‌های می‌شود.

نکته: توجه شود که A_{sv} سطح مقطع کل خاموت‌هایی است که اگر تیر را مقطع افقی بزنیم آن تعداد خاموت را قطع می‌کند.



$A_{sv}=۴A_s$ خاموت با چهار ساق

$A_{sv}=۳A_s$ خاموت با سه ساق

$A_{sv}=۲A_s$ خاموت با دو ساق

ضوابط مهار خاموت ها و تنگها و خم آنها :

- آرماتور عرضی در جان قطعات خمشی باید تا حدی که پوشش بتن آرماتور و یا نزدیکی سایر آرماتورها اجازه می دهد، نزدیک به دو وجه فشاری و کششی عضور در مقطع قرار داده شود.

- دو انتهای آرماتور عرضی تک شاخه ای و آرماتور به شکل U تکی و یا مکرر باید به یکی از طرق الف و ب این بند مهار شوند :

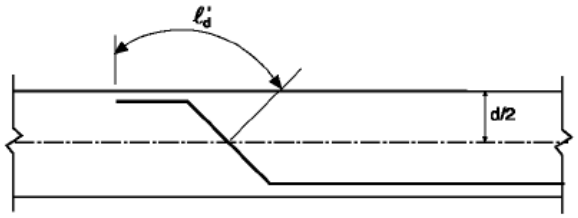
الف) برای میلگردهای به قطر کوچکتر از 16 میلیمتر و برای میلگردهای با قطر 16 تا 25 میلیمتر از رده S340 یا رده پایین تر، باید از قلاب استاندارد استفاده شود. قلاب باید حداقل یک میلگرد طولی را دربرگیرد.

ب) برای میلگردهای با قطر 16 تا 25 میلیمتر از رده S400 و بالاتر، باید علاوه بر استفاده از قلاب استاندارد که حداقل یک میلگرد طولی را دربر گرفته باشد، طول گیرایی به اندازه 2/3 طول گیرایی میلگرد قلابدار نیز تامین شود. طول گیرایی میلگرد قلابدار از محل وسط ارتفاع موثر مقطع اندازه گیری می شود.

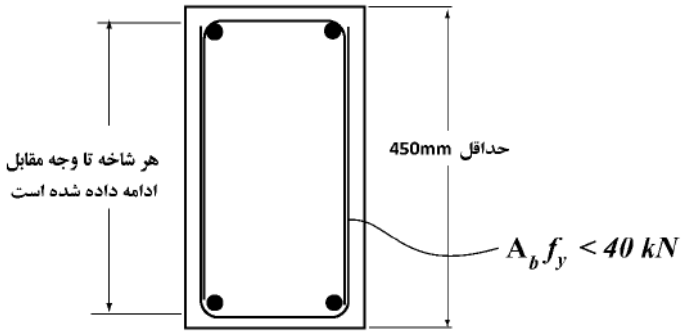
-در بین دو انتهای مهار شده خاموت به شکل U تکی و یا مکرر ، در هر خم واقع در ناحیه پیوسته خاموت باید یک آرماتور طولی محصور شده باشد.

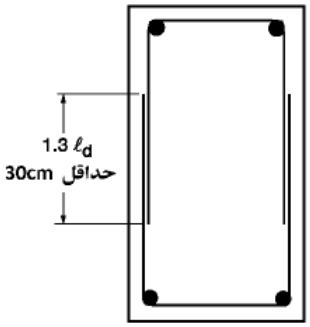
-میلگردهای طولی خم شده که به عنوان آرماتور برشی مورد استفاده قرار می گیرند اگر به ناحیه بتن کششی برده شوند باید بصورت آرماتور کششی مورد استفاده قرار گیرند و اگر به ناحیه فشاری برده شوند باید بر طبق ضوابط

مهار میلگردها در این ناحیه مهار شوند. در این میلگردها طول گیرایی از محل وسط تا ارتفاع موثر مقطع ، $\frac{d}{2}$ اندازه گیری می شود.



-در زوج خاموت های U شکل که با وصله پوششی، یک خاموت بسته می سازند، باید طول پوشش برابر با حداقل $\frac{1}{3}\,l_d$ رعایت شود. در این خاموت ها چنانچه $A_b f_y$ هر شاخه کمتر از 40 کیلونیوتن و ارتفاع مقطع عضو بیشتر از 450 میلیمتر باشد، می توان طول پوشش را کمتر از $\frac{1}{3}\,l_d$ درنظر گرفت مشروط برآنکه هر شاخه از U تا وجه مقابل ادامه داده شود.





مهار و وصله خاموت ها:

- خم 90 درجه (گونیا) به اضافه حداقل $6d_b$ طول مستقیم ولی نه کمتر از 60 میلیمتر در انتهای آزاد میلگرد، برای میلگردهای به قطر 16 میلیمتر و کمتر.

- خم 90 درجه (گونیا) به اضافه حداقل $2d_b$ طول مستقیم در انتهای آزاد میلگرد، برای میلگردهای به قطر 16 میلیمتر و کمتر از 25 میلیمتر.

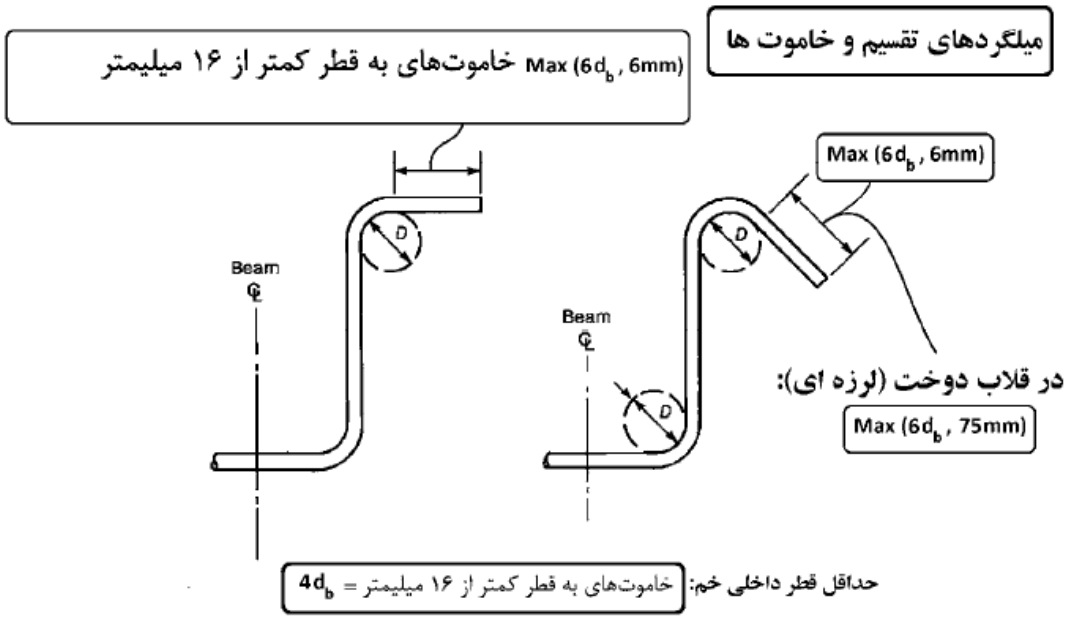
- خم 135 درجه (چنگک) به اضافه حداقل $6d_b$ طول مستقیم ولی نه کمتر از 60 میلیمتر در انتهای آزاد میلگرد.

حداقل قطر خم ها :

ـقطر داخلی خم ها برای خاموت های به قطر کمتر از 16 میلیمتر نباید کمتر از $4d_b$ اختیار شود.

ضوابط ویژه خاموت ها برای طراحی در برابر زلزله (قلاب دوخت) :

میلگردی که در یک انتها دارای قلابی با زاویه خم حداقل 135 درجه و قسمت مستقیم انتهایی به طول حداقل 6 برابر قطر میلگرد یا 75 میلیمتر و در انتهای دیگر دارای قلابی با زاویه خم حداقل 90 درجه و قسمت مستقیم انتهایی به طول حداقل 8 برابر قطر میلگرد باشد. این قلاب باید به میلگردهای طولی واقع در محیط مقطع عضو را در برگیرند. محل خم 90 درجه قلاب ها باید به صورت یک درمیان ، در مقاطع متوالی در طول عضو، عوض شود.



حداقل آرماتور برشی :

$$A_{sv\min} = \cdot/\cdot ۶\sqrt{f_c}\,\frac{b_w S_n}{f_{yv}}$$

فواصل خاموت در تیر ها :

-فاصله بین خاموت های برشی عمود بر صفحه بر محور عضو نباید از $\frac{d}{2}$ بیشتر باشد.

-فاصله بین خاموت های مایل و یا میلگردهای طولی خم شده باید چنان باشد که هر خط 45 درجه ای که به طرف عکس العمل از وسط مقطع، $\frac{d}{2}$ تا میلگردهای کششی طولی رسم شود، حداقل به وسیله یک ردیف از آرماتورهای برشی قطع گردد.

- در صورتی که مقدار V_u بیشتر از $0.125\emptyset_G f_c b_w d$ باشد، حداکثر فواصل داده شده در بندهای بالا باید به نصف تقلیل داده شوند.

-از لحاظ اجرایی حداقل فواصل خاموت ها کمتر از 100 میلیمتر انتخاب نگردد.

خاموت تیرها در ساختمان ها با شکل پذیری متوسط :

-در تیرها (اعضای خمشی) در طول قسمت های بحرانی باید از خاموت بسته مطابق با شرایط زیر به کارر برده شود. طول بحرانی عبارت است از :

الف) در طولی معادل دوبرابر ارتفاع مقطع از بر تکیه گاه به سمت وسط دهانه

ب)در طولی که در آن برای تامین ظرفیت خمشی مقطع به آرماتور فشاری نیز باشد.

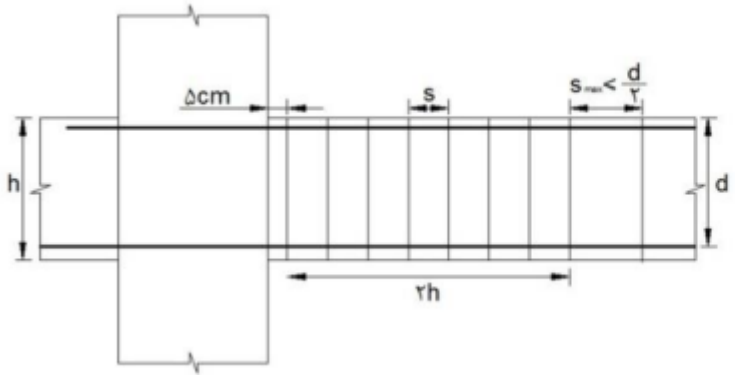
-قطر خاموت ها کمتر از 8 میلیمتر نباشد.

-فاصله خاموت ها از یکدیگر بیشتر از مقادیر : 1/4 طول ارتفاع موثر مقطع، 8 برابر قطر کوچکترین آرماتور طولی، 24 برابر قطر خاموت ها و 300 میلیمتر انتخاب نشود.

-فاصله اولین خاموت از بر تکیه گاه بیشتر از 50 میلیمتر نباشد.

-فاصله خاموت های معمولی در طول تیر نباید از یکدیگر بیشتر از نصف ارتفاع موثر مقطع باشند.

$$s \le \begin{cases} \frac{۱}{۴} \times d \\ \text{قطر کوچکترین آرماتور طولی} \times ۸ \\ \text{قطر خاموت ها} \times ۲۴ \\ ۳۰۰mm \end{cases}$$



خاموت تیرها در ساختمان ها با شکل پذیری زیاد :

-در تیرها (اعضای خمشی) در طول قسمت های بحرانی ، آرماتور عرضی (خاموت) باید از نوع تنگ ویژه باشد.

طول بحرانی عبارت است از :

الف) در طولی معادل دوبرابر ارتفاع مقطع از بر تکیه گاه به سمت وسط دهانه

ب)) در طولی معادل دوبرابر ارتفاع مقطع در دو سمت مقطعی که در آن امکان تشکیا مفصل پلاستیک و در اثر تغییر مکان جانبی غیر الاستیک قاب وجود داشته باشد.

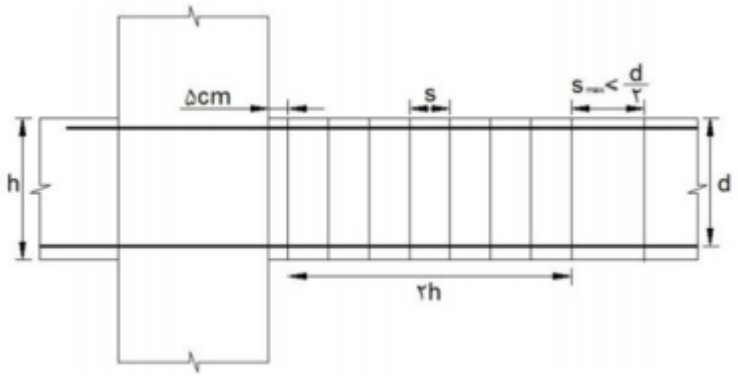
پ)در طولی که در آن برای تامین ظرفیت خمشی مقطع به آرماتور فشاری نیز باشد.

-قطر خاموت ها کمتر از 8 میلیمتر نباشد.

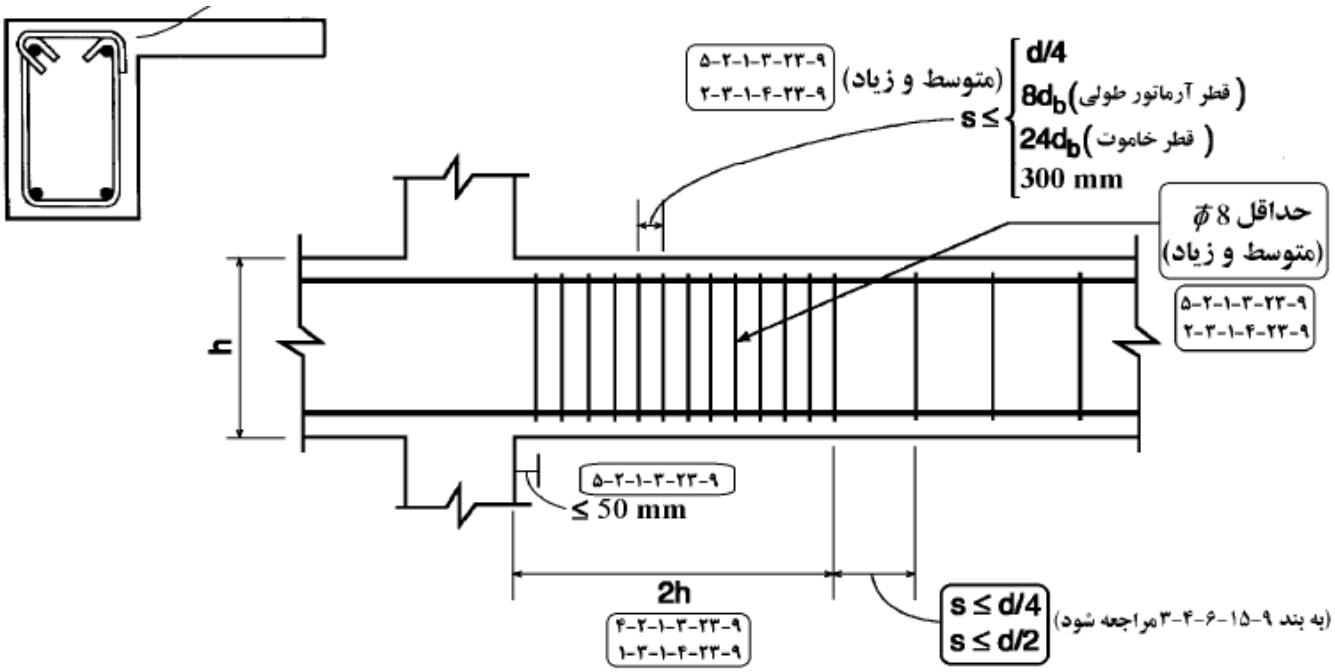
-قطر تنگ ها کمتر از 8 میلیمتر نباشد.

-فاصله تنگ ها از یکدیگر بیشتر از مقادیر : 1/4 طول ارتفاع موثر مقطع، 8 برابر قطر کوچکترین آرماتور طولی، 24 برابر قطر خاموت ها و 300 میلیمتر انتخاب نشود.

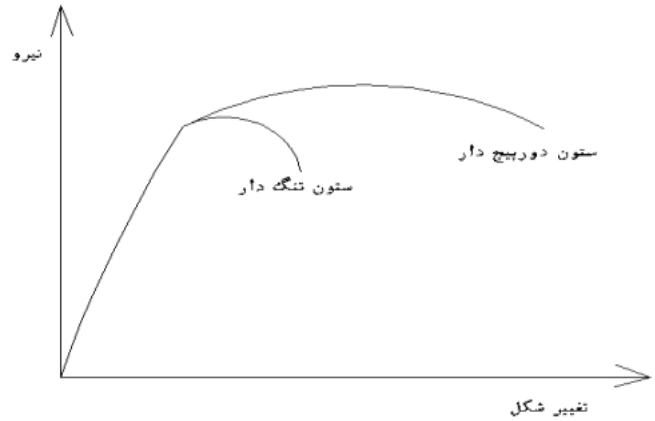
-فاصله اولین تنگ از بر تکیه گاه بیشتر از 50 میلیمتر نباشد.



$$s \le \begin{cases} \frac{۱}{۴} \times d \\ \text{قطر کوچکترین آرماتور طولی} \times ۸ \\ \text{قطر خاموت ها} \times ۲۴ \\ ۳۰۰mm \end{cases}$$



تنگ و دورپیچ در ستون :



قطر خاموت ها نباید کمتر از :

الف)1/3 قطر بزرگترین میلگرد طولی با قطر حداکثر 30 میلیمتر

ب)10 میلیمتر برای میلگردهای طولی با قطر بیش از30 میلیمتر و نیز برای گروه میلیگردهای در تماس

-قطر خاموت ها نباید از 8 میلیمتر کمتر باشد.

فاصله هر دو خاموت متوالی از هم نباید از هیچ یک از مقادیر زیر بیشتر باشد :

الف) 12 برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی اعم از اینکه منفرد باشد یا عضوی از گروه میلگردهای در تماس بشمار آید.

ب) 36 برابر قطر میلگرد خاموت

پ) کوچکترین بعد عضو فشاری

ث) 250 میلیمتر

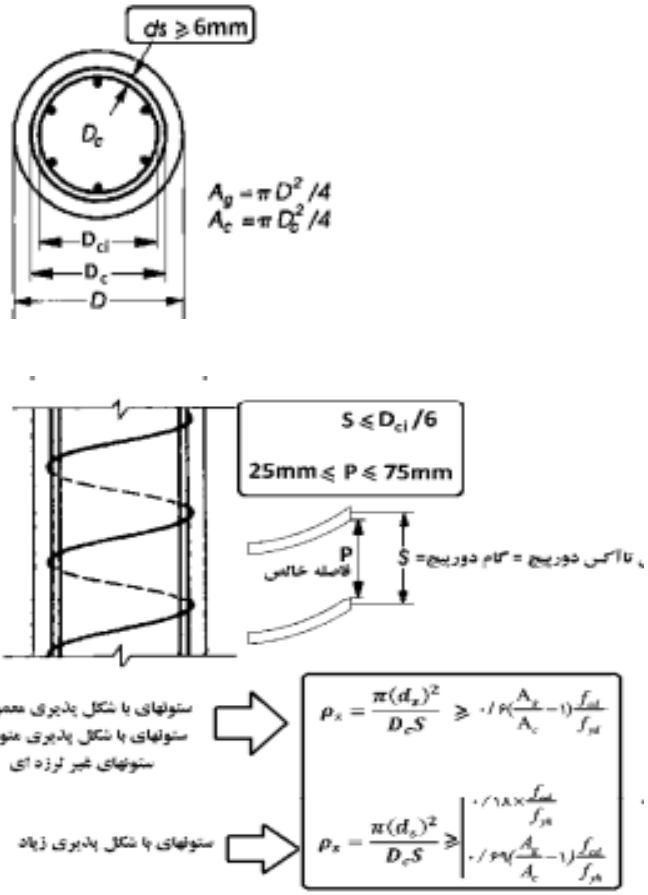
-در هر مقطع تعداد خاموت ها باید طوری باشد ک هر یک از میلگردهای زیر در گوشه یک خاموت با زاویه داخلی حداکثر 135 درجه قرار گیرد و به طور جانبی نگهداشته شود :

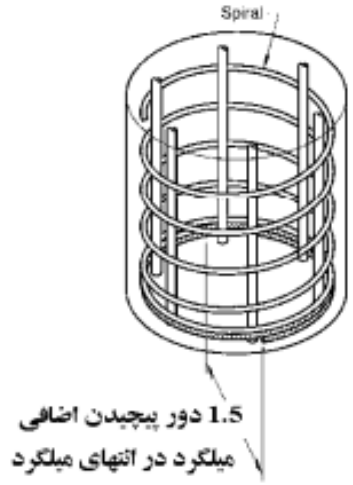
الف) هر میلگردی که در گوشه های عضو واقع شود

ب) هر میلگرد غیر گوشه ای به صورت حداکثر یک در میان

پ) هر میلگردی که فاصله آزاد آن تا میلگرد نگهداری شده مجاور بیشتر از 150 میلیمتر باشد.

***** تمامی ضوابط مربوط به اندازه فواصل و محدودیت خاموت در مورد ستون ها باید برای میلگردهای فشاری تیرها (اعضای خمشی) رعایت گردد.**





ضوابط خاموت ستون ها برای ساختمان ها با شکل پذیری متوسط :

در دو انتهای ستون به طول l_0 (ناحیه بحرانی) باید آرماتور عرضی بسته به کار برده شود. طول l_0 (ناحیه بحرانی) برابر است با :

الف)1/6 ارتفاع آزاد ستون

ب) ضلع بزرگتر مقطع مستطیلی شکل ستون یا قطر مقطع دایره ای شکل ستون

پ) 450 میلیمتر

آرماتور عرضی مورد نیاز دز طول l_0 (ناحیه بحرانی) باید دارای قطر حداقل 8 میلیمتر بوده و فواصل آنها از یکدیگر در صورتی که به صورت خاموت بسته به کار روند، باید کمتر از مقادیر زیر باشد :

الف) 8 برابر قطر کوچکترین میلگرد ستون

ب) 24 برابر قطر خاموت

پ) نصف کوچکترین ضلع مقطع ستون

ت) 300 میلیمتر

- فاصله اولین خاموت از بر اتصال ستون به تیر نباید بیشتر از نصف فاصله خاموت ها درنظر گرفته شود.

ضوابط خاموت ستون ها برای ساختمان ها با شکل پذیری زیاد :

در دو انتهای ستون به طول l_0 (ناحیه بحرانی) باید آرماتور عرضی ویژه بسته به کار برده شود. طول l_0 (ناحیه بحرانی) برابر است با :

الف)1/6 ارتفاع آزاد ستون

ب) ضلع بزرگتر مقطع مستطیلی شکل ستون یا قطر مقطع دایره ای شکل ستون

پ) 450 میلیمتر

مقدار آرماتور عرضی بر اساس ضوابط زیر محاسبه می شود :

در ستون های مربع مستطیل سطح مقطع کل تنگ های ویژه در هر امتداد، A_{sh} ، نباید کمتر از دو مقدار زیر باشد :

$$A_{sh} = 0.46 \left(S \times h_c \frac{f_{cd}}{f_{yh}} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right)$$

$$A_{sh} = 0.14 \left(S \times h_c \frac{f_{cd}}{f_{yh}} \right)$$

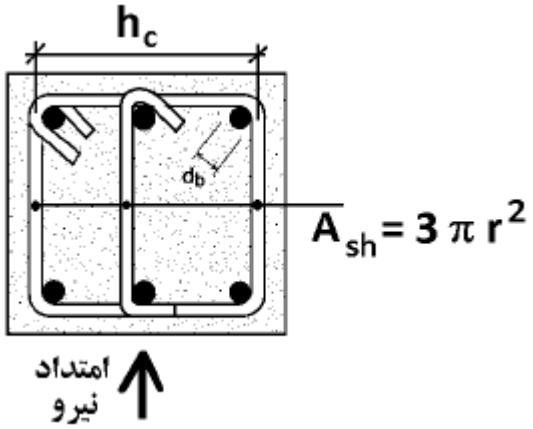
A_{ch} : مساحت قسمتی از مقطع که داخل میلگرد عرضی واقع شده است. این مساحت بر اساس اندازه پشت تا پشت میلگرد عرضی محاسبه می شود. (میلیمتر مربع)

A_g : سطح مقطع کل قطعه (میلیمتر مربع)

A_{sh} : سطح مقطع کل آرماتور عرضی، با احتساب رکابی های تک شاخه ای، در فاصله S در امتداد عمود بر بعد h_c .(میلیمتر مربع)

h_c : بعد مقطع ستون در جهت عرضی (محمر تا محور میلگردهای محصور کننده). (میلیمتر)

S : فاصله بین سفره های میلگرد عرضی در امتداد محور طولی عضو. (میلیمتر)



-قطر میلگردهای عرضی نباید در ناحیه بحرانی کمتر از 8 میلیمتر باشد.

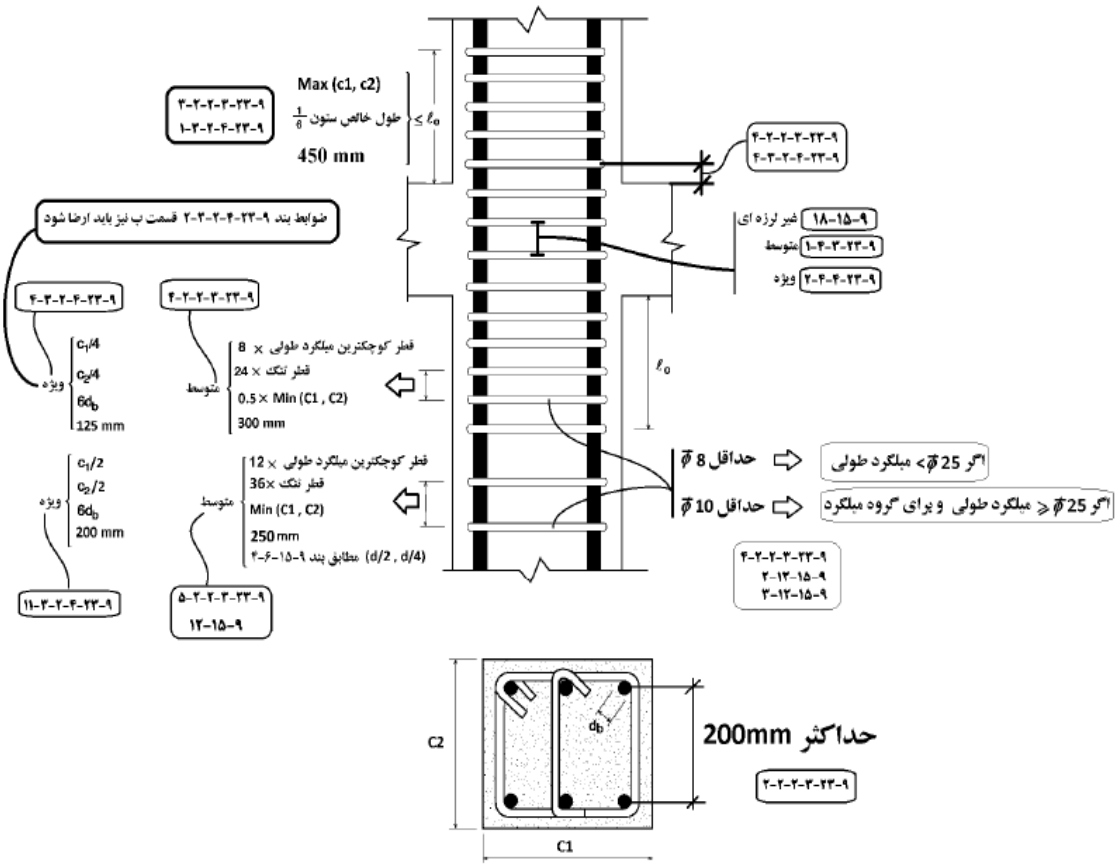
-فاصله سفره میلگردها از یکدیگر نباید بیشتر از مقادیر زیر باشد :

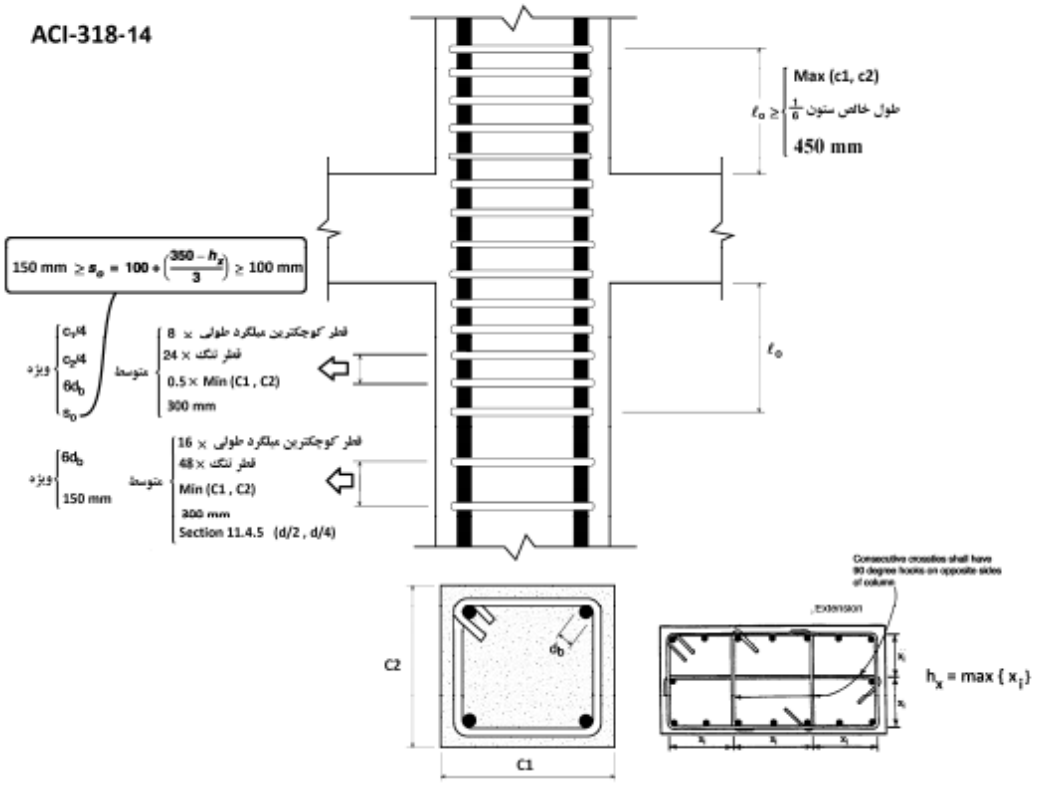
الف) 1/4 ضلع کوچکترین مقطع ستون

ب) 6 برابر کوچکترین قطر میلگرد

پ) 125 میلیمتر

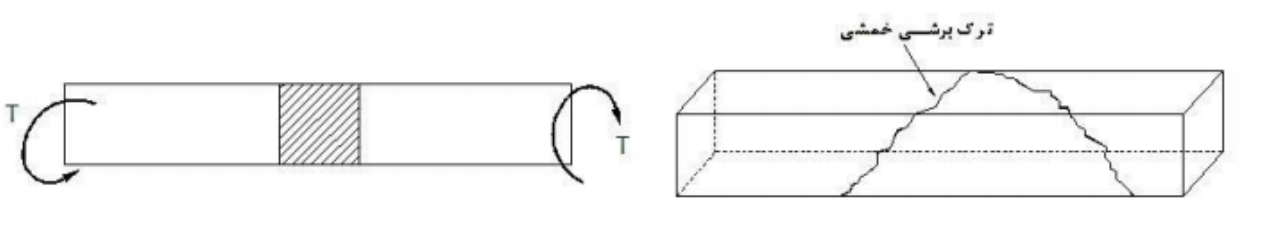
ت) فاصله اولین خاموت از بر اتصال ستون به تیر نباید بیشتر از نصف فاصله خاموت ها درنظر گرفته شود.

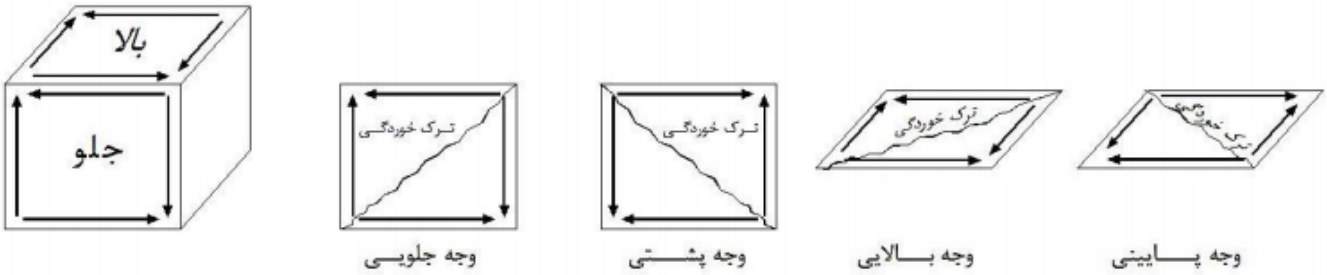

Max (c1, c2)
$\frac{1}{6}$ طول خالص ستون $\leq \ell_o$
450 mm
۳-۲-۲-۳-۲۳-۹
۱-۲-۲-۴-۲۳-۹
۴-۲-۲-۳-۲۳-۹
۴-۳-۲-۴-۲۳-۹
ضوابط بند ۹-۲۳-۴-۲-۳-۲ قسمت ب نیز باید ارضا شود
۱۸-۱۵-۹ غیر لرزه ای
۱-۴-۳-۲۳-۹ متوسط
۲-۴-۴-۲۳-۹ ویژه
۴-۲-۲-۳-۲۳-۹
۴-۳-۲-۴-۲۳-۹
ویژه
$c_1/4$
$c_2/4$
$6d_b$
125 mm
متوسط
8 × قطر کوچکترین میلگرد طولی
24 × قطر تنگ
0.5 × Min (C1 , C2)
300 mm
ℓ_o
ویژه
$c_1/2$
$c_2/2$
$6d_b$
200 mm
متوسط
12 × قطر کوچکترین میلگرد طولی
36× قطر تنگ
Min (C1 , C2)
250 mm
۴-۶-۱۵-۹ مطابق بند (d/2 , d/4)
۱۱-۳-۲-۴-۲۳-۹
۵-۲-۲-۳-۲۳-۹
۱۲-۱۵-۹
اگر ϕ 25 > میلگرد طولی حداقل ϕ 8
اگر ϕ 25 ≤ میلگرد طولی و برای گروه میلگرد حداقل ϕ 10
۴-۲-۲-۳-۲۳-۹
۲-۱۳-۱۵-۹
۳-۱۲-۱۵-۹
C2
d_b
C1
حداکثر 200mm
۲-۲-۲-۳-۲۳-۹


ACI-318-14
Max (c1, c2)
$\ell_o \geq \frac{1}{6}$ طول خالص ستون
450 mm
$150\ mm \geq s_o = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3}\right) \geq 100\ mm$
ویژه
$c_1/4$
$c_2/4$
$6d_b$
s_o
متوسط
8 × قطر کوچکترین میلگرد طولی
24 × قطر تنگ
0.5 × Min (C1 , C2)
300 mm
ℓ_o
ویژه
$6d_b$
150 mm
متوسط
16 × قطر کوچکترین میلگرد طولی
48 × قطر تنگ
Min (C1 , C2)
300 mm
Section 11.4.5 (d/2 , d/4)
C2
d_b
C1
Consecutive crossties shall have 90 degree hooks on opposite sides of column
Extension
$h_x = max\ \{ x_i \}$

رفتار تیر بتنی (بدون آرماتور) تحت اثر پیچش

ابتدا یک تیر بتنی را تحت اثر پیچش قرار می‌دهیم، لنگر پیچشی در مقطع تیر ایجاد برش می‌کند. برای بررسی جهت این برش در دو وجه مختلف تیر، قطعه کوچکی از تیر را در نظر گرفته و برش را برروی سطوح آن بررسی می‌کنیم.





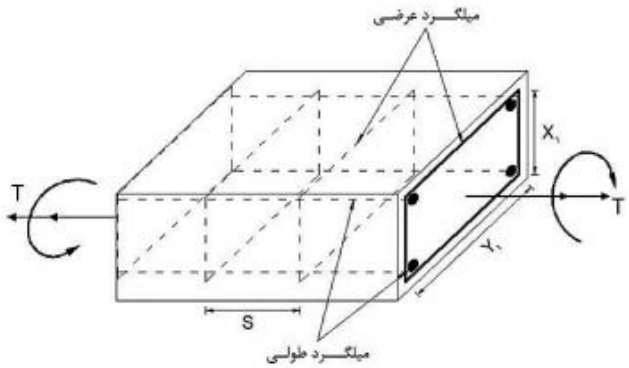
نکته: در مقاطع مستطیلی ترک خوردگی به صورت مورب در پوسته خارجی ظاهر شده و هر دو فولاد عرضی و طولی در مقاوم پیچشی نقش دارند.

نکته: بیشترین پیچش در دال‌ها به تکیه‌گاه گیردار در گوشه دال ایجاد می‌شود.

نکته: برای بالا بردن مقاومت پیچشی به کاربردن خاموت بسته بعلاوه فولاد طولی مناسب‌تر است.

مقاومت تیر بتن‌آرمه با فولاد طولی و عرضی در پیچش.

در شکل زیر تنش‌های برشی ناشی از پیچش باعث ایجاد تنش‌های کششی قطری در عضو شده و ترک قطری به وجود می‌آورند. در نتیجه میلگردهای طولی و عرض وارد عمل شده و آثار ناشی از پیچش را تحمل می‌کنند. برایی توزیع نیروها، در این ظرایط مدل مورد نظر یک مدل خرپای فضایی است. که در آن فولاد به عنوان عضو کششی و بتن بعنوان عضو فشاری بین خاموت‌ها عمل می‌کند.



محدودیت های آرماتور های پیچشی :

ـحداکثر فاصله بین خاموت های بسته پیچشی از رابطه زیر تعیین می گردد :

$$S_{max} = \min\left(\frac{P_h}{8}, 300\right)$$

فاصله این آرماتورها نباید بیش از ۳۰۰میلیمتر از یکدیگر بوده وباید دور تا دور مقطع داخل محیط خاموت بسته پیچشی به طور یکنواخت به نحوی توزیع شوند که حداقل یک میلگرد طولی به قطر معادل $\frac{s}{16}$ یا بیشتر در هر گوشه خاموتهای پیچشی قرار بگیرد.

۱ـخاموت های بسته ودورپیچهای پیچشی باید تا فاصله d از دورترین تار فشاری در مقطع ادامه یافته وطبق ظوابط مهار گردند.

۲ـ باید تمام میلگردهای پیچشی(فولادهای طولی بعلاوه خاموتهای بسته و یا دور پیچها) حداقل در طولی برابر بزرگترین بعد عضو که دیگر نیاز به مقاومت پیچشی نیست ادمه یافته ومهار شوند.

نکته: آرماتورهای طولی باید بطور یکنواخت در حول محیط مقطع توزیع شوند.

نکته: حداقل قطر آرماتورهای طولی $\frac{S}{16}$ میلی‌متر است.

نکته: حداکثر فاصله آرماتورهای طولی 300mm

نکته: در محل اتصال تیر به ستون، این میلگردها باید به اندازه طول مهاری در داخل ستون مهار شده باشد.

نکته: آرماتورهای طولی پیچشی علاوه بر آرماتورهای خمشی می‌باشند و مساحت آنها باید بر آرماتورهای خمشی که جداگانه محاسبه شده‌اند، اضافه گردد.

نکته: طبق آئین‌نامه میلگردهای پیچشی حداقل لازم است به اندازه d+bt (bt عرض مؤثر و d عمق مؤثر) از نقطه‌ای که از لحاظ تئوری احتیاج به میلگردهای پیچشی نداریم، ادامه یابد.

ستون های کوتاه :

ستون کوتاه ، ستونی است که حداکثر طول آن از 15 برابر حداقل بعد جانبی مقطع آن بیشتر نباشد. مقاوت نهایی یک ستون کوتاه تحت اثر لنگر خمشی و بار محوری می باشد.در محاسبات خمش خاص مجموع نیروهای داخلی در مقطع باید برابر صفر باشد در حالی که در ستون ها مجموع نیروهای داخلی مقطع باید برابر نیروی محوری خارجی باشد.

$$C - T = N$$

که در آن:

$C = C_c - C_s$: نیروی فشاری بتن و فولاد فشاری است

T :نیروی کششی فولاد

N :نیروی محوری نهایی طرح

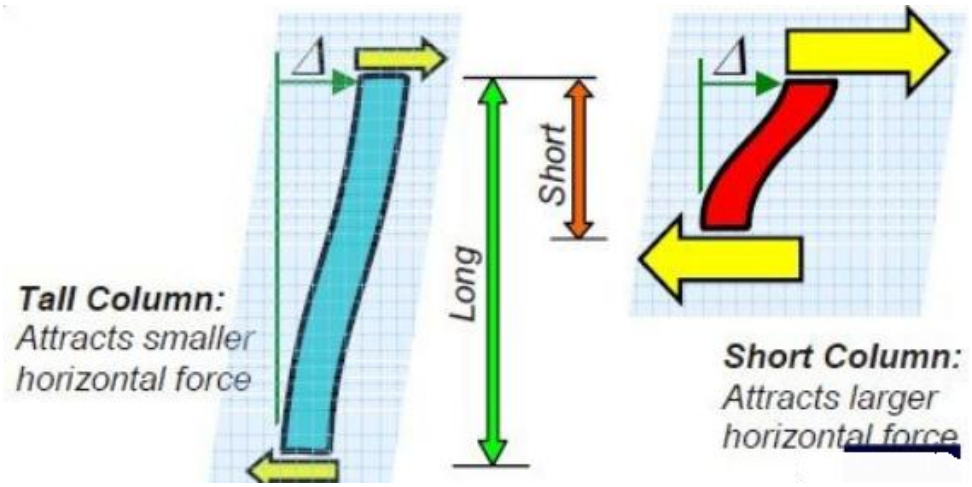
طراحی ستون‌های بتن‌آرمه با لنگر خمشی را می‌توان به یکی از سه روش کلی زیر انجام داد.

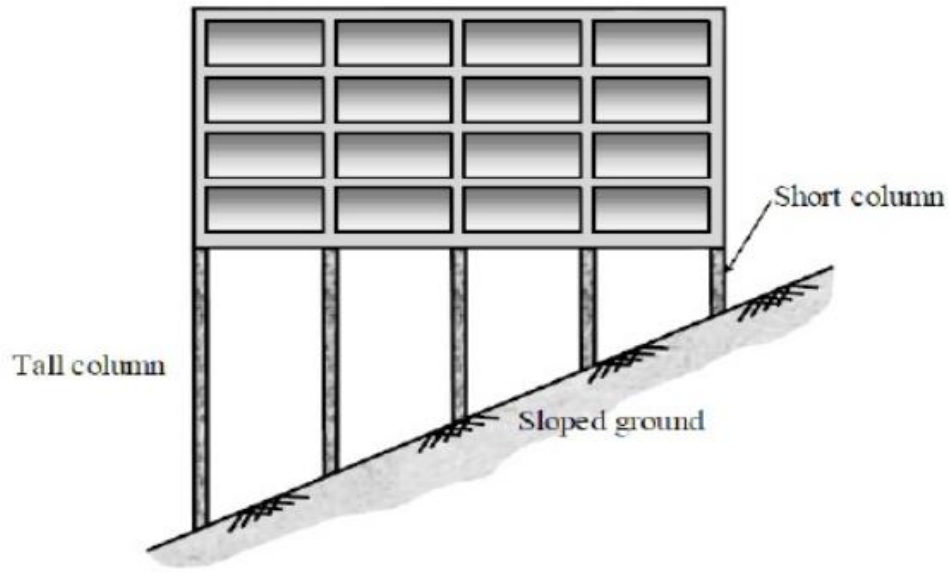
۱- استفاده از معادلات اساسی طراحی

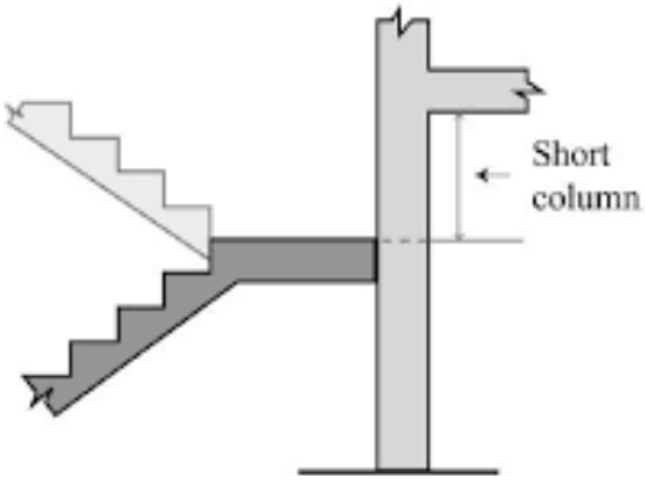
۲- با استفاده از دیاگرامهای آمده موجود برای طراحی

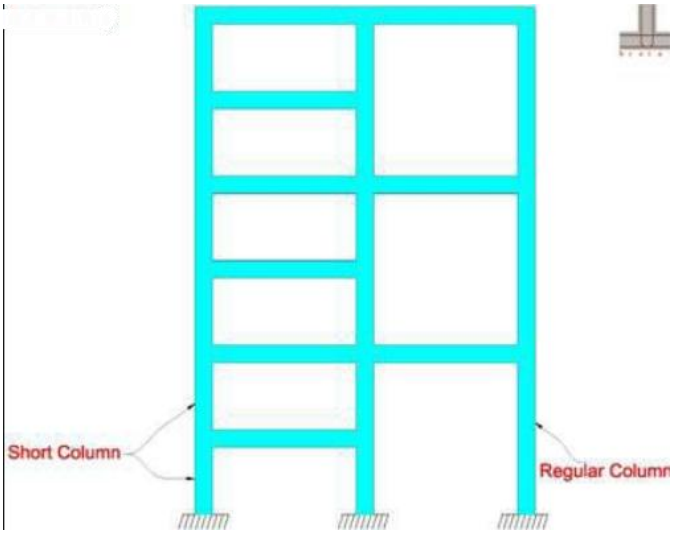
۳- استفاده از روش تقریبی

دقت شود که حتما از ایجاد ستون کوتاه جلوگیری شود و در غیراینصورت باید آنرا مطابق با ضوابط طراحی نمایید.
در زیر شکلهایی از ستون کوتاه را میتوانید مشاهده نمایید :





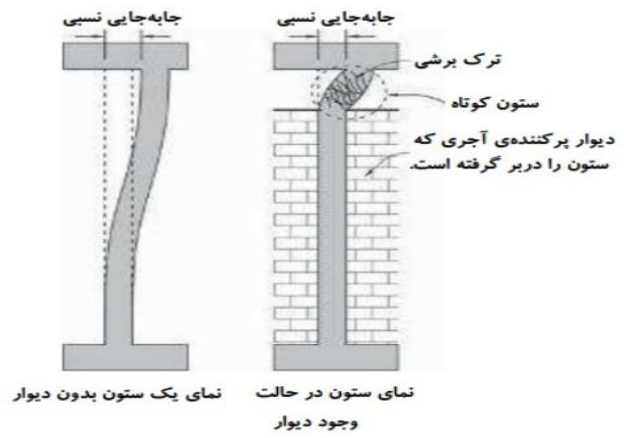


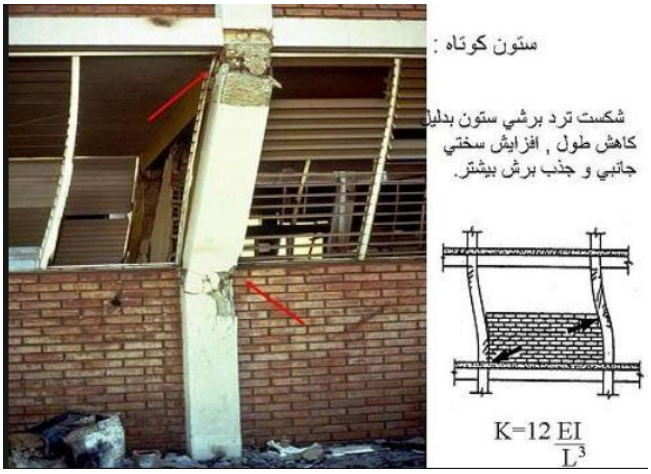


یک راه برای جلوگیری از پیدایش ستون کوتاه بخصوص توسط تیر پله ، استفاده از اتصال مفصل می باشد.

راه دیگر در ستون های ایجاد شده از تیر پله می توان از خاموت ویژه در سرتاسر ستون استفاده نمود. این کار می تواند بهبود زیادی در ستون کوتاه ایجاد نماید.

علاوه بر تیر با اتصال صلب استفاده از دیوارهایی با سختی زیاد که کمتر از نصف ارتفاع قاب را می پوشانند باعث ایجاد ستون کوتاه می گردد.





انواع ستون کوتاه بسته به ارتفاع دیوار:

1- ستونهای خیلی کوتاه : ایجاد ترک برشی
2- ستونهای متوسط : ایجاد ترک قطری
3- ستونهای بلند : ایجاد ترک خمشی

راهکارهایی برای برطرف کردن ستون کوتاه که توسط دیوار نصفه بوجود آمده :

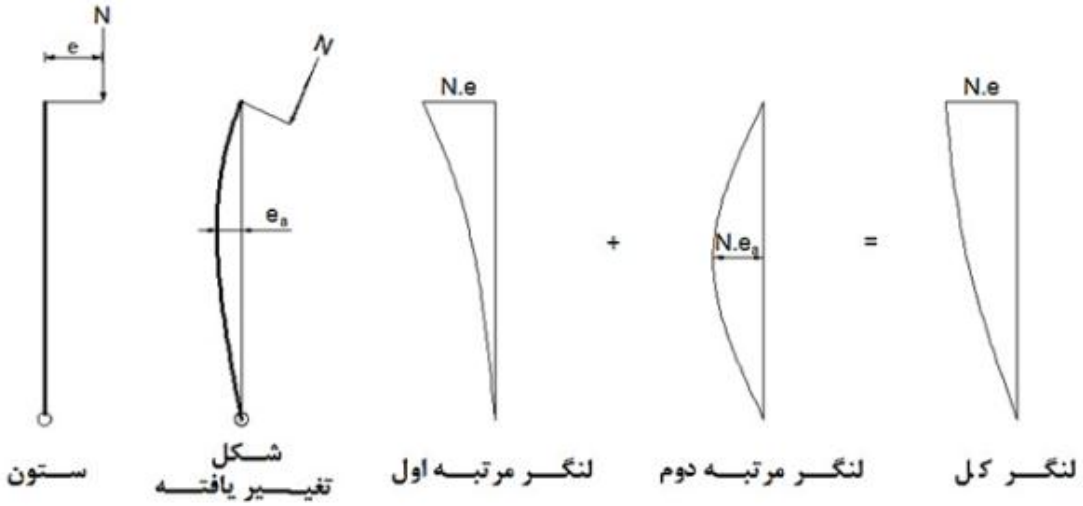
1- بهترین روش جداسازی ستون از دیوار می باشد.
2- استفاده از تقویت FRP می باشد که بعد از روش بالا بهتر است.
3- افزایش پوشش بتن ستونهایی که در جهت دیوار قرار گرفته اند.
4- اگر بتوان باز شوی ایجاد شده از دیوار را پوشاند مشکل حل خواهد شد.
5- استفاده از مهاربند در سایر دهانه های برای توزیع متعادل سختی.
6- کاهش ابعاد بازشویی که دیوار ایجاد کرده است . که بسیار راه حل مناسبی است.

استفاده از خاموت ویژه در ستونهای کوتاه دیوار نیمه استفاده شود مشکل حل نخواهد شد فقط شدت آن کمتر میگردد.

دقت داشته باشید که استفاده از دیوارهای متصل به ستونها میتواند باعث ایجاد طبقه نرم نیز گردد.

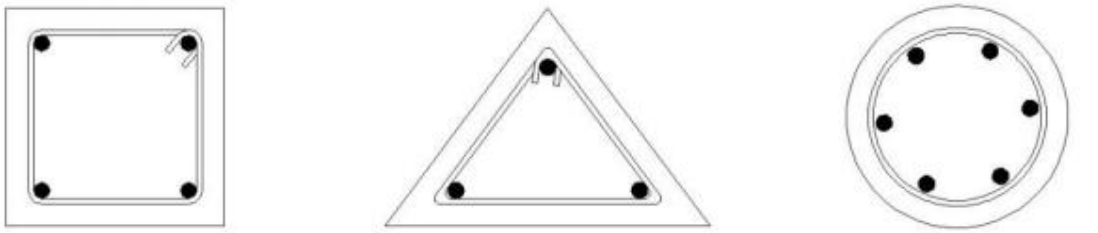
کمانش در ستون‌های بتن‌آرمه

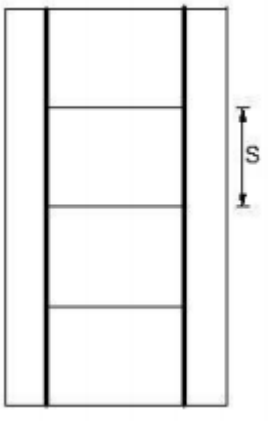
ستونی را مطابق شکل زیر در نظر بگیرید، که تحت اثر نیری محوری فشاری N و لنگر خمشی M_i در دو انتها قرار گرفته است. ترکیب عملکرد N و M_i در وسط ارتفاع ستون ایجاد خیزی به اندازه e_a می‌کند. لنگر اضافی که در نتیجه این خیز به وجود می‌آید برابر است با نیروی محوری N ضربدر خیز e_a این لنگر اضافی حاصل از خیز اولیه بعث ایجاد انحنای بیشتر و در نتیجه خیز بزرگتر و بنابراین لنگر بیشتر خواهد شد. در صورت دو حالت زیر ممکن است اتفاق افتد.



📖 محدویت‌های آرماتورگذاری طولی و عرضی درستون‌های بتن‌آرمه

- تعداد میلگردهای طولی نباید کمتر از مقادیر زیرباشد:





$$S \leq \begin{cases} \text{۱۲ قطر کوچکترین میلگرد} \\ \text{۳۶ برابر قطر خاموت} \\ \text{کوچکترین بعد عضو فشاری} \\ ۲۵۰mm \end{cases}$$

- فاصله آزاد بین دو میلگرد موازی در یک سفره نباید کمتر از مقادیر زیر باشد.

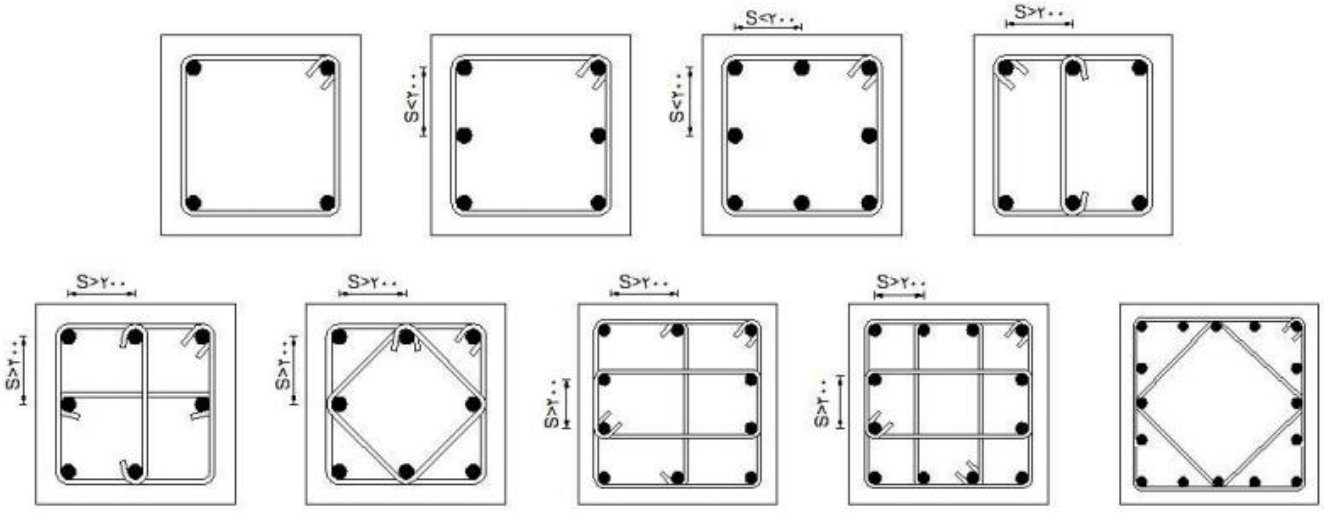
$$\left.\begin{array}{c} \text{قطر میلگردهای موازی} \\ ۲۵mm \\ \text{۱/۳۳ برابر قطر اسمی بزرگترین سنگدانه در بتن} \end{array}\right\} \leq S \leq ۱۵۰\ mm$$

- در اعضای تحت فشار و خمش فاصله محور تا محور میلگردهای طولی از یکدیگر، نباید کمتر از ۲۰۰ میلیمتر باشد.

- در اعضای فشاری با خاموت‌های بسته یا دورپیچ، فاصله آزاد بین دو میلگرد طولی نباید از ۱/۵ برابر قطر بزرگترین میلگرد و نه از ۴۰ میلیمتر، کمتر باشد.

- در هر گوشه خاموت یک آرماتور باید قرار داده شود و آرماتورهای طولی نیز باید یک در میان در گوشه خاموت قرار بگیرند. زاویه گوشه خاموت نباید از ۱۳۵ درجه بیشتر باشد.

اشکال رایج آرایش خاموت گذاری در ستون ها :



اتصالات در سازه های بتنی :

ضوابط کلی :

-در مواردی که بارهای قائم و جانبی و یا سایر بارهای جانبی موجب انتقال لنگر خمشی در اتصالات اعضای قاب به ستون ها میشوند ، ستون ها و اتصالات آنها به اعضای قاب باید برای برش حاصل از این لنگر خمشی طراحی شوند.

-در محل اتصالات صلب اعضای قاب به ستون ها باید آرماتور برشی معادل حداقل با فرض b_w برابر بزرگترین بعد ستون ، در ستون قرار داده شود. این آرماتورها باید در ناحیه ای به طول حداقل برابر با ارتفاع بلندترین عضوی که به اتصال می رسد ادامه داشته باشند.

-در اتصالات باید برای هر نوع قاب ضوابط گفته شده مربوط به هر شکل پذیری را رعایت نمود.

-در تمامی اتصالات مطابق با ضوابط باید آرماتور عرضی ویژه به کار برده شود.

-در اتصالاتی که در چهار سمت توسط تیرها محصور شده اند و عرض تیرها کمتر از سه چارم بعد ستونی که به آن متصل می شوند ، نیستند ، باید در طولی به اندازه کوتاهترین ارتفاع تیر در اتصال آرماتور گذاری عرضی ویژه ، مساوی با نصف آنچه که در بند بالا گفته شد ، به کار برده شود. فاصله آرماتورهای عرضی در این اتصالات را می توان تا 150 میلیمتر افزایش داد.

-آرماتورهای طولی تیرها که به ستون ختم میشوند باید تا انتهای دیگر هسته محصور شده ستون ادامه یابند و مطابق با ضوابط مهار بندی و نوع کششی یا فشاری ، مهار شوند.

-در تیرهایی که آرماتور طولی آنها از داخل هسته محصور شده ستون عبور نمی کنند ، در صورتی که این آرماتورها توسط تیر دیگری که به اتصال می رسد محصور نشده باشند، باید در سراسر طول آرماتور طولی که در خارج از هسته ستون قرار دارند آرماتور گذاری عرضی ویژه اجرا شود.

اتصالات تیر به ستون ها در قاب ها با شکل پذیری متوسط :

در طول ارتفاع تیر یا دالی که بیشترین ارتفاع را دارد و به محل اتصال منتهی می شود ، باید در امتداد عمود بر میلگرد طولی ستون ، میلگرد عرضی به مقدار حداقل برابر با مقادیر زیر پیش بینی نمود :

الف- سطح مقطع میلگرد عرضی نباید کمتر از مقدار حداقل آرماتور برشی باشد :

$$A_{sv\min} = 0.06\sqrt{f_c}\,\frac{b_w S_n}{f_{yv}}$$

ب- مقدار آرماتور عرضی نباید کمتر از دو سوم مقدار آرماتور عرضی در ناحیه l_0 ستون باشد. فاصله سفره های این آرماتور از یکدیگر نباید بیشتر از 1.5 برابر فاصله سفره های نظیر در ناحیه l_0 اختیار شود.

اتصال ستون به شالوده در سازه های شکل پذیر متوسط :

در محل اتصال ستون به فونداسیون ، آرماتور طولی ستون که به داخل فونداسیون برده شده است باید در طول حداقل برابر با 300 میلیمتر با آرماتور عرضی مطابق با ضابطه زیر باشد.

۹-۲۳-۳-۲-۲-۴ آماتور عرضی مورد نیاز در طول ℓ_0 باید دارای قطر حداقل ۸ میلیمتر بوده و فواصل آنها از یکدیگر در مواردی که به صورت دورپیچ به کار گرفته می‌شوند از ضابطه بند ۹-۱۴-۹-۴ تعیین گردد. فواصل آماتورهای عرضی در مواردی که به صورت خاموت بسته به کار می‌روند باید کمتر از مقادیر (الف) تا (ت) این بند در نظر گرفته شود:

الف- ۸ برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی ستون

ب- ۲۴ برابر قطر خاموت‌ها

پ- نصف کوچکترین ضلع مقطع ستون

ت- ۳۰۰ میلی‌متر

فاصله اولین خاموت از بر اتصال ستون به تیر نباید بیشتر از نصف فاصله خاموت‌ها در نظر گرفته شود.

اتصالات تیر به ستون ها در قاب ها با شکل پذیری زیاد :

در تمامی اتصالات باید رابطه زیر صدق نماید :

$$\sum M_c \geq ۱/۲ \sum M_b$$

در این رابطه:

$\sum M_c$ = مجموع لنگرهای مقاوم خمشی ستون‌ها در بالا و پایین اتصال است که در بر اتصال محاسبه شده باشند. لنگرهای مقاوم خمشی ستون‌ها باید برای نامساعدترین حالت بار محوری، در جهت بارگذاری جانبی مورد نظر، که‌کمترین مقدار لنگرها را به‌دست دهد، محاسبه شوند.

$\sum M_b$ = مجموع لنگرهای مقاوم خمشی تیرها در دو سمت اتصال است که در بر اتصال محاسبه شده باشند.

در محاسبه رابطه بالا باید نکات زیر را درنظر گیرید :

1-جمع لنگرها در رابطه بالا باید چنان صورت گیرد که لنگرهای ستونها در جهت مخالف لنگرهای تیرها قرار گیرند و همچنین رابطه باید در حالاتی که لنگرهای خمشی تیرها در دو جهت در صفحه قائم قاب ، عمل نمایند برقرا باشد.

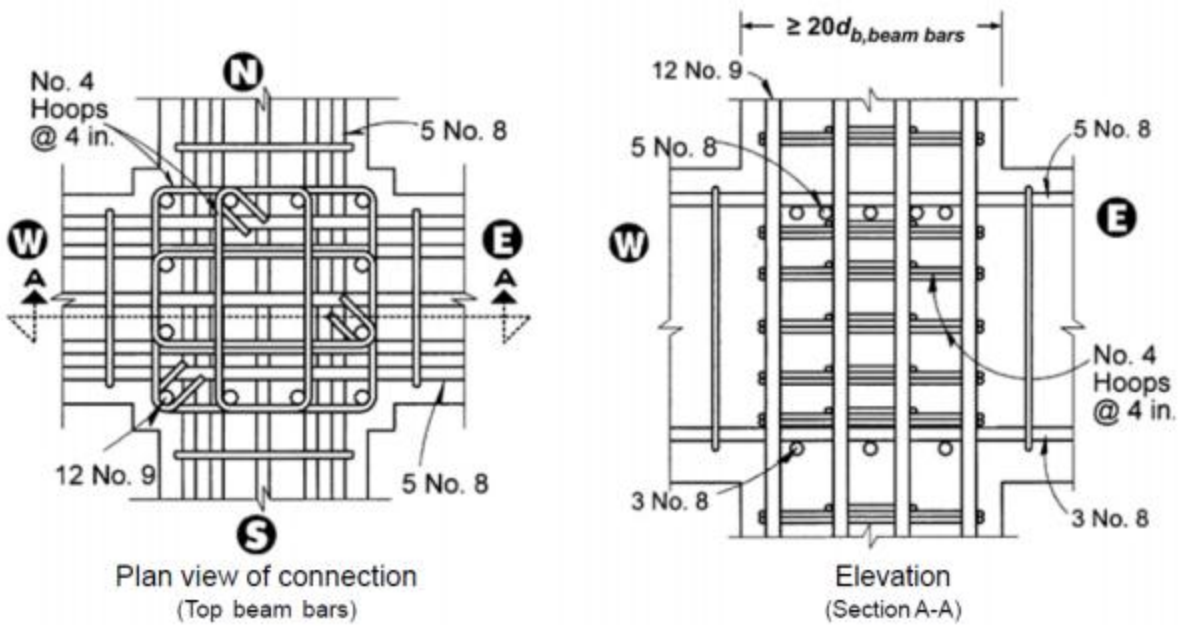
2-چنانچه تعداد ستون های موجود در یک طبقه در یک قاب بیشتر از 4 عدد باشند، از هر 4 ستون یک ستون می تواند رابطه بالا را ارضاء نکند.

3-ستون های قاب های یک و دوطبقه و نیز ستون های طبقه آخر در قاب های چند طبقه می توانند رابطه بالا را ارضاء نکنند. در این صورت ستون ها باید در تمام طول دارای میلگرد عرضی ویژه مطابق با ضوابط گفته شده باشد.

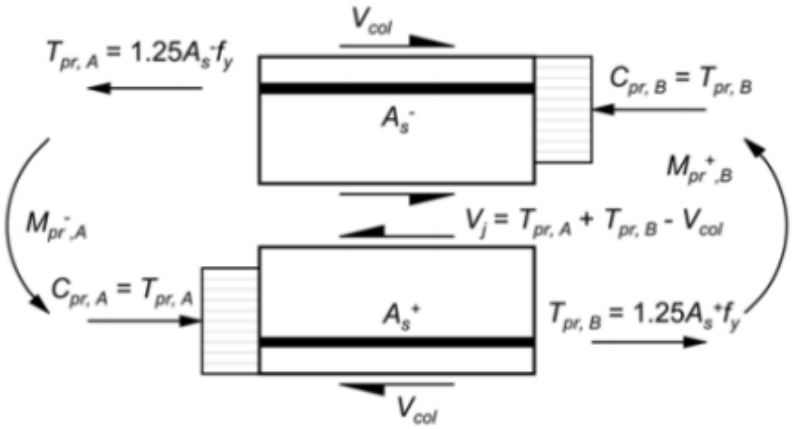
4-اگر ستونی ضابطه بالا را ارضاء نکند آن ستون باید در تمام طول دارای میلگرد عرضی ویژه مطابق با ضوابط گفته شده باشد.

5-اگر ستونی ضابطه بالا را ارضاء نکرد باید از کمک آن به سختی جانبی و مقاومت ساختمان در برابر بارهای جانبی صرفنظر شود.

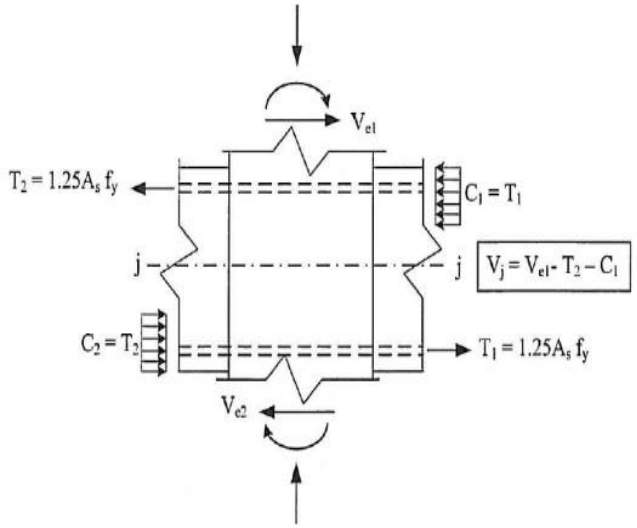
گره قاب خمشی ویژه :



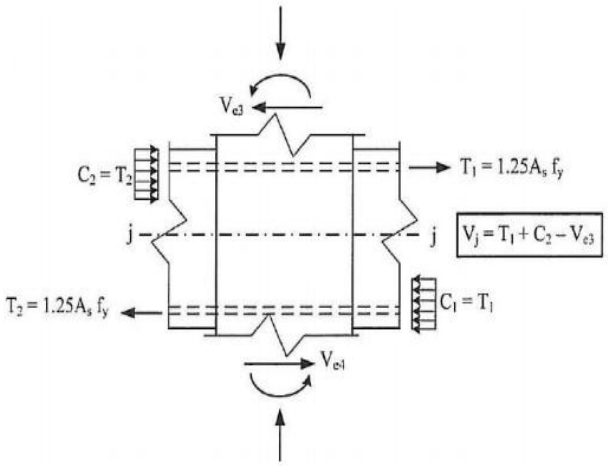
دستیابی به دوران های غیر الاستیک در وجوه گره های قاب های بتن مسلح، به کرنش های آرماتورهای خمشی که بیش از کرنش تسلیم هستند بستگی دارد. بنابراین نیروی برشی گره که توسط آرماتورهای خمشی به وجود می آید، برای تنشی برابر با $1.25f_y$ در آرماتورها محاسبه می شود.



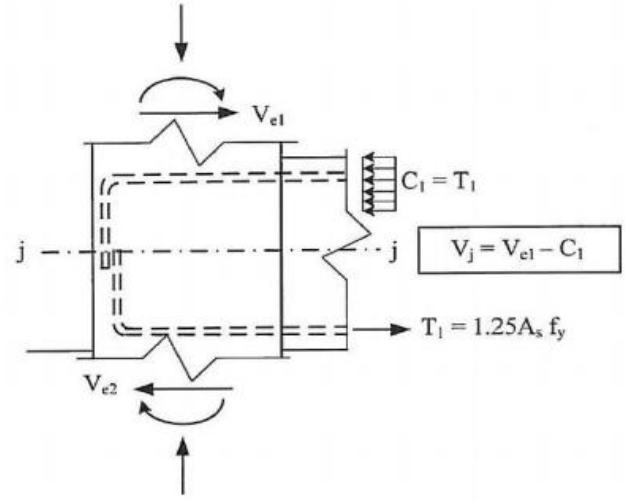
Joint shear free body diagram.



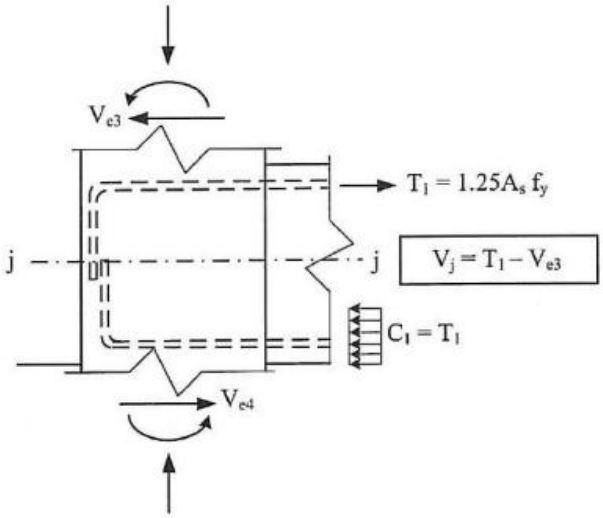
Sidesway to Right



Sidesway to Left

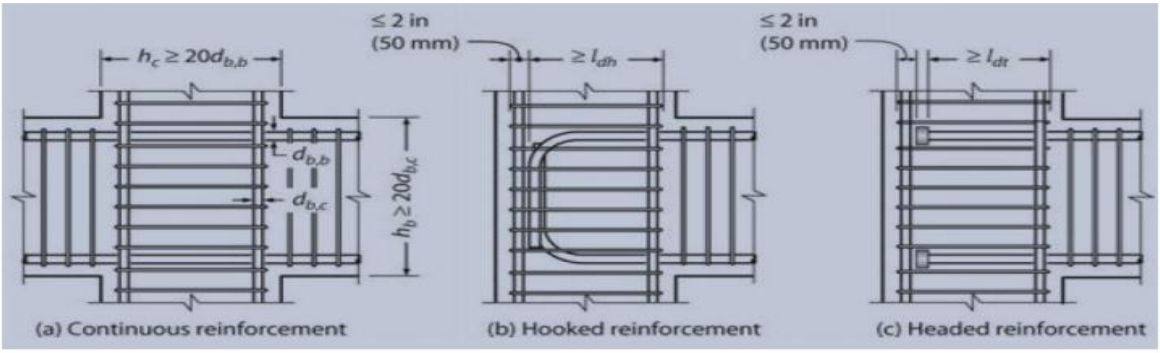


Sidesway to Right



Sidesway to Left

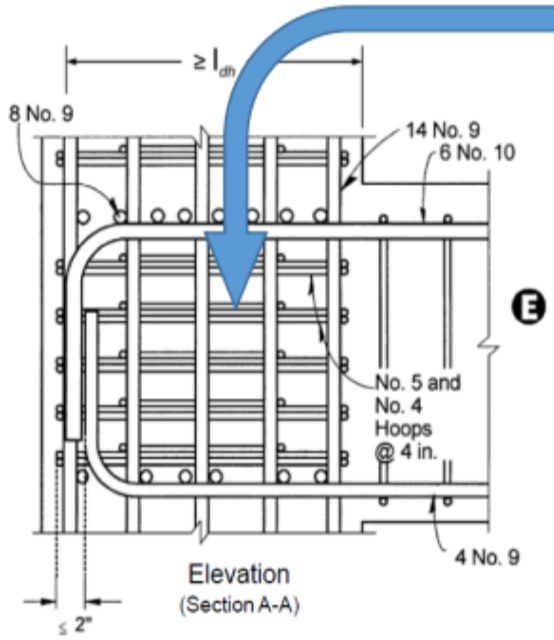
هنگامی که آرماتورهای طولی تیر به داخل یک اتصال تیر به ستون امتداد می یابند، بعدی از ستون که به موازات آرماتورهای تیر است، نباید برای بتن با وزن معمولی از 20 برابر قطر بزرگترین میلگرد طولی تیر، و برای بتن سبک از 26 برابر قطر بزرگترین میلگرد طولی کمتر شود.



آرماتور عرضی :

مطابق آیین نامه، آرماتور عرضی در گره باید بدون توجه به مقدار نیروی برشی محاسبه شده فراهم شود. ضمنا در صورت اتصال اعضای افقی به تمام چهار وجه گره می توان آرماتورهای محصور کننده را کاهش داده و فاصله آن ها را زیاد کرد.

$$A_{sh} \geq \begin{Bmatrix} 0.3sb_c\left[\frac{A_g}{A_{ch}}-1\right]\left(\frac{f'_c}{f_{yt}}\right) \\ 0.09sb_c\left(\frac{f'_c}{f_{yt}}\right) \end{Bmatrix}$$

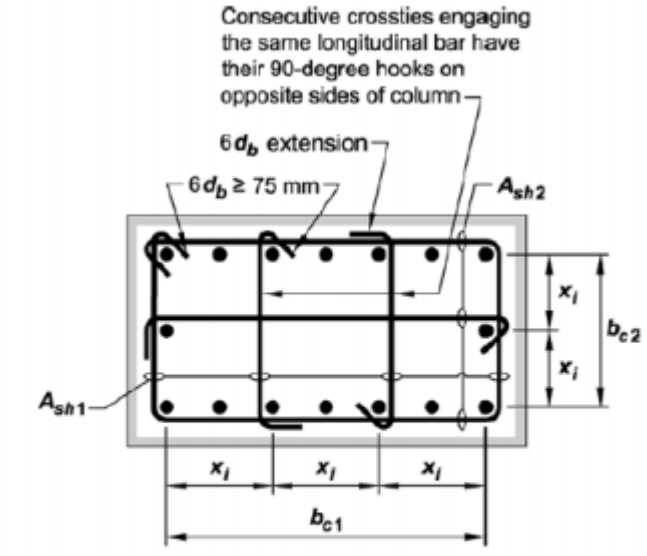


18.7.5.3 Spacing of transverse reinforcement shall not exceed the smallest of (a) through (c):

(a) One-fourth of the minimum column dimension
(b) Six times the diameter of the smallest longitudinal bar
(c) s_o, as calculated by:

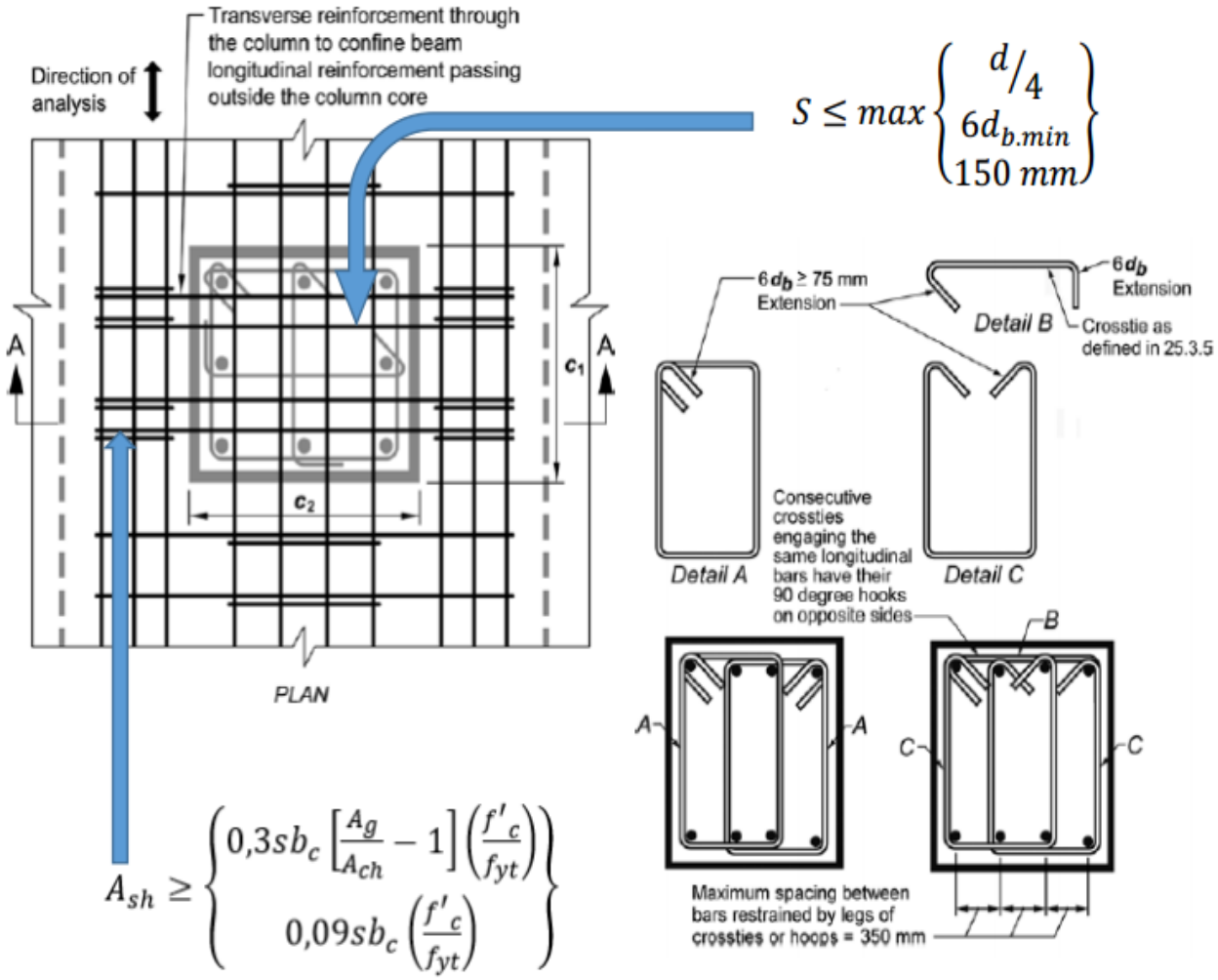
$$s_o = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3}\right) \qquad (18.7.5.3)$$

The value of s_o from Eq. (18.7.5.3) shall not exceed 150 mm and need not be taken less than 100 mm.



The dimension x_i from centerline to centerline of laterally supported longitudinal bars is not to exceed 350 mm. The term h_x used in Eq. (18.7.5.3) is taken as the largest value of x_i.

در مواردی که اعضا به هر چهار وجه گره متصل شده و در مواردی که عرض هر عضو حداقل برابر 0.75 عرض ستون باشد، آرماتورهای عرضی مشخص شده در بند بالا را می توان به نصف کاهش داده و فاصله مورد نیاز می تواند در داخل h سطحی ترین عضو قاب تا مقدار 150 mm افزایش یابد.



مقاومت برشی :

از آنجایی که آزمایش های انجام شده روی گره ها و تیرهای عمیق نشان دهنده ی عدم حساسیت مقاومت برشی به آرماتور برشی گره است، کمیته ACI318 مقاومت گره را تنها به صورت تابعی از مقاومت فشاری بتن بیان کرده و تامین حداقل آرماتور عرضی در گره را همانند آنچه گفته شد ضروری می داند.

مساحت موثر گره Aj در شکل های زیر نشان داده شده و در هیچ حالتی، ، Aj نباید بزرگتر از مساحت مقطع ستون در نظر گرفته شود. در مقاطع دایره ای باید از مساحت معادل مقطع مربعی استفاده گردد.

Table 18.8.4.1—Nominal joint shear strength V_n

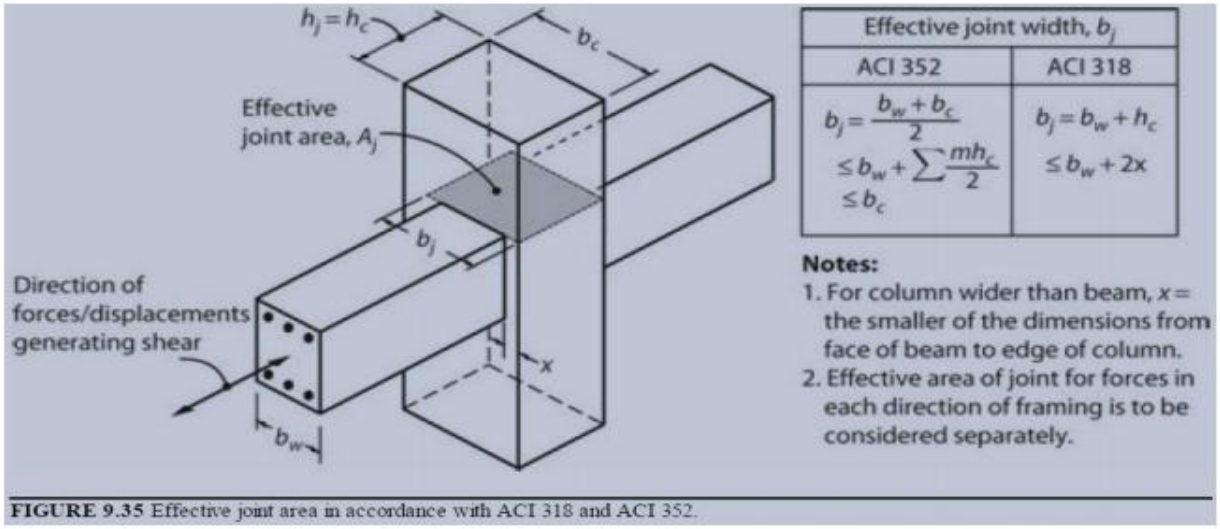
Joint configuration	V_n
For joints confined by beams on all four faces[1]	$1.7\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ [2]
For joints confined by beams on three faces or on two opposite faces[1]	$1.2\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ [2]
For other cases	$1.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ [2]

[1] Refer to 18.8.4.2.

[2] λ shall be 0.75 for lightweight concrete and 1.0 for normalweight concrete. A_j is given in 18.8.4.3.

تیری که به یک وجه گره متصل شده باشد، در صورتی به عنوان محصور کننده گره محسوب می شود که حداقل ¾ وجه آن گره را پوشش دهد. برای آنکه تیری برای محصور کنندگی وجهی از اتصال مناسب باشد باید حداقل به اندازه عمق کامل تیر، ، h بعد از وجه اتصال امتداد یابد.

در این روابط، Aj، مساحت مقطع موثر در داخل یک گره است که از حاصلضرب عمق گره در عرض موثر گره به دست می آید. عمق موثر گره بر اساس شکل زیر مشخص می شود:



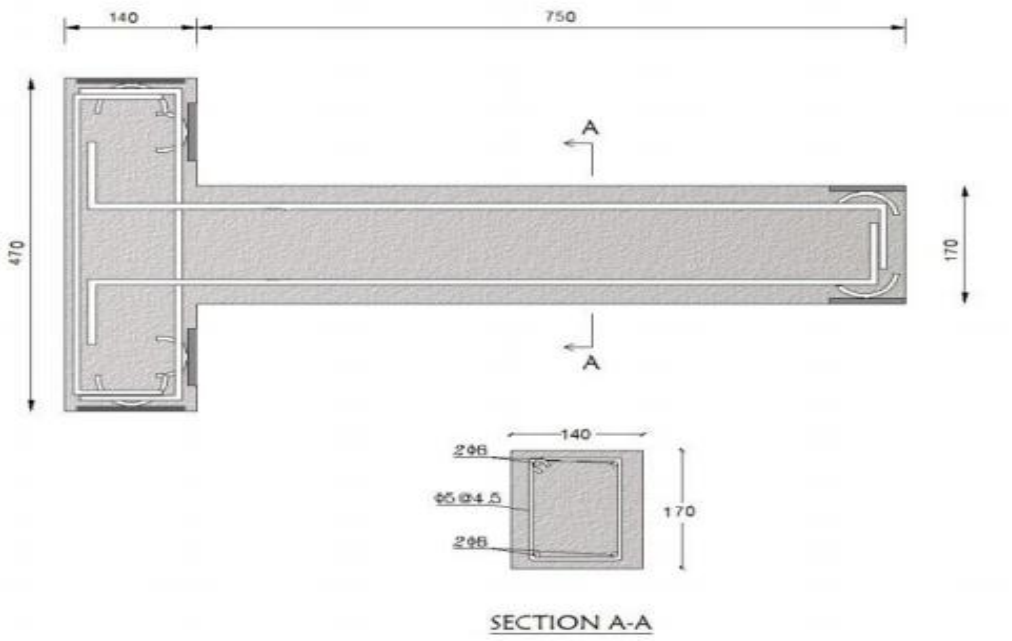
Effective joint width, b_j	
ACI 352	ACI 318
$b_j = \frac{b_w + b_c}{2}$ $\le b_w + \sum\frac{mh_c}{2}$ $\le b_c$	$b_j = b_w + h_c$ $\le b_w + 2x$

Notes:
1. For column wider than beam, x = the smaller of the dimensions from face of beam to edge of column.
2. Effective area of joint for forces in each direction of framing is to be considered separately.

FIGURE 9.35 Effective joint area in accordance with ACI 318 and ACI 352.

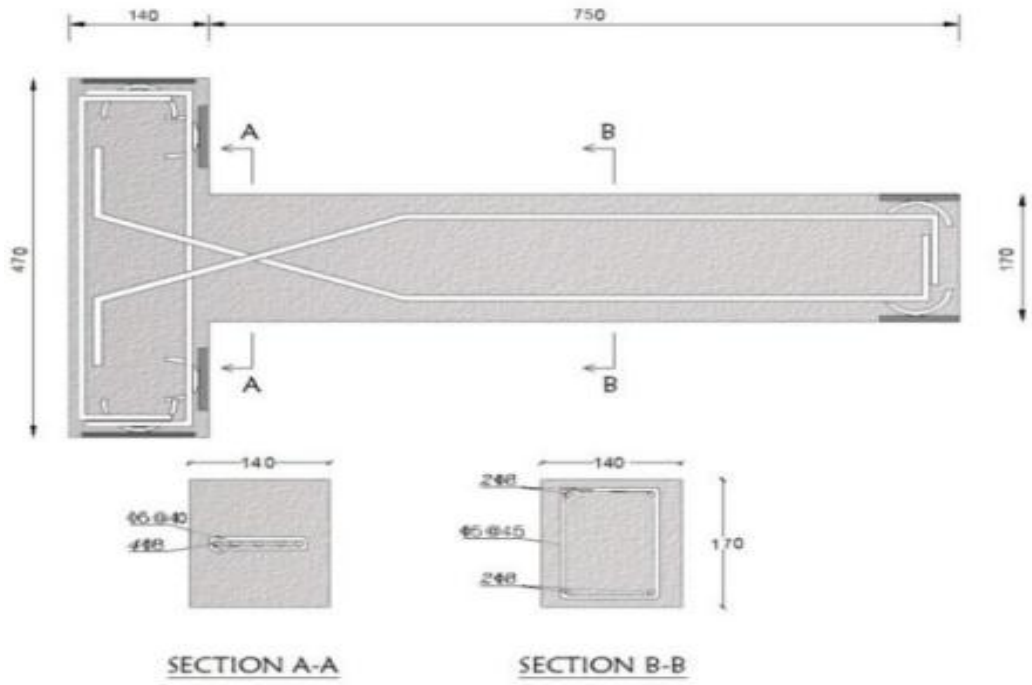
نمونه اتصالات صلب و مفصلی :

اتصال صلب :

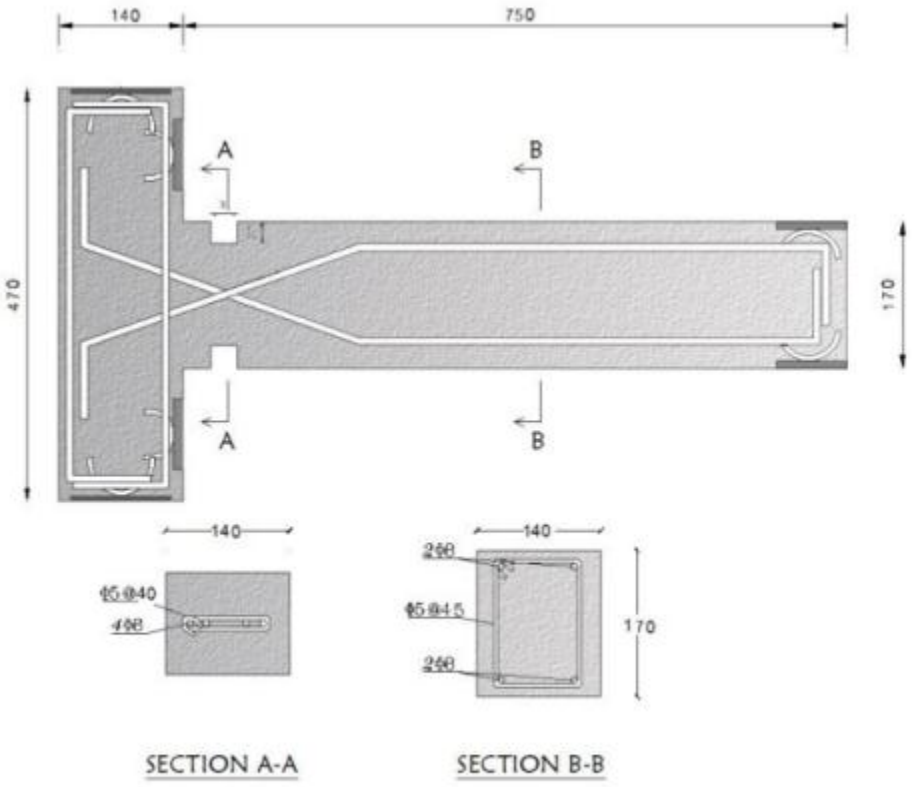


شکل ۲- جزئیات اتصال صلب (ابعاد به میلیمتر)

اتصال مفصلی :



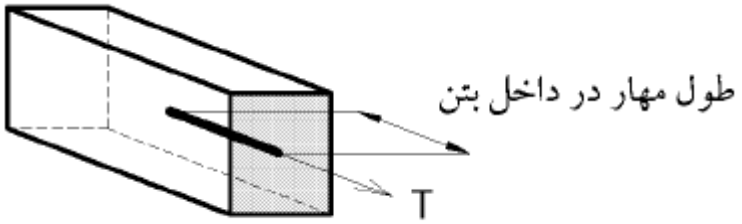
شکل ۳- جزئیات اتصال با آرماتور ضربدری (ابعاد به میلیمتر)



شکل ٤- جزئیات اتصال با آرماتور ضربدری و بتن شیار دار (میلیمتر)

اتصال شکل 4 معمولا در پل ها استفاده می شود.

طول مهاری میلگردها :



مهار میلگردها :

در تمامی قطعات بتن آرمه نیروی کششی فشاری موجود در میلگرد در هر مقطع باید به وسیله مهار میلگرد در دوسمت آن مقطع به بتن منتقل گردد. مهار میلگردها در بتن به یکی ار طرق زیر یا باهم انجام می گردد :

1-پیوستگی موجود بین بتن و آرماتور در سطح جانبی آرماتور

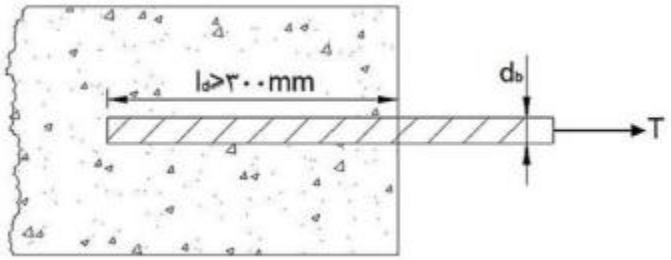
2- ایجاد قلاب استاندارد در انتهای میلگرد

3- به کارگیری وسایل مکانیکی در طول میلگرد

طول گیرایی میلگردهای کششی :

طول گیرایی یک میلگرددر کشش، l_d ، باید حداقل برابر با مقدار حاصل از فرمول زیر باشد و در هر حال نباید کمتر از 300 میلیمتر اختیار شود.

$$l_d = \left[\frac{0.86 f_{yd}}{\sqrt{f_{cd}}} \frac{\alpha\beta\gamma\lambda}{(\frac{c+k_{tr}}{d_b})}\right] d_b$$



-مقدار $(\frac{c+k_{tr}}{d_b})$ نباید بیشتر از 2.5 درنظر گرفته شود.

الف- ضریب α یا ضریب موقعیت میلگرد برای میلگردهای افقی که حداقل 300 میلیمتر بتن تازه در زیر آنها، در ناحیه طول گیرایی، ریخته میشوند برابر 1.3 و برای سایر میلگردها برابر با 1 است.

ب- ضریب β یا ضریب اندود میلگرد، برای مسلگردها که با ماده اپوکسی اندود شده اند و در آنها ضخامت پوششی بتن روی میلگرد کمتر از $3d_b$ و فاصله آزاد میلگردها کمتر از $6d_b$ است، برابر با 1.5 و برای سایر میلگردهایی که با ماده اپوکسی اندود شده اند برابر 1.2 و برای میلگردهایی که اندود اپوکسی نشده اند برابر 1 است.

حاصلضرب α در β از 1.7 بیشتر نشود.

پ-ضریب γ یا ضریب قطر میلگرد برای میلگردهای با قطر کمتر یا مشاوی 20 میلیمتر برابر با 0.8 و برای میلگردهای با قطر بیشتر از 20 میلیمتر برابر 1 است.

ت-ضریب λ یا ضریب نوع بتن، برای بتن های سبک 1.3 و برای بتن های معمولی برابر با 1 می باشد.

ث-ضریب c یا ضریب فاصله میلگردها از یکدیگر و از رویه قطعه برابر با کوچکترین دو مقدار فاصله مرکز میلگرد از نزدیکترین رویه بتن و نصف فاصله مرکز تا مرکز میلگردهایی است که در یک محل قطع و یا وصل می شوند.

ج-ضریب k_{tr}، ضریبی است که با توجه به مقدار آرماتور عرضی موجود در طول گیرایی از رابطه زیر بدست می آید :

$$k_{tr}=\frac{0.12A_{tr}f_{yd}}{sn}$$

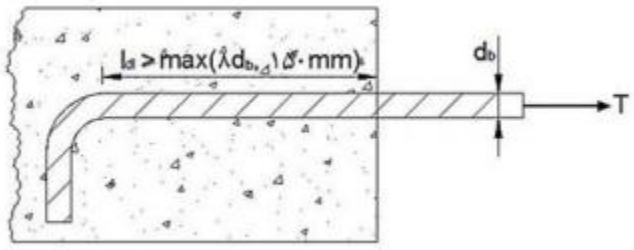
n تعداد میلگردهایی است که در یک محل مهار و یا وصله می شوند.

<u>طول گیرایی میلگرد در کشش در شرایط معمول :</u>

$$l_d = \frac{f_y}{۱/۱\sqrt{f_c}} \times d_b \geq ۳۰۰mm$$

طول گیرایی میلگرد قلاب‌دار در کشش l_{dh} از رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$$l_{dh} = \left[\cdot/۲۵\, k_۱ k_۲ \beta \lambda \frac{f_y}{f_c} \right] b_d \geq max(۸ d_b\, , ۱۵۰ mm)$$



$k_۱$: در تمامی موارد برابر با یک منظور می‌شود مگر در مواردی که در قلاب$های خم ۱۸۰ درجه پوشش بتنی وری قلاب، در امتداد عمود بر صفحه قلاب مساوی یا بیشتر از ۶۵ میلی‌متر و در قلاب‌های با خم ۹۰ درجه پوشش بتن روی قلاب در امتداد عمود بر صفحه قلاب و پوشش در صفحه قلاب به ترتیب مساوی یا بیشتر از ۶۵ و ۵۰ میلی‌متر باشد. در این موارد ضریب $k_۱$ را می‌توان برابر با ۰/۷ منظور کرد.

$k_۲$: در تمامی موارد برابر یک منظور می‌شود مگر در مواردی که میلگردهای در طول گیرایی با خاموت‌هایی با فاصله‌ای مساوی یا کمتر از $۳d_b$ محصور شده باشند در این مقاورد ضریب $k_۲$ را می‌توان ۰/۸ منظور کرد.

طول گیرایی میلگرد قلابدار در کشش در شرایط معمول :

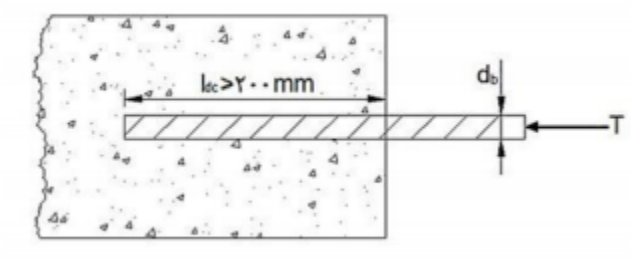
$$l_{dh} = \left[\cdot/۲۵ \frac{f_y}{f_c} \right] b_d \geq max(۸ d_b\, , ۱۵۰ mm)$$

طول گیرایی میلگردهای فشاری:

طول گیرایی یک میلگرد در فشار، باید حداقل برابر بزرگترین مقدار دو رابطه زیر باشد و در هر حال نباید کمتر از 200 میلیمتر اختیار شود.

$$l_{dc} = \left[\frac{0.24 f_{yd}}{\sqrt{f_{cd}}} \right] d_b$$

$$l_{dc} = [0.05 f_{yd}] d_b$$



$$l_{dc} \geq \begin{cases} \left[\frac{۰/۲۵ f_y}{\sqrt{f_c}}\right] d_b \\ [۰/۰۴ f_y] d_b \\ ۲۰۰mm \end{cases}$$

f_y: مقاومت مشخصه جاری شدن میلگردها

f_c: مقاومت فشاری مشخصه بتن

d_b: قطر اسمی میلگرد می‌باشد.

نکته: طول گیرایی میلگردهای قلاب‌دار در فشار همانند سطول گیرایی میلگرد مستقیم می‌باشد.

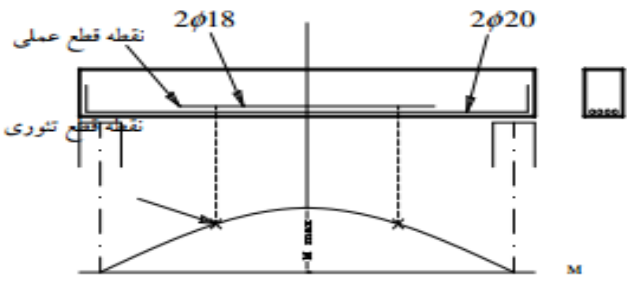
طول گیرایی در گروه میلگرد ها :

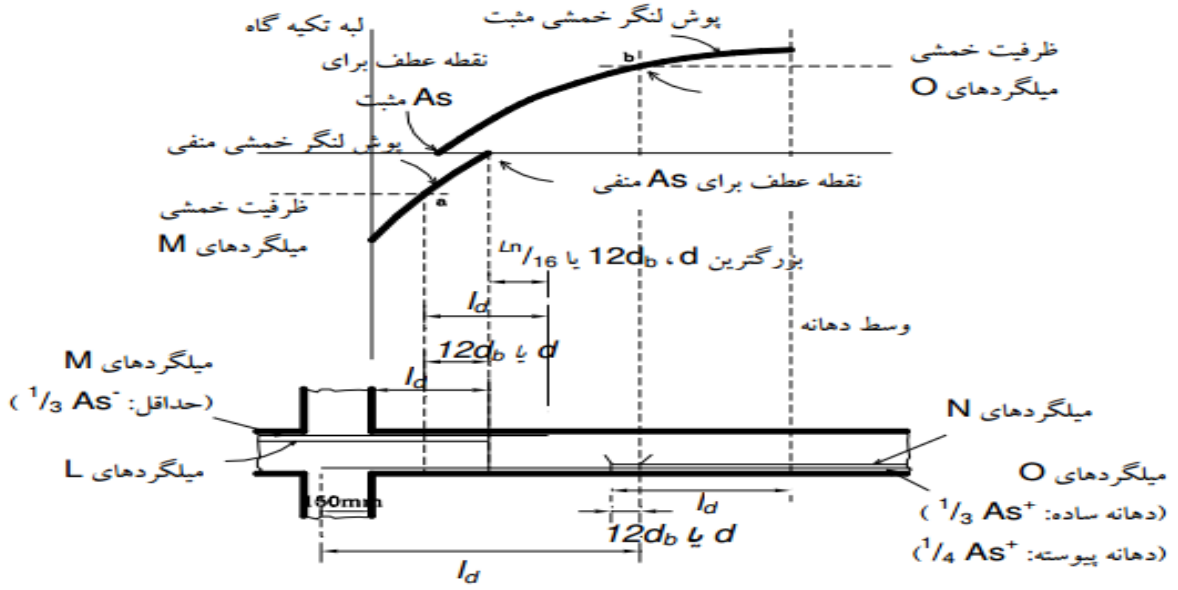
طول گیرایی در گروه میلگردهای سه تایی و چهارتایی در کشش و یا فشار باید به ترتیب 1.2 و 1.33 برابر طول گیرایی یک میلگرد تنها درنظر گرفته شود. برای گروه میلگردهای دوتایی افزایش طول گیرایی الزامی نیست.

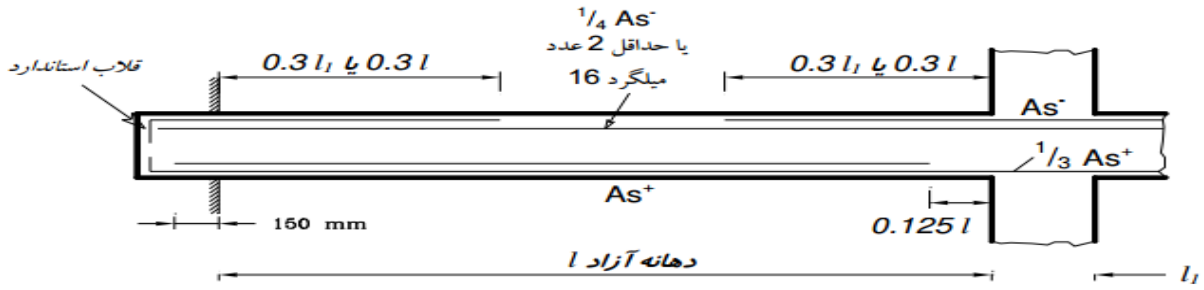
قطع میلگرد

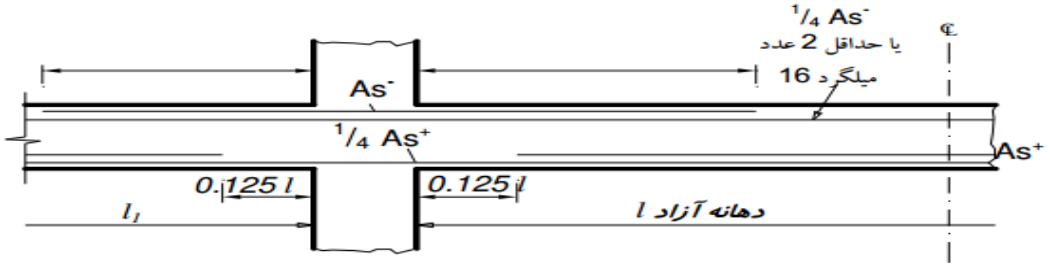
نقطه قطع تئوری : نقطه ای که بعد از آن ، با توجه منحنی ممان خمشی ، نیازی به میلگردهایی که می خواهیم قطع نمایم نیست.

نقطه قطع عملی: نقطه ای که عملاً میلگردهای مورد نظر قطع می گردند.









ضوابط خاص مهار آرماتور خمشی منفی:

حداقل یک سوم آرماتور خمشی منفی موجود در تکیه گاه عضو خمشی باید تا محل نقطه عطف منحنی تغییر شکل ادامه داده شود و حداقل به اندازه بزرگترین مقدار d یا $12d_b$یا یک شانزدهم طول دهانه خالص ادامه یابد.

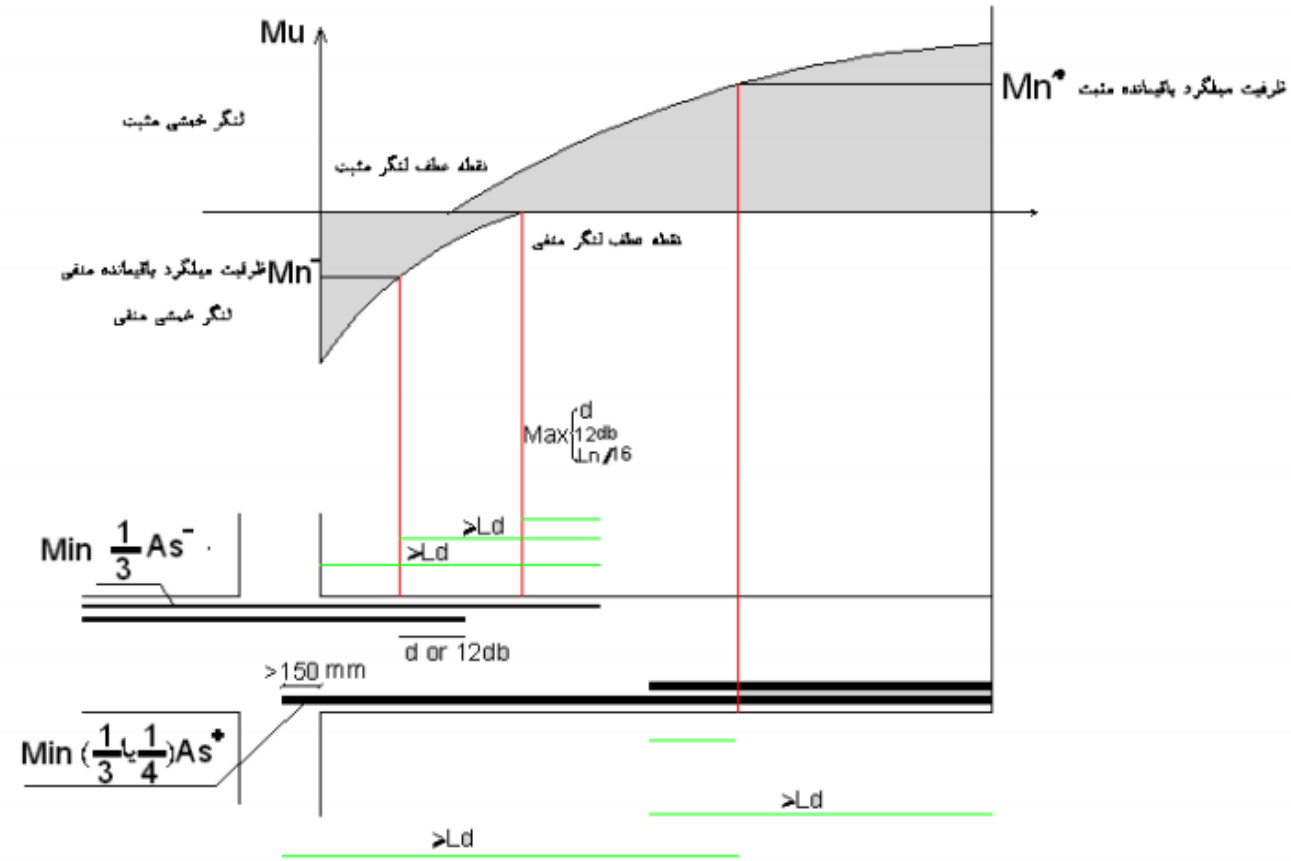
ضوابط خاص مهارآرماتور عرضی در قطعات خمشی:

آرماتور عرضی تاحد امکان باید به وجه کششی و فشاری مقطع نزدیک گردد.

دو انتهای آرماتور عرضی تک شاخه ای و آرماتور U شکل تکی یا مکرر باید مهار بصورت زیر انجام شود:

۱- برای قطر کوچکتر از ۱۶ میلیمتر و قطر بین ۱۶ تا ۲۵ میلیمتر و رده فولادی S340 باید از قلاب استانداردکه یک آرماتور طولی در آن قراردارد ، استفاده شود.

۲- برای میلگرد های باقطر ۱۶تا۲۵ و رده S400 و بالاتر علاوه برضابطه فوق باید طول گیرایی معادل دو سوم طول گیرایی قلاب دار نیز تامین شود.این طول از وسط ارتفاع موثر مقطع اندازه گیری می شود.



ضوابط کلی مهار آرماتورهای خمشی:

۱-در قطعات خمشی مقاطع بحرانی که در دوسمت آنها کافی بودن مهار آرماتور باید بررسی شود:

ا لف-مقاطع دارای بیشترین تنش.

ب- مقاطعی که در آنها ، در طول دهانه قطعه آرماتور قطع یا خم می شود.

۲-میلگردها باید از محل مقطعی که وجودشان دیگر برای تحمل خمش لازم نیست به طول حداقل برابر d یا $12d_b$ هر کدام بزرگترند ادامه داده شوند رعایت این ضابطه در انتهای عضو با تکیه گاه ساده ویا انتهای آزاد عضو طره ای الزامی نیست.

۳-در مواردی که تعدادی از میلگردهای قطع یا خم میشوندآن دسته از میلگردها که ادامه پیدا می کنند باید از مقطعی که میلگردهای قطع یا خم شده وجودشان دیگر برای تحمل خمش ضروری نیست به طول حداقل برابر با طول گیرایی l_d ادامه داده شوند.

آرماتور خمشی را نمی‌توان در ناحیه بتن کششی قطع کرد مگر آنکه یکی از شرایط (الف) تا (پ) این بند تأمین باشد:

الف) مقدار V_r، در محل قطع آرماتور به‌اندازه حداقل پنجاه درصد بیشتر از مقدار V_u باشد.

ب) در انتهای میلگردهای قطع‌شده در ناحیه‌ای به‌طول حداقل ۰/۷۵d آرماتور عرضی اضافه بر آنچه برای تحمل برش یا پیچش لازم است، تأمین گردد. سطح مقطع آرماتور عرضی اضافی لازم باید حداقل برابر با $(۰/۴۲b_w \frac{s}{f_y})$ باشد و فاصله میلگردهای عرضی از یکدیگر در این ناحیه بیشتر از $\frac{d}{۸\beta_b}$ نباشد.

پ) مقدار آرماتوری که ادامه پیدا می‌کند حداقل دو برابر مقدار مورد نیاز در مقطع باشد و مقدار V_r، در محل قطع آرماتور به‌اندازه حداقل سی و سه درصد بیشتر از مقدار V_u ، باشد.

ضوابط خاص مهار آرماتور خمشی مثبت:

۱–حداقل یک سوم آرماتور خمشی مثبت در قطعات با تکیه گاه ساده ویک چهارم آرماتور خمشی مثبت در قطعات یکسره باید در طول وجهی از قطعه ای که در آن قرار گرفته اند تا روی تکیه گاه ادامه یابند در تیرها این میلگردها باید به اندازه حداقل ۱۵۰میلیمتر در داخل تکیه گاه ادامه یابند .

۲–در قطعات خمشی در مقاطع مجاورتکیه گاهای ساده ویا مقاطع نقاط عطف منحنی تغییر شکل قطر میلگردهای خمشی مثبت باید چنان باشدکه طول گیرایی آنها در رابطه زیر صدق کند $l_d \le \frac{M_n}{V_u} + l_a$ و l_a در مواردی که رابطه در محل نقطه عطف بررسی گردد باید بزرگترین مقدار dیا ۱۲dباشد. .

M_nلنگرخمشی مقاوم مقطع برحسب نیوتن – میلیمتر.

V_uنیروی برشی نهایی در مقطع بر حسب نیوتن.

l_d طول گیرایی میلگرد کششی بر حسب میلیمتر.

l_aطول گیرداری اضافه در تکیه گاه یا در نقطه عطف برحسب میلیمتر.

چنانچه در مواردی که آرماتور خمشی مثبت در تکیه گاه ساده به قلاب استاندارد یا وسایل مکانیکی معادل قلاب استاندارد که فراتر از محور تکیه گاه شروع شده است ختم می شود بررسی رابطه فوق الزامی نیست.

۳–در تکیه گاه هایی که آرماتور خمشی مثبت در داخل بتون فشاری ناشی از عکس العمل فشاری تکیه گاه محصور شده باشد مقدار $\frac{M_n}{V_u}$در رابطه فوق را می توان یک سوم افزایش داد.

ضوابط خاص مهار آرماتور خمشی منفی:

۱–حداقل یک سوم آرماتور خمشی منفی موجود در تکیه گاه یک عضو خمشی باید تامحل نقطه عطف منحنی تغییر شکل ادامه یابد و از این محل به اندازه حداقل d ، $12d_b$ و یک شانزدهم طول دهانه خالص هر کدام بزرگتر باشد فراتر برده شود.

ضوابط خاص مهار آرماتور عرضی در جان قطعات خمشی:

۱–دو انتهای آرماتور عرضی تک شاخه ای وآرماتور به شکل uتکی ویا مکرر باید به یکی از طریق زیر مهار شوند.

الف–برای میلگردهایی به قطر کوچکتر از ۱۶میلیمتر و برای میلگردهایی با قطر ۱۶تا ۲۵میلیمتر از رده s340 ،باید از قلاب استاندارد استفاده گرددو قلاب باید حداقل یک میلگرد طولی را در بر بگیرد.

ب–برای میلگردهایی با قطر ۱۶ تا ۲۵ میلیمتر از رده s400 و بالاتر باید علاوه بر قلاب استاندارد که حداقل یک میلگرد طولی را در بر گرفته باشد ، طول گیرایی به اندازه دو سوم طول گیرایی میلگرد قلاب دار (ظوابط طول گیرایی میلگردهای قلاب دار در کشش) نیز تامین شودوطول گیرایی میلگرد قلاب دار از محل وسط ارتفاع موثر مقطع اندازه گیری می گردد.

ج–در بین دو انتهای مهار شده خاموت های به شکل Uاتکی ویا مکرر در هر خم واقع در ناحیه پیوسته خاموت باید حداقل یک آرماتور طولی محصور شده باشد

د– میلگردهای طولی خم شده که به عنوان آرماتور برشی مورد استفاده قرار می گیرند اگر به ناحیه بتون کششی برده شوند باید به صورت آرماتور کششی مورد استفاده قرار گیرند. واگر به ناحیه فشاری برده شوند باید بر طبق ظوابط مهار میلگردها در این ناحیه مهار شوند در این میلگردها طول گیرایی از محل ارتفاع موثر مقطع $\frac{d}{2}$ اندازه گیری می شود.

ه:در زوج خاموتهای Uشکل که با وصله پوششی یک خاموت بسته می سازند باید طول پوشش برابر با حداقل $1.3l_b$ رعایت شود در این خاموتها چنانچه مقدار $A_b f_y$ (که A_bسطح مقطع یک میلگرد بر حسب میلیمتر مربع می باشد)هر شاخه کمتر از ۴۰کیلونیوتن و ارتفاع مقطع عضوبیشتر از ۴۵۰میلیمتر باشد می توان طول وصله پوشش را کمتر از $1.3l_b$ در نظر گرفت مشروط بر آنکه هر شاخه از Uتا وجه مقابل ادامه داده شود.

ضوابط قلاب ها :

قلاب های استاندارد:

۱-میلگردهای اصلی :

الف-خم نیمدایره یا قلاب انتهایی ۱۸۰درجه به اضافه حداقل $4d_b$ طول مستقیم ولی نه کمتر از ۶۰میلیمتر در انتهای آزاد میلگرد .

ب- خم ۹۰درجه یا گونیا به اضافه طول مستقیم برابر حداقل $12d_b$در انتهای آزاد میلگرد.

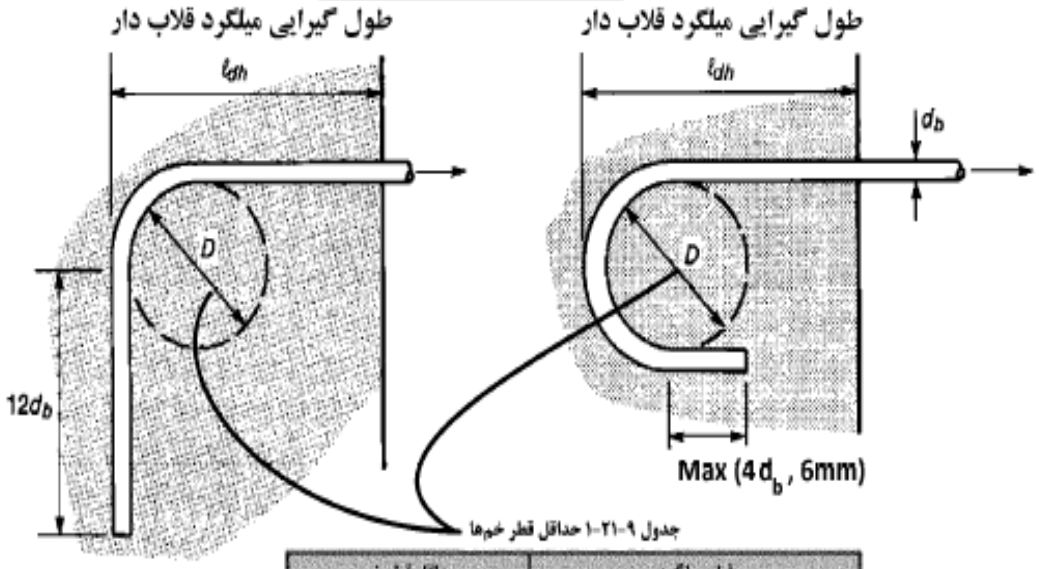
۲-برای میلگردهای تقسیم وخاموت ها:

الف-خم ۹۰درجه به اضافه حداقل $6d_b$ طول مستقیم و نه کمتر از ۶۰میلیمتر در انتهای آزاد میلگرد برای میلگردهایی به قطر ۱۶میلیمتر وکمتر.

ب-خم ۹۰درجه به اضافه حداقل $12d_b$طول مستقیم در انتهای آزاد میلگرد برای میلگردهایی به قطر بیشتر از ۱۶میلیمتر وکمتر از ۲۵میلیمتر.

ج- خم ۱۳۵ درجه به اضافه حداقل $6d_b$ طول مستقیم ونه کمتر از ۶۰میلیمتر در انتهای آزاد میلگرد .

قلاب میلگردهای اصلی

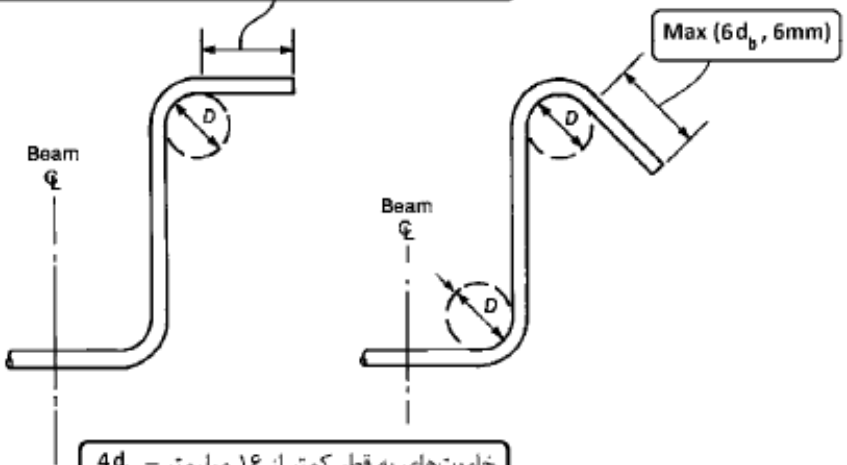


جدول ۹-۲۱-۱ حداقل قطر خم‌ها

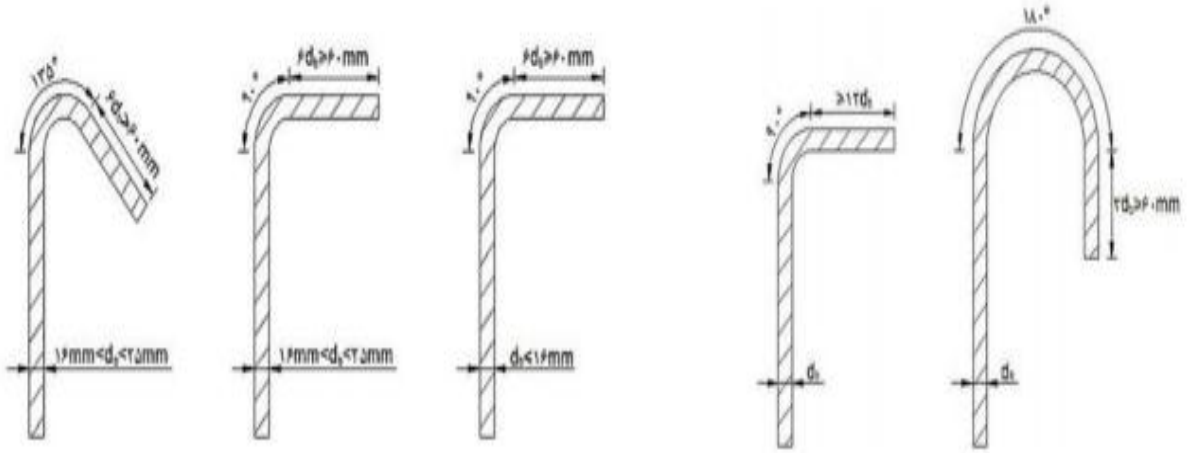
قطر میلگرد	حداقل قطر خم
کمتر از ۲۸ میلیمتر	$۶d_b$
۲۸ تا ۳۴ میلیمتر	$۸d_b$
۳۶ تا ۵۵ میلیمتر *	$۱۰d_b$

میلگردهای تقسیم و خاموت ها

میلگردهای به قطر۱۶ میلی‌متر و کمتر Max ($6d_b$, 6mm)
میلگردهای به قطر بیشتر از۱۶ میلی‌متر و کمتر از۲۵ میلی‌متر $12d_b$



حداقل قطر داخلی خم:
خاموت‌های به قطر کمتر از ۱۶ میلیمتر = $4d_b$
خاموت‌های به قطر ۱۶ میلیمتر یا بزرگتر = $6d_b$



قلاب‌های استاندار برای میلگردهای اصلی

قلاب‌های استاندار برای میلگردهای خاموت

حداقل قطر داخلی خم در قلاب بر اساس ضوابط مبحث نهم باید مطابق جدول زیر باشد:

حداقل قطر داخلی خم برای میلگردهای اصلی و خاموت‌ها		
قطر میلگردها	حداقل قطر خم آرماتورهای اصلی	حداقل قطر خم خاموت‌ها
کمتر از ۱۶ میلی‌متر	$۶d_b$	$۴d_b$
از ۱۶ تا ۲۸ میلی‌متر	$۶d_b$	$۶d_b$
از ۲۸ تا ۳۴ میلی‌متر	$۸d_b$	$۸d_b$
از ۳۶ تا ۵۵ میلی‌متر	$۱۰d_b$	$۱۰d_b$

نکته: استفاده از قلاب در میلگردهای فشاری بی‌تاثیر می‌باشند.

وصله میلگردها :

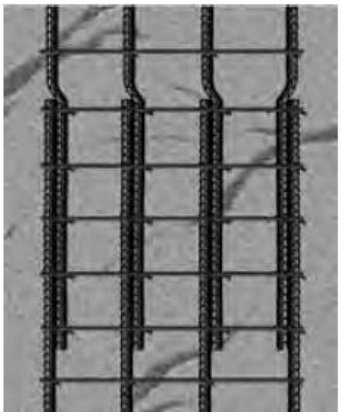
برای وصله میلگردها روشها متفاوتی مثل روش های نشان داده شده در زیر استفاده می شود.

1-وصله پوششی : که با مجاور هم قرار دادن دو میلگرد در قسمتی از طولشان عملی می شود. طولی که دو میلگرد باید در مجاور هم قرار میگرند را طول پوشش می گویند.

2-وصله جوشی : که با جوش دادن دو میلگرد انجام میگیرد.

3-وصله مکانیکی : که با بکار بردن وسایل مکانیکی انجام می گردد.

4-وصله اتکایی : که با قرار گرفتن دو انتهای میلگردها فشاری انجام می شود.



نکات وصله پوششی :

-وصله پوششی تنها در مورد میلگردهای با قطر کمتر از 36 میلیمتر مجاز است.

-وصله پوششی برای گروه میلگردها به عنوان یک مجموعه میلگرد مجاز نیست اما هر یک از میلگردها را می توان جداگانه با وصله پوششی به هم وصل کرد.

-در اعضای خمشی فاصله محور تامحور دو میلگرد که با وصله پوششی بهم متصل می شوند نباید بیشتر از 1/5 طول پوشش لازم و یا بیشتر از 150 میلیمتر باشد. در سایر اعضا این فاصله نباید بزرگتر از 5 برابر قطر میلگرد کوچکتر باشد.

نکات وصله جوشی :

-وصله جوشی میلگردها باید به صورت یکی از روش های اتصال جوشی نوک به نوک خمیری (جوش الکتریکی تماسی) یا اتصال جوشی ذوبی با الکترود (جوش با قوس الکتریکی) انجام شود. مقاومت این وصله درکشش باید حداقل برابر با $1.47A_b f_{yd}$ باشد.

-اتصال جوشی نوک به نوک خمیری فقط در شرایط کارخانه ای و در صورتی مجاز است که قطر میلگردها از 10 میلیمتر برای فولادهای گرم نورد شده و یا 14 میلیمتر برای فولادهای سرد اصلاح شده کمتر نباشد و نسبت سطح مقطع دو میلگرد و صله شونده از 1.5 تجاوز نکند.

-اتصال جوشی ذوبی با الکترود در صورتی مجاز است که کلیه مقررات مطابق با مبحث 10 مقررات ملی ساختمان رعایت شود.

اتصال جوشی ذوبی با الکترود معمولا به یکی از روشهای زیر انجام میگیرد :

1-اتصال جوشی پهلو به پهلو با جوش از یک رو یا دورو، که فقط برای میلگردهای گرم نورد شده با قطر 6 تا 36 میلیمتر مجاز است. در این روش طول نوار جوش از یک رو نباید از 10 برابر قطر میلگرد کوچکتر، کمتر باشد و طول نوار دورو نباید از 5 برابر قطر میلگرد کوچکتر، کمتر اختیار شود.

2-اتصال جوشی با وصله یا وصله های جانبی اضافه با جوش از یک رو یا دورو، فقط برای میلگردهای گرم نورد شده مجاز است. حداقل طول جوش مشابه با بند 1 می باشد.

3-اتصال جوشی نوک به نوک با پشت بند با آمادگی یا بدون آمادگی یر میلگردها، که طول پشت میلگردها نباید کمتر از 3 برابر قطر میلگردها برای فولادهای گرم نورد شده یا 8 برابر قطر میلگرد برای فولادهای سرد نورد اصلاح شده است.فاصله دو سر میلگردهای وصله شونده از هم در حالت آمادگی 3 میلیمتر و در حالت بدون آمادگی باید معادل نصف قطر میلگردها باشد.

نکات وصله مکانیکی :

وصله مکانیکی میلگردها باید در کشش و فشار دارای مقاومت حداقل برابر با $1.47A_b f_{yd}$ باشد.

نکات وصله اتکایی :

وصله های اتکایی فقط برای میلگردهای تحت فشار با قطر 25 میلیمتر و بیشتر مجاز است.

وصله های پوششی در کشش :

در وصله های پوششی ، طول پوشش باید حداقل برابر با $1.3l_d$ باشد. در موارد زیر میتوان طول پوشش را به مقدار l_d کاهش داد :

الف- مقدار آرماتور موجود در ناحیه طول پوشش حداقل به اندازه دوبرابر مقدار مورد نیاز باشد.

ب- حداکثر نصف آرماتور موجود در مقطع در ناحیه طول پوشش وصله شوند.

-l_d طول گیرایی میلگرد در کشش است. طول پوشش در هیچ حالت نباید کمتر از 300 میلیمتر اختیار شود.

-در وصله های جوشی یا مکانیکی در مواردی که مقدار آرماتور موجود در مقطع کمتر از 2 برابر مورد نیاز باشد، مقاومت وصله باید برابر با $1.47A_b f_{yd}$ باشد ولی در سایر موارد می توان مقاومت وصله را مطابق با بندهای زیر درنظر گرفت :

الف- مقاومت وصله در هر میلگرد باید چنان باشد که کل میلگردهای موجود در این مقطع بتوانند نیرویی حداقل معادل دوبرابر نیروی لازم در آن مقطع را تحمل نمایند. این نیرو نباید کمتر از 140 مگاپاسکال برای کل میلگردها درنظر گرفت. فاصله وصله ها از یکدیگر در مقاطع مختلف متوالی نباید کمتر از600 میلیمتر باشد.

ب- نیروی کششی مقاوم موردنظر در بند الف را باید برای میلگردهای وصله داده شده برابر با نیروی مقاوم وصله و برای میلگردهای وصله نشده برابر $A_b f_{yd}$ آنها که به نسبت طول واقعی مهار شده به طول گیرایی لازم آنها کاهش داده شده است، محاسبه نمود.

-در قطعات کششی وصله میلگردها باید تنها به وسیله وصله های جوشی یا مکانیکی انجام شود. فاصله وصله ها در میلگردهای مجاور هم باید بیشتر از 750 میلیمتر درنظر گرفته شود.

وصله های پوششی در فشار :

-در وصله های پوششی، طول پوشش برای فولادهای از رده S400 یا پایین تر باید حداقل برابر با $0.086\ d_b f_{yd}$ و برای فولادهای مقاوم تر برابر با $(0.15f_{yd} - 24)\ d_b$ باشد. این طول در هر حال نباید کمتر از 300 میلیمتر اختیار شود.

-در مواردی که میلگردهایی با قطرهای مختلف با وصله پوشش بهم متصل شوند، طول پوشش باید برابر بزرگترین دو مقدار، طول گیرایی با قطر بزرگتر یا طول پوشش لازم برای میلگرد با قطر کوچکتر، درنظر گرفته شود.
میلگردهای با قطر بزرگتر 36 میلیمتر را می توان به میلگردهای با قطر کوچکتر از 36 میلیمتر اتصال داد.

-در وصله اتکایی که در آنها برای انتقال فشار از یک میلگرد به دیگری، انتهای آن دو به هم تکیه داده می شوند، باید سطوح انتهای میلگرد کاملا گونیا بریده شوند و تماس آن دو تا حد امکان کامل باشد. این نوع وصله تنها در قطعاتی که دارای خاموت عرضی بسته یا مارپیچ هستند، مجاز می باشد.

وصله میلگردها در ستون ها :

-در ستون ها وصله آرماتور می تواند از نوع پوششی، مکانیکی، جوشی و یا اتکایی باشد. وصله آرماتور باید برای تمام ترکیب بارها مناسب باشد.

-وصله پوششی میلگردهایی که در فشار قرار دارند مشمول ضوابط وصله ها در فشار و میلگردهایی که در کشش قرار دارند مشمول ضوابط میلگردهای در کشش می شوند. در میلگردهای کششی چنانچه تنش موجود در آنها کمتر از $0.56f_{yd}$ و تعداد میلگردهایی که در طول ناحیه پوشش وصله می شوند، کمتر از نصف میلگردهای کششی باشد،

طول پوشش باید حداقل برابر با l_d و در غیر این صورت باید حداقل برابر با $1.3l_d$ در نظر گرفته شود.در حالت اول فاصله وصله ها در میلگردهای مختلف از یکدیگر نباید کمتر از l_d اختیار شود.

-در قطعات تحت فشار چنانچه در ناحیه وصله پوششی آرماتور عرضی به صورت خاموت با سطح مقطع بیشتر از $0.0015\ hs$ وجود داشته باشد طول پوشش را می توان به اندازه 20 درصد و چنانچه آرماتور عرضی به صورت مارپیچ وجود داشته باشد، طول پوشش را به اندازه 25 درصد کاهش داد. طول پوشش در هر حالت نباید کمتر از 300 میلیمتر اختیار شود. در محاسبه سطح مقطع خاموت تنها سطح مقطع شاخه ای عمود در امتداد h منظور می گردد.

-در ستون ها وصله های اتکایی میلگردها را می توان به کار برد مشروط برآنکه یا این نوع وصله برای هر تعداد از میلگردها در مقاطع مختلف انجام شود و یا در محل وصله، میلگرد اضافی به کار برده شود. به طوری که مقاومت میلگردهایی که در مخل وصله ادامه دارند، حداقل برابر با یک چهارم مقدار $A_b f_{yd}$ برای تمامی میلگردهای موجود در آن وجه ستون باشد.

طول وصله دورپیچ ها :

آرماتورهای دورپیچ را می توان با طول های داده شده در زیر وصله نمود :

1-میلگردهای آجدار = $48d_b$

2-میلگردهای ساده = $72d_b$

3-میلگردهای آجدار اندود شده = $72d_b$

4-میلگردهای ساده و آجدار با قلاب استاندارد انتهایی (قلاب در بتن هسته قرار گیرد) = $48d_b$

ضوابط وصله میلگردها در ساختمانها با شکل پذیری متوسط :

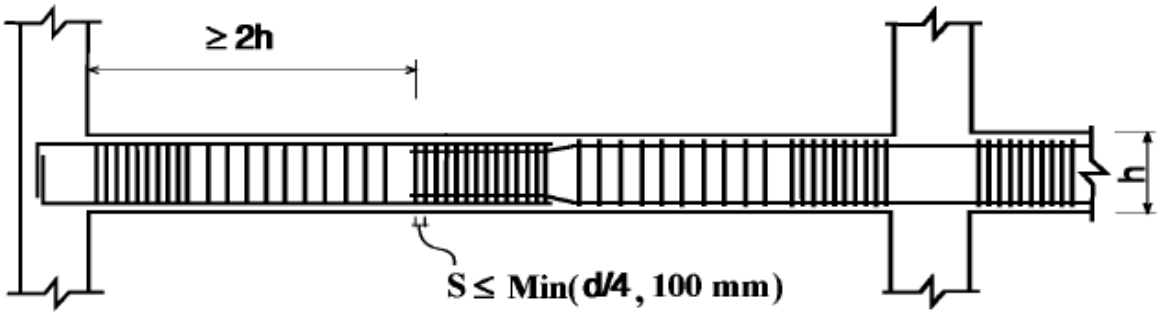
-استفاده از وصله پوششی در میلگردهای طولی خمشی در شرایطی مجاز است که در تمام طول وصله آرماتور عرضی از نوع تنگ یا دورپیچ موجود باشد. فواصل سفره های آرماتور عرضی دربرگیرنده وصله از یکدیگر نباید بیشتر از 1/4 ارتفاع موثر مقطع و 100 میلیمتر اختیار شود.

-استفاده از وصله پوششی در محل های زیر مجاز نیست :

الف-در اتصالات تیرها به ستون ها

ب-در طولی معادل دوبرابر ارتفاع مقطع از بر تکیه گاه

-وصله های جوشی یا مکانیکی به شرطی مجاز است که وصله میلگرد در هر سفره میلگرد به صورت یک در میان انجام شود و فاصله وصله ها در میلگردهای مجاور یکدیگر در امتداد طول عضو، کمتر از 600 میلیمتر نباشد.



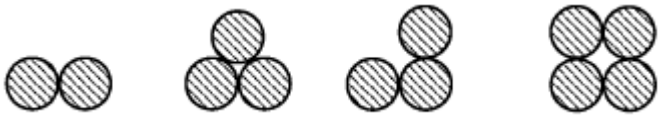
ضوابط وصله میلگردها در ساختمانها با شکل پذیری زیاد :

-استفاده از وصله پوششی در میلگردهای طولی فقط در نیمه میانی طول ستون مجاز است. طول پوشش این وصله ها باید برای وصله های کششی درنظر گرفته شود.

-وصله های جوشی یا مکانیکی به شرطی مجاز است که وصله میلگرد در هر سفره میلگرد به صورت یک در میان انجام شود و فاصله وصله ها در میلگردهای مجاور یکدیگر در امتداد طول عضو، کمتر از 600 میلیمتر نباشد.

گروه میلگرد :

از گروه میلگردهای موازی که در آنها میلگردها در تماس با هم بسته می شوند تا به صورت واحد عمل کنند.



-تعداد میلگردهای هر گروه برای گروه های قائم تحت فشار نباید از 4 عدد، ودر سایر موارد از 3 عدد تجاوز کند.

-در تمامی موارد تعداد میلگردهای هر گروه در محل وصله ها نباید بیشتر از 4 باشد.

-در گروه میلگردها بیش از 2 میلگرد، نباید محورهای تمامی میلگردها در یک صفحه واقع شوند. تعداد میلگردهایی که محور آنها در یک صفحه واقع می شوند جز در محل وصله ها نباید بیشتر از 2 باشد.

-در تیرها نباید میلگردها با قطر بزرگتر از 36 میلیمتر را به صورت گروهی به کار برد.

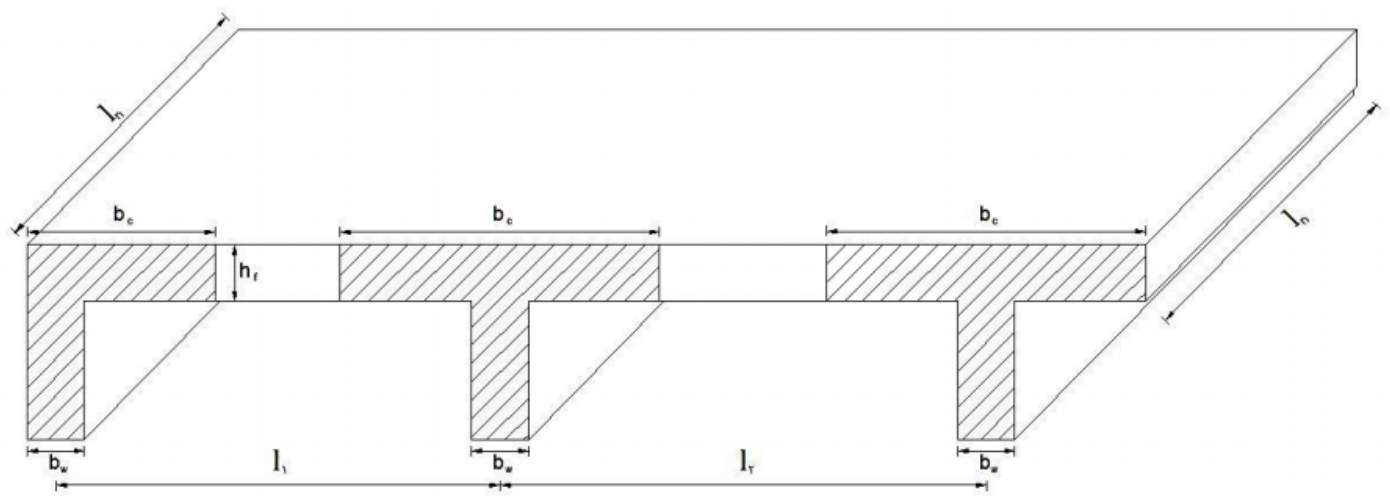
-گروه های میلگردهای در تماس باید در خاموت های بسته یا دورپیچ محصور شوند.

-در مواردی نظیر تعیین محدودیت های فاصله و حداقل ضخامت پوشش بتن محافظ، که قطر میلگردها مبنای محاسبه قرار می گیرد، قطر گروه میلگردهای در تماس معادل قطر میلگردی فرض میشود که سطح مقطع آن با سطح مقطع کل گروه مساوی باشد. ملاک اندازه گیری فاصله آزاد و حداقل ضخامت پوشش در این گونه موارد خارجی ترین سطح گروه میلگرد در امتداد مورد نظر خواهد بود.

طول گیرایی گروه میلگرد :

-طول گیرایی گروه میلگردهای سه تایی و چهارتایی در کشش یا فشار باید به ترتیب 1.2 و 1.33 برابر طول گیرایی یک میلگرد تنها درنظر گرفته شود. برای گروه میلگردهای دوتایی افزایش طول گیرایی الزامی نیست.

-برای تعیین طول گیرایی یک میلگرد در گروه میلگردها ضرائب بکار رفته شده باید بر اساس قطر میلگرد فرضی با مقطع معادل گروه میلگردها اختیار شوند.



برای تیرهای T شکل متقارن، عرض موثر بال فشاری b_c کمترین سه مقدار زیر می‌باشد.

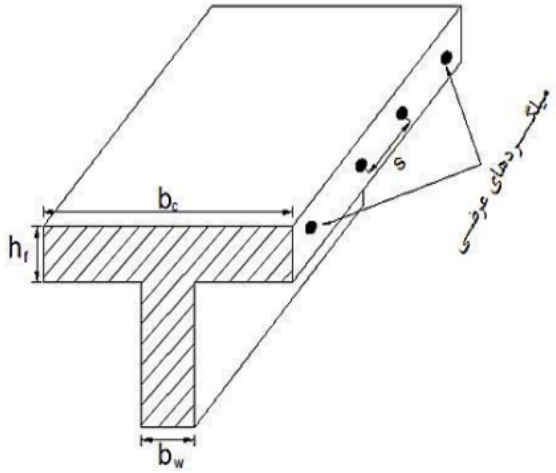
$$b_c = min\left\{\frac{l_n}{۴}\ ,۱۶h_f + b_w\ ,\frac{l_۱ + l_۲}{۲}\right\}$$

در رابطه فوق مقدار $\frac{l_n}{۴}$ برای تیرهای پیوسته می‌باشد. برای تیرهای ساده مقدار $\frac{۲}{۵} l_n$ در نظر گرفته می‌شود.

برای تیرهای L شکل کناری عرض موثر بال فشاری b_c کمترین سه مقدار زیر می‌باشد.

$$b_c = min\left\{b_w + \frac{l_n}{۱۲}\ ,۶h_f + b_w\ ,\frac{b_w + l_۱}{۲}\right\}$$

نکته: در تیرهای T شکل مجزا که از بال آنها برای تامین سطح فشاری اضافی استفاده می‌شود، ابعاد تیر باید طوری انتخاب شود که شرایط زیر برقرار باشد.



$$h_f \geq \frac{۱}{۲} b_w$$

$$b_e \leq ۴ b_w$$

$$s < \{۵ h_f \, , ۳۵۰ mm\}$$

نکته: فولاد فشاری هیچ‌گونه تاثیری در نوع شکستن مقطع نخواهد داشت.

نکته: تا زمانی که فولاد کششی از مقدار $(A_s)_{max}$ کمتر باشد، فولاد فشاری تاثیر چندانی در مقاومت نهایی مقطع ندارد.

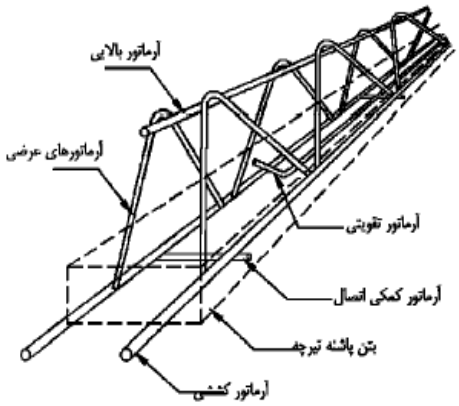
نکته: افزایش بال فشاری باعث کاهش عمق تار خنثی و افزایش شکل پذیری می‌گردد.

نکته: شکل‌پذیری اعضا خمشی تابعی است از نوع فولاد و درصد فولاد طولی و عرضی

نکته: وجود فولاد فشاری موجب کاهش تنش فشاری بتن می‌شود.

ضوابط تیرچه های بتنی :

سیستم تیرچه های بتنی ، مرکب از تیرچه ها با فواصل تقریبا مساوی در یک امتداد و یا دو امتداد عمود بر هم و یک دال فوقانی، که در آنها محدودیت های زیر رعایت شده باشند، می توانند به صورت مجموعه طبق ضوابط دال ها طراحی شوند :



الف-عرض تیرچه نباید کمتر از 100 میلیمتر و ارتفاع کل آنها نباید بیشتر از سه و نیم برابر حداقل عرض آنها باشد.

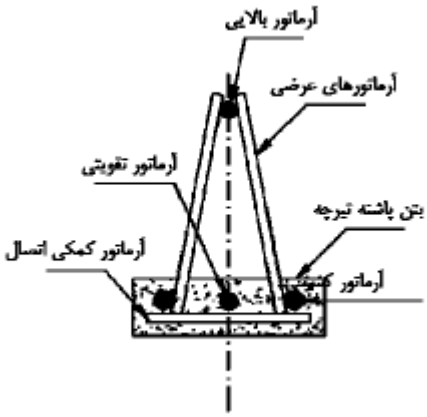
ب-فاصله آزاد تیرچه ها نباید از 750 میلیمتر بیشتر باشد.

-در سیستم های که از اجزای پرکننده دائمی مانند بلوک های سفالی و یا بلوک های بتنی، در فواصل بین تیرچه ها استفاده می شود و مقاومت فشاری مصالح این اجزا حداقل برابر با مقاومت مشخصه بتن تیرچه هاست، می توان از مقاومت جدارهایی از این اجزا که در تماس با تیرچه هستند در محاسبه مقاومت برشی و مقاومت خمشی منفی تیرچه ها استفاده نمود. از مقاومت سایر قسمت های پر کننده در مقاومت سیستم صرفنظر می شود. در این سیستم ها محدودیت های زیر باید رعایت گردد :

1-ضخامت دال روی اجزای پرکننده نباید از یک دوازدهم فاصله آزاد بین تیرچه ها و نه از 40 میلیمتر کمتر اختیار شود.

2-در سیستم تیرچه های یکطرفه باید در دال فوقانی میلگردهایی عمود بر امتداد تیرچه ها قرار داد و در سیستم های تیرچه دوطرفه باید در دال فوقانی میلگردهایی در دو امتداد عمود بر هم پیش بینی نمود.

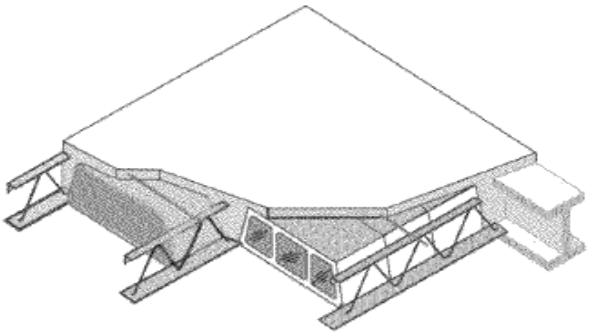
در سیستم هایی که از قالب موقت استفاده می شود و یا اجزای پر کننده مشمول ضوابط بالا نمی شوند، محدودیت های زیر باید رعایت شوند :



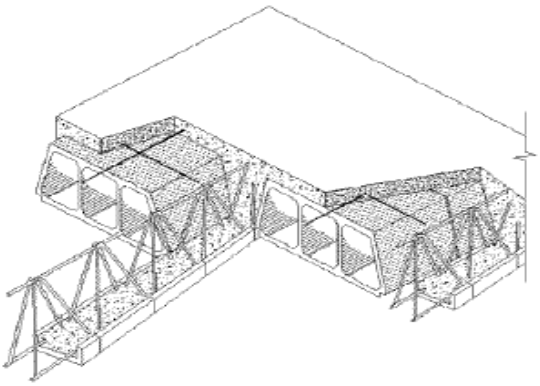
1-ضخامت دال فوقانی نباید از یک دوازدهم فاصله آزاد بین تیرچه ها و نه از 50 میلیمتر کمتر اختیار شود.

2- در دال فوقانی باید میلگردهایی عمود بر امتداد تیرچه ها که براساس ضوابط مربوط به خمش و با درنظر گرفتن بارهای متمرکز، درصورت موجود بودن، پیش بینی نمود.

*****مقاومت برشی تامین تیرچه ها را میتوان با استفاده از آرماتور برشی و یا زیاد کردن عرض تیرچه ها افزایش داد.**



الف- سقف تیرچه و بلوک با تیرچه‌ی فولادی با جان باز



ب- سقف تیرچه و بلوک با تیرچه‌ی بتنی

در دهانه‌های بزرگتر از ۴ متر در وسط دهانه یا یک سوم دهانه با کلافهای عرض با عرض حداقل ۱۰۰ میلی‌متر با حداقل دو آمارتور با قطر حداقل ۱۰ میلی‌متر به هم بسته شود. پس از گرفتن بتن، تیرچه به صورت یک مقطع در می‌اید که در نقاط با لنگ مثبت به صورت یک تیر T شکل عمل می‌کند که جان آن را تیرچه و بال آن را قشر بتنی روی تیرچه بلوک تشکیل می‌دهد. در نقاط با لنگر منفی (اگر سیستم سراسری باشد)، سیستم تیرچه‌ها به صورت تیرهای با مقطع مستطیلی به عرض تیرچه عمل می‌کند. برای طراحی سقف تیرچه و بلوک می‌توان از ضرایب لنگرهای خمشی و نیروی برشی تقریبی در تیرها و دال‌های یک‌طره پیوسته استفاده کرد:

ضرائب لنگرخای خمشی بصورت رابطه زیر تعریف می‌شود:

$$M = K\omega l_n^2$$

که در آن:

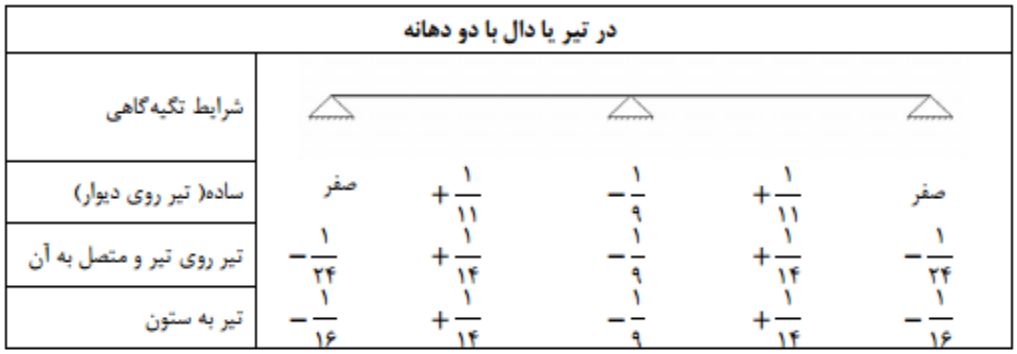
K: ضریب ممان

ω: بار خطی وارد بر تیرچه

l_n: برای ممان‌های مثبت، طول دهانه خالص تیر یا دال و برای ممان منفی، متوسط طول دهانه‌های طرفین تیر یا دال است.

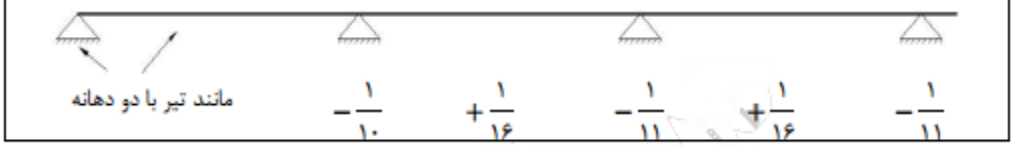
مقدار ضریب K مطابق جداول زیر بدست می‌آید.

در تیر یا دال با دو دهانه

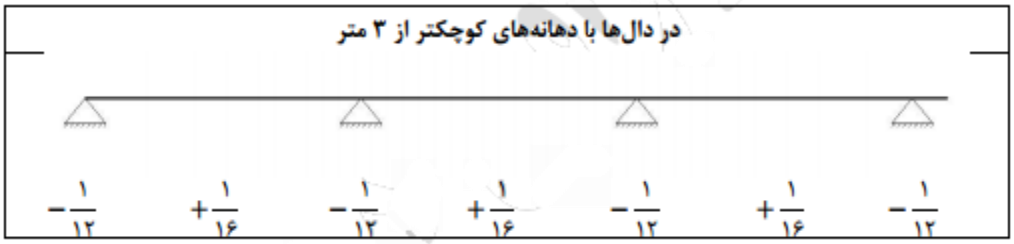


شرایط تکیه‌گاهی					
ساده(تیر روی دیوار)	صفر	$+\frac{1}{11}$	$-\frac{1}{9}$	$+\frac{1}{11}$	صفر
تیر روی تیر و متصل به آن	$-\frac{1}{24}$	$+\frac{1}{14}$	$-\frac{1}{9}$	$+\frac{1}{14}$	$-\frac{1}{24}$
تیر به ستون	$-\frac{1}{16}$	$+\frac{1}{14}$	$-\frac{1}{9}$	$+\frac{1}{14}$	$-\frac{1}{16}$

در تیر یا دال با بیشتر از دو دهانه

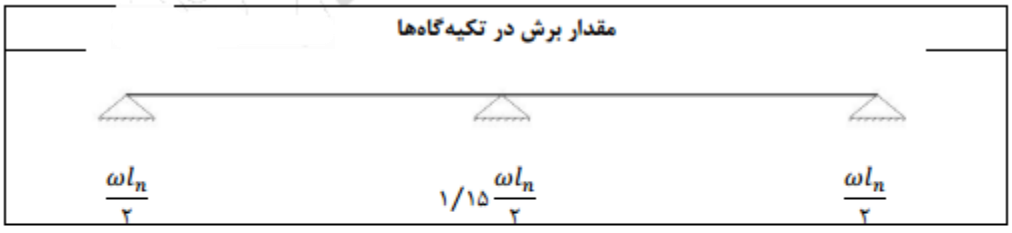


در دال‌ها با دهانه‌های کوچکتر از ۳ متر



مقدار برش در تکیه‌گاه‌های در جدول زیر نشان داده شده است.

مقدار برش در تکیه‌گاه‌ها



در صورت برقرار بودن شرایط زیر می‌توان از جداول فوق استفاده کرد:

- دهانه‌ها حدودا برابر باشند، اختلاف دو دهانه متوالی بیش از ۲۰ درصد دهانه کوچکتر نباشد.
- تیرها یا دال‌ها تحت اثر بار یکنواخت قرار داشده باشند.
- بار زنده بیشتر از سه برابر بار مرده نباشد.

انتخاب نوع سیستم باربر :

الف-سیستم مقاومت باربر جانبی :

1-سیستم قاب خمشی بتن آرمه معمولی

2-سیستم قاب خمشی بتن آرمه متوسط

3-سیستم قاب خمشی بتن آرمه ویژه

4-قاب خمشی بتن آرمه متوسط + دیوار برشی متوسط

5-سیستم قاب خمشی بتن آرمه ویژه + دیوار برشی ویژه

دقت شود بر اساس قرارگیری پروژه ودر محل لرزه ای و محدودیت های پلان ساختمان و تجربیات مهندس محاسب می توان بهترین گزینه را انتخاب نمود. مثلا در محل هایی با خطر لرزه پذیری بسیار زیاد میتوان از قاب خمشی ویژه و یا متوسط استفاده نمود.

ب-سیستم مقاومت باربر ثقلی :

1-دال ها : دوطرفه یا یک طرفه

2-تیرچه بلوک : بسته به نوع استفاده از بلوک مثلا سیمانی، سفالی ویا یونولیت و ...

3-دربعضی پروژه ها استفاده از سقف کامپوزیت فولادی.

مطابق آیین نامه مبحث نهم مقررات ملی ساختمان حداقل رده بتن به کار رفته در اجزا مقاوم در برابر زلزله با شکل پذیری ویژه برابر C25 وبرای سازه ها با شکل پذیری متوسط C20 می باشد.

منظور از مقاومت فشارس بتن f_c در برنامه ETABS، مقاومت نمونه استوانه ای 28 روزه است.

طراحی دال در نرم افزار ETABS انجام نمیگیرد و نرم افزار فقط کار توزیع بار را انجام میدهد.

اگر شکل دال ها مستطیل و یا نزدیک به مستطیل بود بهتر است از گزینه Membrane و اگر شکل آن چند ضلعی بود از گزینه Shellاستفاده شود. سقفهای غشایی Membrane دارای خاصیت پخش بار به صورت دوطرفه هستند و هیچگونه اتصالی بین تیر و سقف وجود نخواهد داشت و نرم افزار فقط برای انتقال بار از این نوع سیستم استفاده میکند و قادر به تحلیل دال نخواهد بود. اما در سقف های خمشی Shell دارای پخش بار به صورت دوطرفه نیستند. نرم افزار ابتدا آنرا تحلیل کرده و از طریق اتصال خمشی - برشی که بین تیر و سقف وجود دارد، به تیرها منتقل می کند.

بهتر است برای دال ها از رفتار غشایی Membrane و برای طره ها از رفتار خمشی Shell استفاده گردد.

مطابق با مبحث نهم مقررات ملی ساختمان اگر ارتفاع تیرها از حداقل موجود در جدول زیر بیشتر درنظر گرفته باشیم ، میتوان از تغییر شکل های تیرهای بتنی صرفنظر کرد.

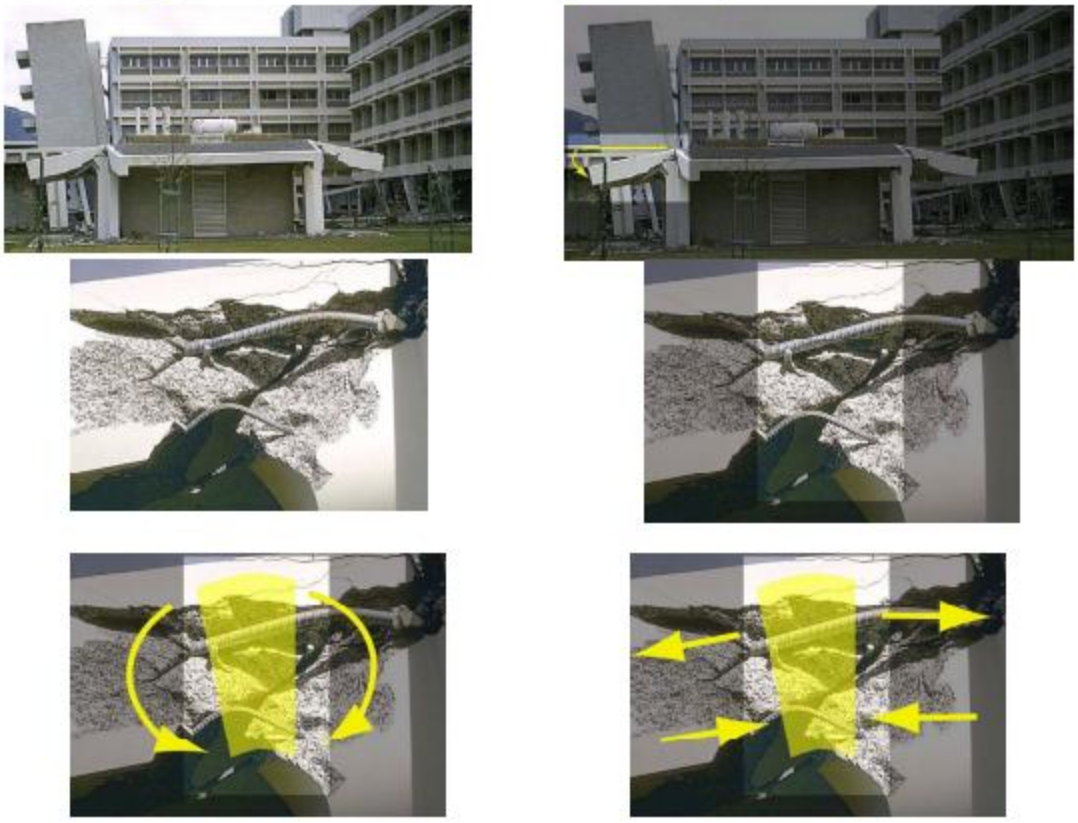
عضو	با تکیه گاه ساده	با تکیه گاه های پیوسته از یک طرف	با تکیه گاه های پیوسته از دو طرف	کنسول
تیرها با دال های یک طرفه پشت بند دار	$l/16$	$l/18.5$	$l/21$	$l/8$
دال های توپر با سقف های تیرچه بلوک	$l/20$	$l/24$	$l/28$	$l/10$

حداقل مقدار پوشش روی میلگرد ها در شرایط محیطی متفاوت از جدول زیر بدست می آید :

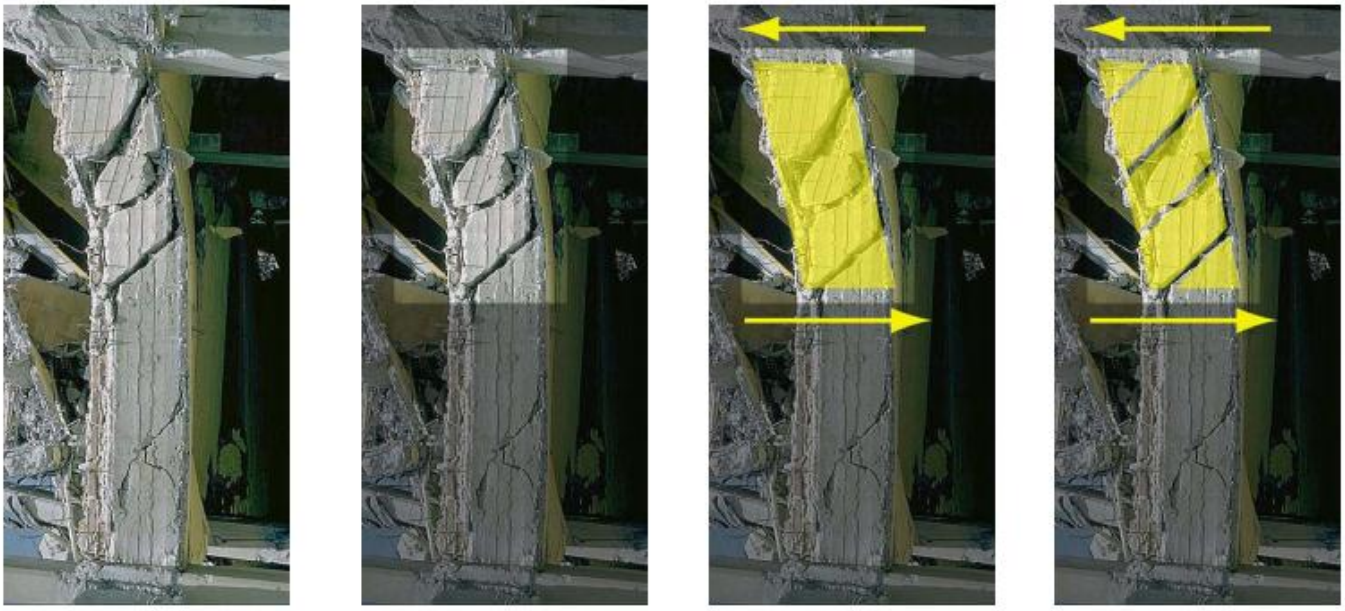
نوع قطعه	نوع شرایط محیطی				
	ملایم	متوسط	شدید	بسیار شدید	فوق العاده شدید
تیرها و ستونها	35	45	50	65	75
دالها،دیوارها و تیرچه ها	20	30	35	50	60
پوسته ها و صفحات پلیسه ای	20	25	30	45	55
شالوده ها	40	50	60	75	90

مقدار پوشش تا وسط میلگرد = حداقل پوشش + ضخامت خاموت + نصف ضخامت میلگرد طولی

نمونه هایی از شکست خمشی



شکست برشی

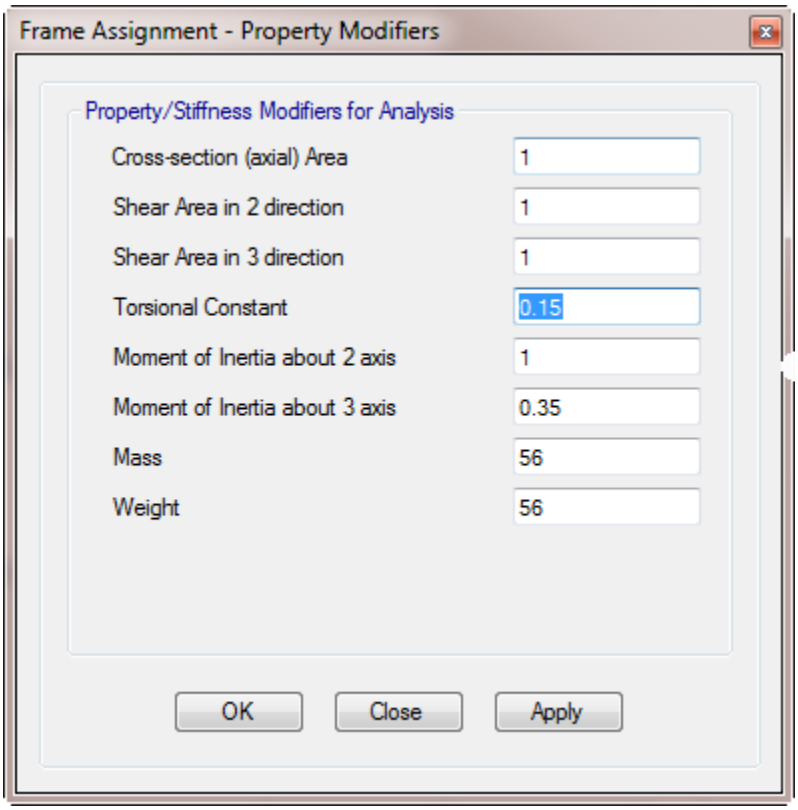


ضرائب ترک خوردگی و ضریب اصلاح جرم و وزن :

مطابق با آیین نامه ضرائب ترک خوردگی تیرها و ستون ها را مشخص می کنیم.

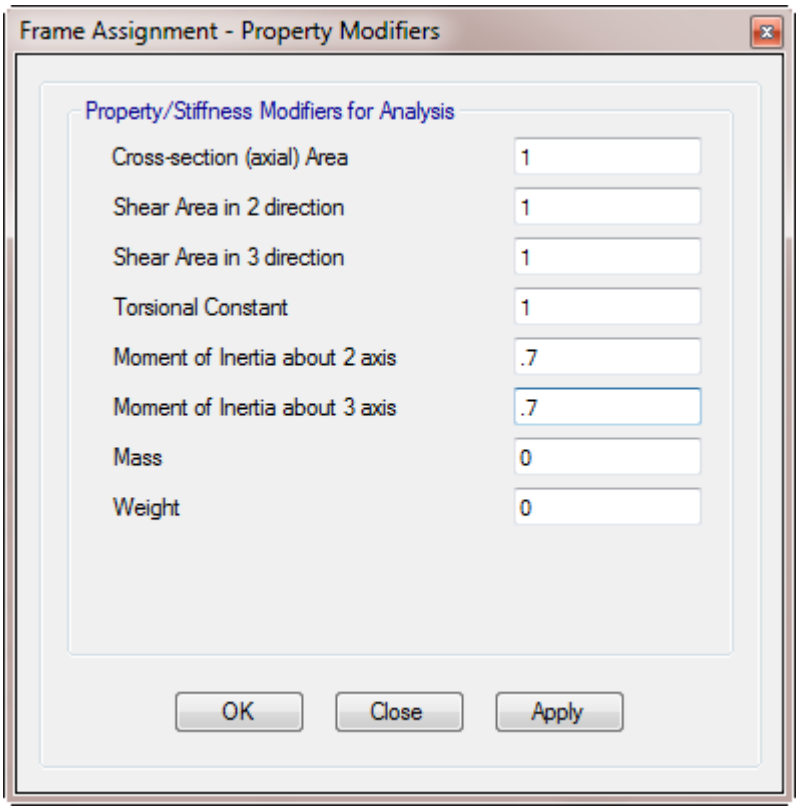
ابتدا در نرم افزار ETABS2015 تیرهای مورد نظر را انتخاب نموده و سپس به منوی Assign قسمت Frame/Property Modifiers رفته و در قسمت Moment of Inertia about 3 axis ضریب ترک خوردگی و در دو قسمت Mass , Weight ضریب اصلاح جرم را مطابق با فرمول زیر وارد میکنیم.

$$\text{ضریب اصلاح جرم و وزن} = \frac{\text{دال ضخامت} - \text{ارتفاع تیر}}{\text{ارتفاع تیر}}$$



برای سختی پیچشی تیرها در قسمت Torsional Constant مطابق با آیین نامه عدد 0.15 وارد کنید.

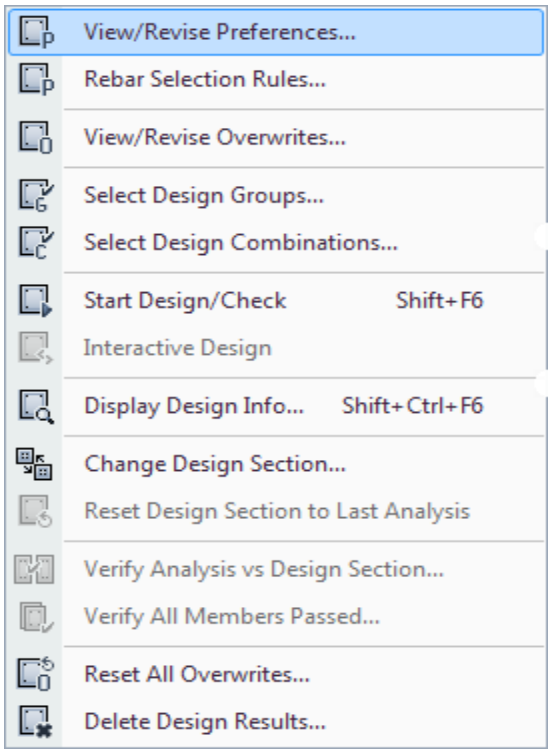
برای ستون ها نیز مراحل بالا را انجام داده و در پنجره باز شده فقط در قسمتهای Moment of Inertia about 3 axis و Moment of Inertia about 2 axis مقادیر ضرائب ترک خوردگی را وارد می نمائیم.



تنظیمات طراحی سازه های بتنی :

برای طراحی ابتدا باید آیین نامه مورد نظر را انتخاب و سپس در صورت نیاز پارامترهای طراحی را مشخص نمود.

برای طراحی به منوی Design و به قسمت Concrete frame Design میرویم. گزینه اول View/Revise Preferences را میزنیم . در پنجره باز شده :



-01 انتخاب آیین نامه مورد نظر. مثلا ACI 318-14

-02 انتخاب نوع آنالیز که برای آنالیز استاتیکی پیش فرض مناسب است.

-03 Number of Interaction Curves : تعداد منحنی های تشکیل دهنده سطوح اندکنش برای طراحی ستون ها. باید اعداد مضرب 4 انتخاب نمایید که عدد پیش فرض (24) قابل قبول می باشد.

-04 Number of Interaction Points : تعداد نقاط برای تهیه هر منحنی اندکنش جهت تشکیل سطوح اندرکنش. باید اعداد فرد بزرگتر از 5 را انتخاب نمود که پیش فرض (11) قابل قبول می باشد.

-05 Consider Minimum Eccentricity : درنظر گرفتن یا نگرفتن حداقل خروج از مرکزیت ستونهای موجود در طبقات مهار شده در هنگام تحلیل مرتبه دوم. مطابق با مبحث نهم این مقدار برابر است با 15+0.03h و در آیین نامه ACI نیز الزامی است.

-06 انتخاب نوع منطقه که برای R های کمتر از 3 از گزینه های A,B,Cو برای بزرگتر از 3 از D,E,F میتوان استفاده کرد. برای ایران از D استفاده می نماییم.

07- مقدار امگا صفر برای طراحی برشی ستونها در قابهای خمشی متوسط می باشد. برای قابهای خمشی ویژه اثری ندارد. عدد مورد استفاده برای آن 2 می باشد.

08- مقدار ضریب نامعینی سازه ρ که مطابق با آیین نامه 1 یا 1.2 می باشد.

09- مقدار ضریب بار مرده Sds که برای ساخت ترکیب بار مناسب با نوع خطر لرزه پذیری داده میشود.

$(0.9-0.2Sds)D \pm \rho E$

$(1.2+0.2Sds)D + L \pm \rho E$

$(1.2+0.2Sds)D + L + 0.2S \pm \rho E$

اگر سازه در منطقه با خطر لرزه پذیری زیاد ومتوسط و کم باشید مقدار Sds برابر با صفر می باشد و اگر سازه در منطقه خطر پذیری خیلی زیاد قرار گیرد مقدار آن برابر است با $0.21I$ که I ضریب اهمیت سازه می باشد.

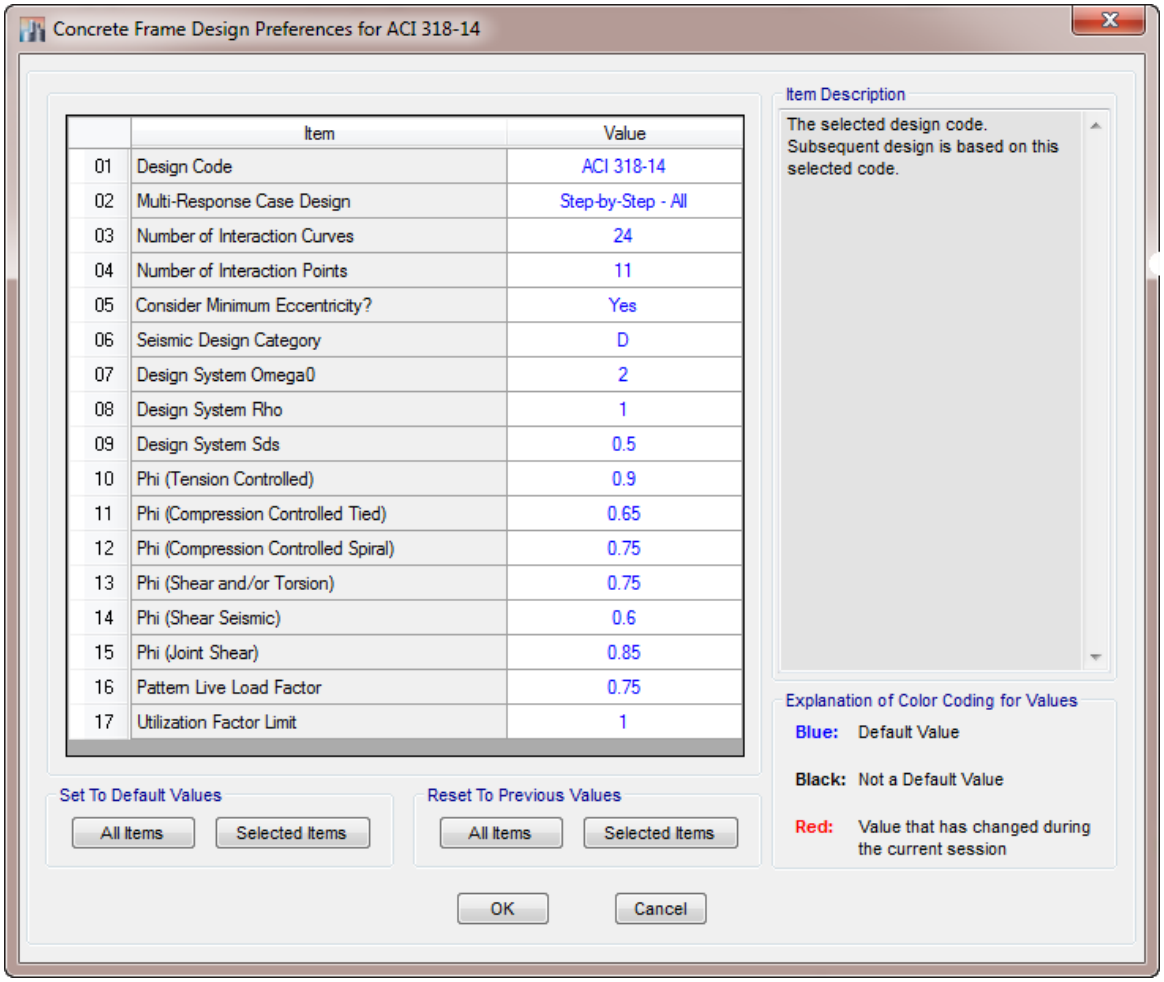
نکته مهم : اگر نخواهید از ترکیب بارهای نرم افزار استفاده نمایید نیازی به تنظیم این گزینه و گزینه ρ نمی باشد.

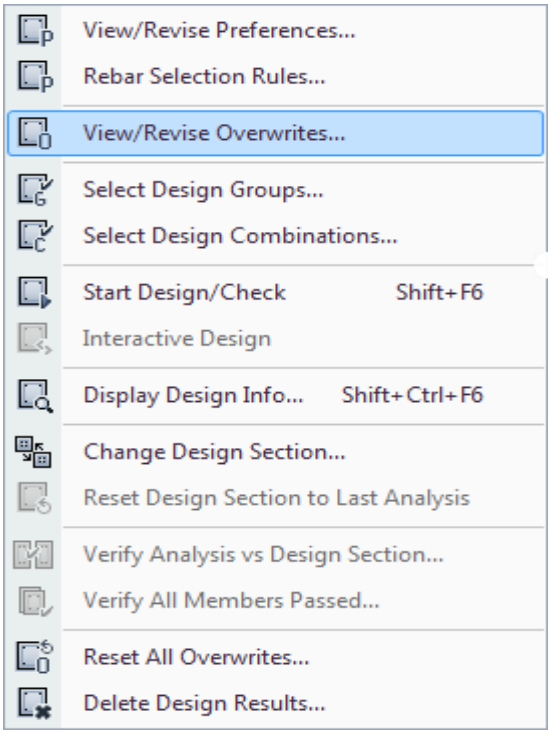
از 10 تا 15 ضرائب تقلیل میباشند که مطابق هر آیین نامه مشخص میگردد. پیش فرض مناسب است.

16- ضریب بار زنده در ترکیب بارها.

17- مقدار نیروی ستون به ظرفیت است که این مقدار زمانی به کار می آید که ستون ها با گزینه check در ساخت مقاطع باشند. عدد 1 بسیار مناسب است.

بقیه گزینه ها نیازی به تغییر ندارند و پیش فرض مناسب است.





تنظیمات اولیه قبل از طراحی سازه های بتنی :

ابتدا کلیه مقاطع تیرها و ستونهایی را که میخواهیم نسبت دهیم را انتخاب می کنیم . سپس به منوی Design رفته و گزینه Concrete Frame Design را زده و گزینه View /Revise Overwrites را انتخاب نمایید .

01- Current Design Section : انتخاب مقاطع طراحی المان های خطی. نیازی به تغییر نیست.

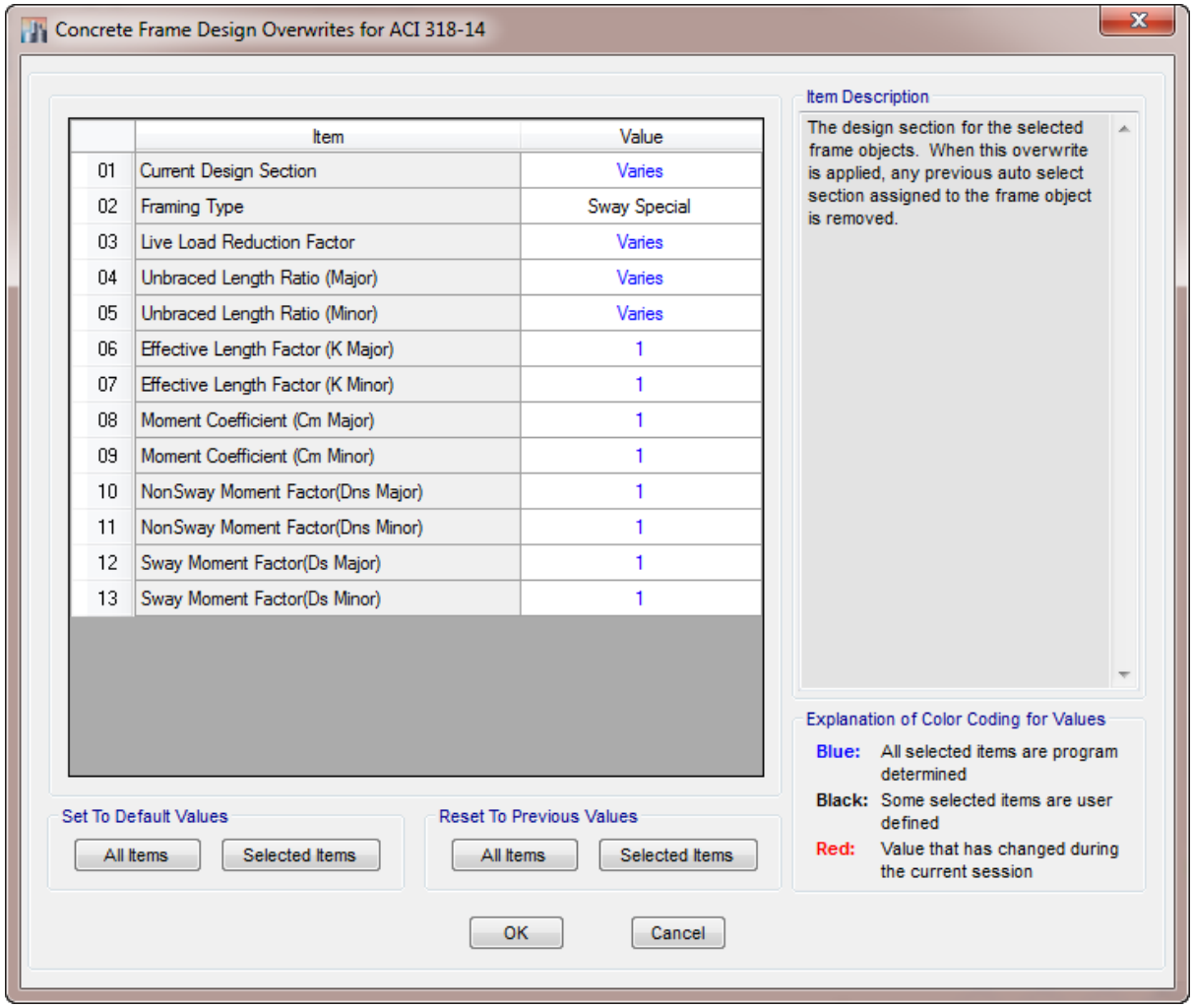
02- انتخاب نوع شکل پذیری

الف- Sway Special : قاب خمشی بتنی با شکل پذیری ویژه

ب- Sway Intermediate : قاب خمشی بتنی با شکل پذیری متوسط

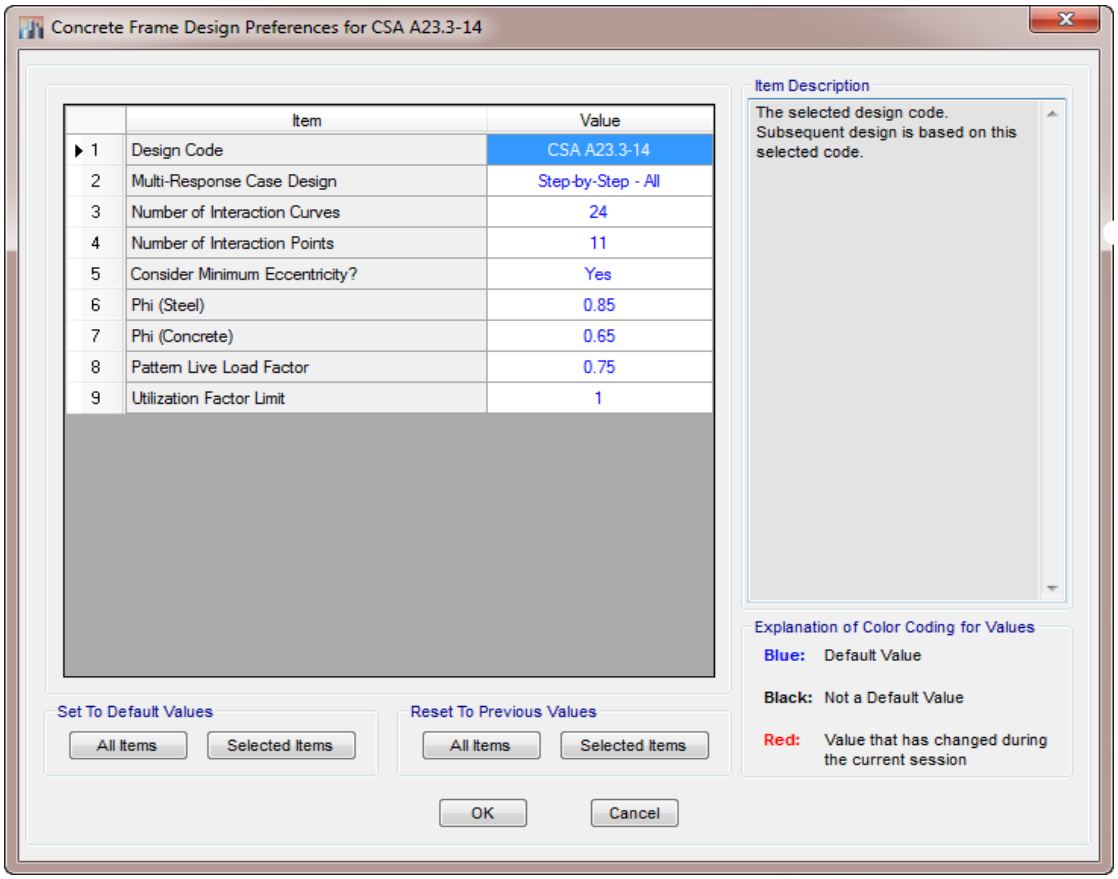
ج- Sway Ordinary : قاب خمشی بتنی با شکل پذیری عادی

بقیه گزینه ها نیازی به تغییر ندارند و مطابق با پیش فرض قابل قبول می باشند.



تنظیمات آیین نامه کانادا برای طراحی سازه های بتنی CSA A23.3-14 :

مطابق با پیش فرض قابل قبول می باشد.



تنظیمات قبل از طراحی آیین نامه کانادا :

تیر و ستون های مورد نظر را انتخاب نمایید و از گزینه Framing Type نوع شکل پذیری سازه را انتخاب نمایید.

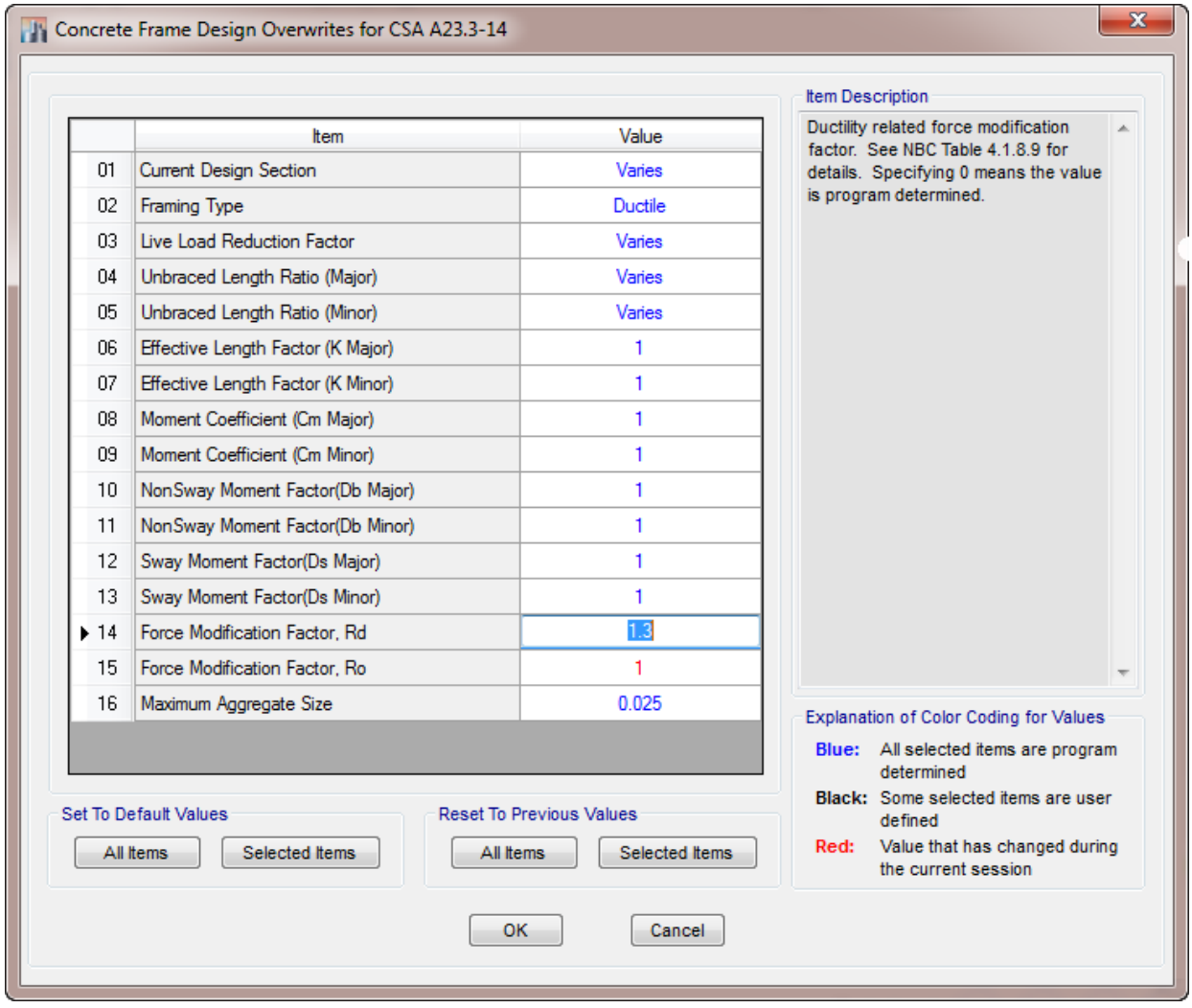
Conventional : شکل پذیری عادی

Moderate : شکل پذیری متوسط

Ductile : شکل پذیری زیاد

و در ردیف 14 مقدار Rd را برابر 1.3 و در ردیف 14 مقدار Ro را برابر 1 قرار دهید تا عدد محاسبه شده برای قاب های سطح شکل پذیری متوسط مطابق با فرمول 2 شود. بری محاسبه نیروی برشی در اعضاء که باید نیروی زلزله دوبرابر شود. آیین نامه کانادا از فرمول زیر استفاده می کند :

$$\frac{Rd \,.Ro}{1.3}$$



در آیین نامه کانادا CSA برای قاب های خمشی با شکل پذیری زیاد از مقاومت برشی بتن صرفنظر نخواهد شد ولی در آیین نامه آمریکا ACI مقاومت برشی بتن را صفر درنظر میگیرد.

در نسخه های قدیم ETABS در آیین نامه کانادا CSA ، نرم افزار طراحی آرماتورهای پیچشی را انجام نمی دهد ولی در ورژن 2015 این کار را انجام می دهد.

نتیجه گیری مقایسه آیین نامه های ACI و CSA و مبحث نهم مقررا ملی 1392 :

- **نتایج در طراحی پیچش آیین نامه کانادا با مبحث نهم تشابه خیلی خوبی دارد.**
- **نتایج در طراحی برشی تیرها و ستون ها اختلاف محسوسی در آیین نامه کانادا و مبحث نهم دیده می شود. بخصوص در قابهای شکل پذیری زیاد. آیین نامه کانادا نسبت به آمریکا و ایران سنگین تر گزارش می دهد.**

- **نتایج طراحی خمشی تیرها در آیین نامه کانادا و مبحث نهم تشابه خوبی دارند و در آیین نامه آمریکا کمی سنگین تر گزارش می شود.**
- **کنترل ضابطه برش در ناحیه اتصال در آیین نامه کانادا برای دو سطح شکل پذیر متوسط و زیاد انجام میگیرد ولی در مبحث نهم فقط برای قاب های شکل پذیر زیاد مورد نیاز است که باید نتایج قاب های شکل پذیر متوسط را نادیده گرفت.**
- **ضابطه ستون قوی – تیر ضعیف در آیین نامه آمریکا تشابه بیشتری به مبحث نهم ایران دارد.**
- **در آیین نامه کانادا CSA برای قاب های خمشی با شکل پذیری زیاد از مقاومت برشی بتن صرفنظر نخواهد شد ولی در آیین نامه آمریکا ACI مقاومت برشی بتن را صفر درنظر میگیرد.**

نتایج حاصل از طراحی ETABS 2015 :

نرم افزار کلیه مقادیر آرماتورهای خمشی ، پیچشی و برشی را برای تیرها و ستونها محاسبه میکنید و ما باید این آرماتورها را مطابق با ضوابط آیین نامه کنترل نماییم و تعداد آنها را بدست آوریم.

1- آرماتورهای طولی تیرها :

همانطور که میدانیم ما برای تیرها فقط مقطع با ابعاد تعرف میکنیم و هیچگونه آرماتوری تعریف نمیکنیم.
نرم افزار بر اساس مقطع مقدار آرماتور طولی را در سه مقطع ابتدا ، وسط و انتها در بالا و پایین تیر به ما نشان میدهد.
حال با توجه به شکل پذیری قاب ضوابط را کنترل می نماییم.

-کنترل مقدار درصد آرماتور ماکزیمم
- کنترل مقدار درصد آرماتور مینیمم (حداقل)
- پیشنهاد مبحث نهم : اگر سطح مقطع فولاد کششی محاسبه شده کمتر از حداقل های پیشنهاد شده باشد، در همه حالات شکل پذیری میتوان از 1.33 برابر آرماتور کششی محاسبه شده به عنوان آرماتور حداقل استفاده نمود.

$$\rho_{min} = max\left[\frac{1.4}{f_y}, \frac{0.25\sqrt{f_c}}{f_y}\right]$$

$\rho_{min} = \frac{4}{3}\ As$ محاسباتی

$\rho_{max} = 0.025$

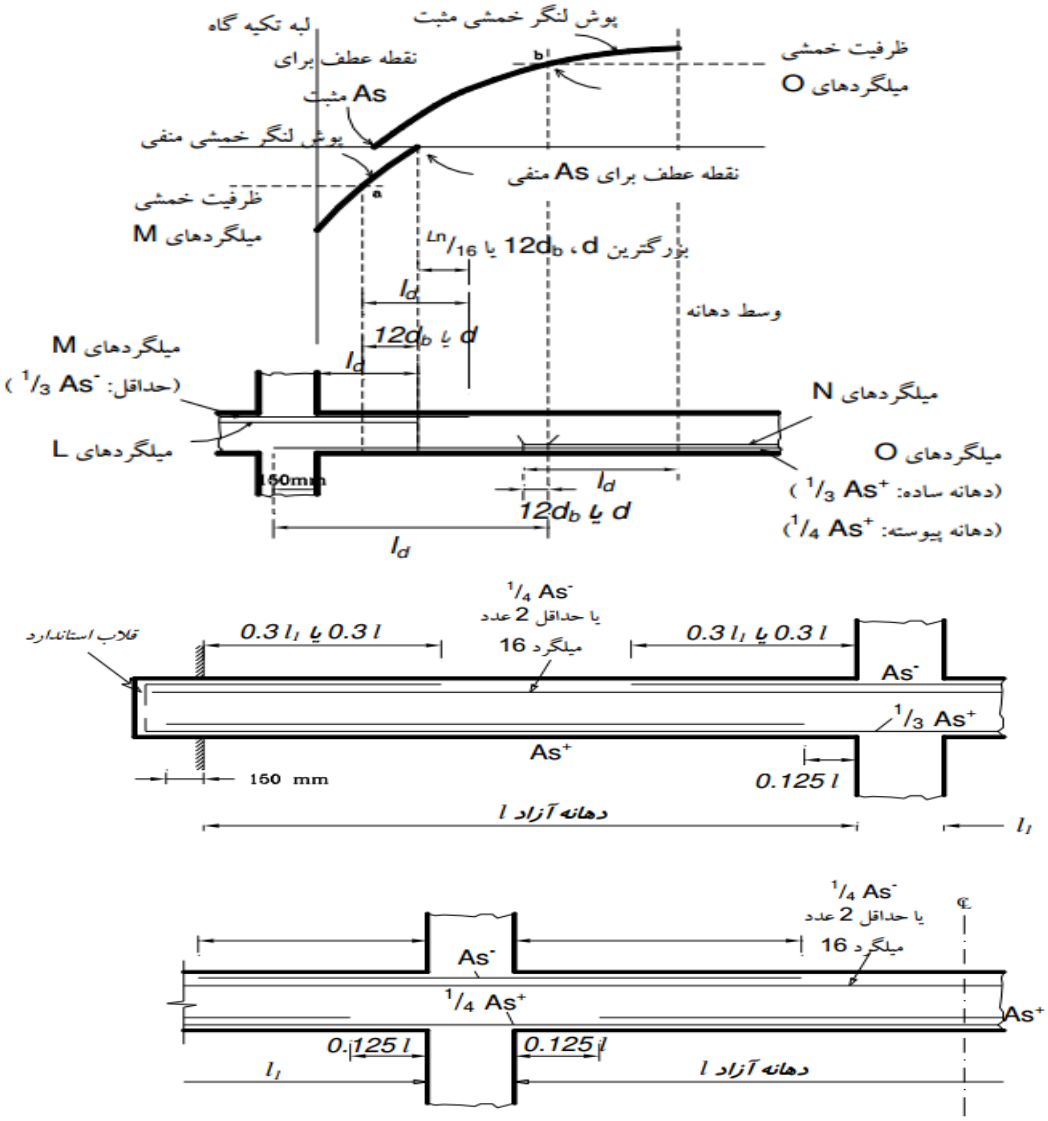
- حداقل دو میلگرد با قطر مساوی یا بزرگتر از 12 میلیمتر هم در پایین و هم در بالای مقطع در سراسر طول ادامه یابد.

برای مشاهده میزان آرماتورهای طولی بعد از آنالیز و طراحی به منوی Design رفته و گزینه Concrete Frame Design را زده و گزینه Display Design Info را انتخاب می نماییم.
در پنجره باز شده Design Output را انتخاب کرده و گزینه Longitudinal Reinforcing را میزنیم.
حال میتوان بر روی تیرها مقدار مساحت میلگرد ها (As) را مشاهده نمود.

به طور معمول میتوان ابتدا مقدار آرماتور داده شده در وسط تیر را انتخاب نمود و آنرا به عنوان آرماتور سرتاسری قرار می دهیمو (هم در بالا و هم در پایین) . اینجوری دیگر در ایستگاه وسط نیازی به آرماتور تقویتی پیدا نخواهیم کرد. حال میرویم سراغ ایستگاه های گوشه. اگر مقدار آرماتور ایستگاه های گوشه کمتر از وسط بود که همین آرماتور وسط را در سرتاسر قبول می کنیم و لی در صورتی که مقادیر گوشه بیشتر از وسط بود آنرا از مقدار وسط کسر میکنیم و هرچه باقی ماند را به عنوان آرماتور تقویتی در گوشه ها قرار میدهیم.

نکته : دقت شود که مقادیر حداقل و همچنین حداقل دومیلگرد 12 در بالا و پایین را مطابق با ضوابط رعایت کنید.

مقدار طول آرماتورهای تقویتی در گوشه ها را یا از منحنی قطع تئوری دقیق و یا راه ساده تر از شکل داده شده ، میتوان بدست آورد.



در ابتدا یک سایز میلگرد درنظر بگیرید و سپس تعداد آرماتورهای تیر را محاسبه نمایید.

$$N=\frac{A_S}{A_S\ \emptyset}=\frac{\text{مساحت میلگرد ایتبز}}{\text{مساحت میلگرد درنظر گرفته شده}}$$

n : تعداد آرماتور

نکته : برای جلوگیری از تراکم میلگردها حتما از سایز میلگرد استفاده شود.

نکته : سایزی را باید انتخاب نمود که حداقل و حداکثر فاصله بین میلگردها رعایت شود.

فواصل میلگردهای طولی در اعضاء خمشی (تیرها) :

محدودیت فاصله میلگردها:

۱–فاصله آزاد بین هر دومیلگرد موازی واقع در یک سفره نبایداز موارد زیر کمتر باشد

الف–قطر میلگرد بزرگتر.

ب–۲۵میلیمتر.

ج–۱.۳۳برابر قطر بزرگترین سنگدانه بتون .

۲–در اعضای تحت فشار وخمش فاصله محور تا محور میلگردهای طولی از هم نباید بیشتر از ۲۰۰میلیمتر باشد.

۳ – در صورتی که از میلگردهای موازی در چند سفره استفاده گردد فاصله آزاد بین هردوسفره نباید از ۲۵میلیمتر واز قطر بزرگترین میلگرد کمتر باشد.

۴–در اعضای فشاری با خاموت های بسته یا دور پیچ فاصله آزاد بین هر دو میلگرد طولی نباید از ۱.۵برابرقطر بزرگترین میلگرد و از ۴۰ میلیمتر کمتر باشد.

نکته مهم : نرم افزار قادر خواهد بود مقدار حداقل آرماتور تیرها را ، 1.33 برابر مساحت آرماتور محاسبه شده لحاظ نماید. به همین دلیل ممکن است در ایستگاه هایی مقدار As داده شده از مقدار As min محاسبه شده کمتر باشد و این دلیل اشتباه بودن محاسبات نرم افزار نمی باشد. میتوان دقیقا همین مقدار آرماتور را در مقطع قرار داد.

نکته : مقدار طول قطع آرماتور تقویتی محاسبه شده بدون احتساب طول فرورفتن آرماتورها در ستون ها و همچنین خم انتهایی است. پس باید این مقادیر را به طول قطع اضافه نمود.

2- آرماتور طولی پیچشی مورد نیاز :

خوشبختانه نرم افزار ایتبز قادر به محاسبه آرماتورهای مورد نیاز طولی پیچشی می باشد.
برای مشاهده این آرماتورها بعد از آنالیز و طراحی به منوی Design رفته و گزینه Concrete Frame Design را زده و گزینه Display Design Info را انتخاب می نماییم.
در پنجره باز شده Design Output را انتخاب کرده و گزینه Torsion Reinforcing را میزنیم. حال بر روی تیرها در سه ایستگاه در بالا و پایین مقادیری را نمایش میدهد. دقت شود مقادیر پایین مربوط به آرماتور پیچشی طولی میباشد (At) و مقادیر بالا مربوط به آرماتور پیچشی عرضی میباشد (At/s).
آرماتورهای پیچشی طولی محاسبه شده به آرماتورهای خمشی اضافه میشوند.

باید مطابق با ضوابط گفته شده رعایت فواصل آرماتورهای پیچشی نیز انجام گردد.
حداکثر فاصله آرماتور پیچشی طولی 30 سانتیمتر می باشد و اگر تعداد آنها زیاد باشند باید به طور یکنواخت در هر چهاروجه داخلی خاموت بسته توزیع شوند.
باید حداقل یک آرماتور طولی پیچشی در هر گوشه از خاموتها قرار گیرد.
باید حداقل فاصله بین آرماتورهای طولی (پیچشی و خمشی) رعایت شود.
سعی میکنیم آرماتورهای طولی پیچشی را در دورترین فاصله از تار خنثی قرار دهیم.

دقت شود در کلیه اعضاء پیچش قابل ملاحظه نخواهد بود و نرم افزار مقادیر آرماتورهای پیچشی را صفر نشان میدهد. معمولا پیچش قابل ملاحظه ای در تیرهای متصل به طره هایی که از نوع دال طراحی می شوند ، ایجاد خواهد شد.

از فرمول گفته شده تعداد آرماتورها را محاسبه نموده و اضافه مینماییم به مقطع. بهتر است که آرماتورهای پیچشی زوج باشند و در بالا و پایین ، چپ و راست مقطع به صورت مساوی تقسیم شوند :

n : تعداد آرماتور

$$n=\frac{A_S}{A_S\,\emptyset}=\frac{\text{مساحت میلگرد ایتبز}}{\text{مساحت میلگرد درنظر گرفته شده}}$$

مقدار میلگرد عرضی (خاموت برشی و پیچشی) :

از فرمول زیر میتوان مجموع آرماتور عرضی مورد نیاز را محاسبه نمود :

$$\left(\frac{A_{Total}}{S}\right) = \left(\frac{A_v}{S}\right) + 2\left(\frac{A_t}{S}\right)$$

A_{Total} : سطح مقطع شاخه های قائم خاموت بسته (برش و پیچش)

دقت شود که در پیچش مساحت یک ساق از خاموت تاثیر گذار است و در برش مساحت تمام ساق های قائم.

*****روش اول : در این روش ابتدا یک سایز میلگرد را درنظر میگیریم و با توجه به نتایج گزارش شده از نرم افزار از فرمول بالا مقدار S فاصله بین خاموتها را برای نواحی عادی و نواحی بحرانی (ناحیه ویژه) محاسبه مینماییم.**

*****روش دوم : در پایین توضیح داده شده است.**

مقادیر $\left(\frac{A_v}{S}\right)$ گزراش شده از ایتبز در سه قسمت نشان داده می شود. ابتدا و انتها (نواحی ویژه) و در وسط (ناحیه معمولی).

در روش اول مثلا ابتدا میلگرد شماره 10 را انتخاب می نماییم و با فرمول زیر مقدار S خاموت برشی را در صورت نیاز محاسبه می کنیم.

ناحیه ویژه $\left(\frac{A_v}{S}\right)_{Etabs} = 2\left(\frac{A_{\emptyset 10}}{S}\right) \rightarrow$ Sویژه √

ناحیه عادی $\left(\frac{A_v}{S}\right)_{Etabs} = 2\left(\frac{A_{\emptyset 10}}{S}\right) \rightarrow$ Sعادی √

حال مقدار پیچش را در تیر مورد نظر که در بالا مقدار فاصله خاموت برشی را محاسبه کردیم را از گزارش نرم افزار برمیداریم و آنرا در فرمول بالا قرار میدهیم و A_{Total} را محاسبه میکنیم.

$$\left(\frac{A_{Total}}{S}\right) = \left(\frac{A_v}{S}\right) + 2\left(\frac{A_t}{S}\right)$$

حال با توجه با این نکته که در برش تعداد ساقهای قائم تاثیر گذارند و در پیچش فقط یک سایز میتوانیم از فرمول زیر مقدار فاصله نهایی بین خاموتهای عرضی (برشی و پیچشی) را بدست آورد :

$$n\left(\frac{A_{\emptyset 10}}{S}\right) = \left(\frac{A_{Total}}{S}\right) \rightarrow$$

$$\text{فاصله بین خاموتها } S = n\left(\frac{A_{\emptyset 10}}{A_{Total}}\right)$$

n: تعداد ساق های قائم (که در یک خاموت بسته برابر با دو می باشد)

نکته مهم : باید فاصله بدست آمده را به صورت اجرایی محاسبه کرد. برای این کار در برخی موارد لازم میشود که تعداد ساقها را افزایش دهید تا فاصله S افزایش یابد.

طراحی آرماتورهای عرضی پیچشی در تیرها :

در طرح خاموتها یا آرماتورهای عرضی باید دقت داشت که خاموتها هم باید پیچش را تحمل نمایند و هم برش.

فقط خاموت های بسته در پیچش کارایی دارند و سنجاقک ها و رکابی ها و ... که بسته نباشند در پیچش کارایی ندارند.

برای مشاهده مساحت مورد نیاز خاموت پیچشی بعد از آنالیز و طراحی به منوی Design رفته و گزینه Concrete Frame Design را زده و گزینه Display Design Info را انتخاب می نماییم.
در پنجره باز شده Design Output را انتخاب کرده و گزینه Torsion Reinforcing را میزنیم. حال بر روی تیرها در سه ایستگاه در بالا و پایین مقادیری را نمایش میدهد. دقت شود مقادیر پایین مربوط به آرماتور پیچشی طولی میباشد (At) و مقادیر بالا مربوط به آرماتور پیچشی عرضی میباشد $\left(\frac{A_t}{S}\right)$.

***** روش دوم برای محاسبه آرماتور پیچشی این است که ابتدا بر اساس فاصله حداکثر و سایز آرماتور عرضی پیچشی ، نسبت At/s را محاسبه کنیم و سپس آن مقدار را با مقادیر نرم افزار مقایسه نماییم.**

مقدار حداکثر فاصله خاموتهای پیچشی از رابطه زیر محاسبه میشود :

$$S_{max} = \min\left(\frac{P_h}{8}, 300\right)$$

P_h : محیط سطح محصور شده به وسیله محورهای اضلاع خامت بسته پیچشی بیرونی مقطع.

به طور مثال در مقطع 50*50 : اگر کاور را 5 سانتیمتر درنظر بگیریم داریم :

$$P_h = (40+40)*2$$

یک میلگرد درنظر میگیریم مثلا میلگرد نمره 10 و سپس مقدار (At/Smax) را محاسبه میکنیم. مقادیر نرم افزار باید از این مقدار کمتر باشند.

At : مساحت یک ساق

اگر در نرم افزار نسبت At/s را صفر گزارش کرد ، دیگر نیازی به آرماتور عرضی پیچشی نداریم.

به نکات زیر دقت نمایید :

فاصله این آرماتورها نباید بیش از ۳۰۰میلیمتر از یکدیگر بوده وباید دور تا دور مقطع داخل محیط خاموت بسته پیچشی به طور یکنواخت به نحوی توزیع شوند که حداقل یک میلگرد طولی به قطر معادل $\frac{s}{16}$ یا بیشتر در هرگوشه خاموتهای پیچشی قرار بگیرد.

۱-خاموت های بسته ودورپیچهای پیچشی باید تا فاصله d از دورترین تار فشاری در مقطع ادامه یافته وطبق ظوابط مهار گردند.

۲- باید تمام میلگردهای پیچشی(فولادهای طولی بعلاوه خاموتهای بسته و یا دور پیچها) حداقل در طولی برابر بزرگترین بعد عضو که دیگر نیاز به مقاومت پیچشی نیست ادمه یافته ومهار شوند.

طراحی آرماتور عرضی برشی در تیرها :

نرم افزار مقدار Av/S را نشان میدهد و در ابتدا باید سهم پیچش را از این مقدار کم کرد.

برای مشاهده مساحت مورد نیاز خاموت پیچشی بعد از آنالیز و طراحی به منوی Design رفته و گزینه Concrete Frame Design را زده و گزینه Display Design Info را انتخاب می نماییم.
در پنجره باز شده Design Output را انتخاب کرده و گزینه Shear Reinforcing را میزنیم. حال بر روی تیرها در سه ایستگاه در بالا را نمایش میدهد. دقت شود مقادیر بالا مربوط به آرماتور پیچشی عرضی میباشد (Av/S).

مطابق با ضوابط مبح نهم باید در مقطع حداقل مقدار آرماتور برشی تامین گردد که مقدار آن از فرمول زیر محاسبه می شود :

$$A_{sv\min} = ۰/۰۶\sqrt{f_c}\,\frac{b_w S_n}{f_{yv}}$$

*****روش دوم محاسبه خاموتهای برشی به این شکل است که در ابتدا مقدار S را برای دو حالت ویژه و معمولی از ضوابط آیین نامه محاسبه مینماییم (d/2 و d/4) و یک میلگرد را درنظر میگیریم (همان میلگرد پیچش) مثلا نمره 10 .**

حال مقدار $\left(\frac{A_v}{S}\right)$ را برای نواحی معمولی و ویژه محاسبه می نماییم. این مقادیر باید از مقدار حداقل زیر بیشتر باشند.

$$\left(\frac{A_v}{S}\right)_{\min}=0.35\frac{b_w}{f_y}$$

A_v مساحت دو ساق میلگرد خاموت

b_w عرض مقطع تیر

fy مقاومت مشخصه آرماتورهای برشی

S : فاصله بین آرماتورهای برشی که از ضوابط آیین نامه در ناحیه عادی و ناحیه ویژه محاسبه میگردد.

حال باید مقدار آرماتور برشی را با کسر نسبت سهم پیچشی نیز کنترل نماییم.

مقدار At/S را دوبرابر میکنیم که باید این مقدار از مقادیر محاسبه شده بزرگتر و یا برابر شود.

(مشخص است که این مقدار با مقدار برش در ناحیه عادی تیرها برابر میشود و در ناحیه ویژه جوابگو نخواهد بود و باید از خود مقدار $\frac{A_v}{S}$ ناحیه ویژه استفاده نمود.)

نرم افزار ETABS 2015 قادر است مقدار مستقیم A_{Total} راگزارش کند.

برای مشاهده A_{Total} بعد از آنالیز و طراحی به منوی Design رفته و گزینه Concrete Frame Design را زده و گزینه Display Design Info را انتخاب می نماییم.

در پنجره باز شده Design Output را انتخاب کرده و گزینه Shear Plus Torsion Reinforcing را میزنیم.

$$(\frac{A_{Total}}{S}) = (\frac{A_v}{S}) + 2(\frac{A_t}{S})$$

حال بر روی تیرها در سه ناحیه این مقدار را میتوانید مشاهده نمایید.

نکات و ضوابط آیین نامه :

خاموت تیرها در ساختمان ها با شکل پذیری متوسط :

-در تیرها (اعضای خمشی) در طول قسمت های بحرانی باید از خاموت بسته مطابق با شرایط زیر به کارر برده شود. طول بحرانی عبارت است از :

الف) در طولی معادل دوبرابر ارتفاع مقطع از بر تکیه گاه به سمت وسط دهانه

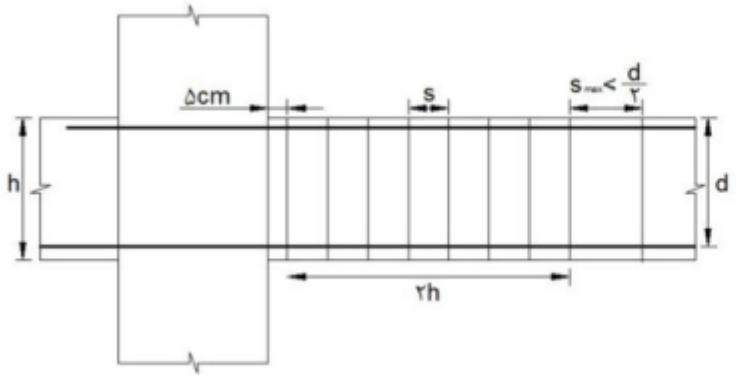
ب)در طولی که در آن برای تامین ظرفیت خمشی مقطع به آرماتور فشاری نیز باشد.

-قطر خاموت ها کمتر از 8 میلیمتر نباشد.

-فاصله خاموت ها از یکدیگر بیشتر از مقادیر : 1/4 طول ارتفاع موثر مقطع، 8 برابر قطر کوچکترین آرماتور طولی، 24 برابر قطر خاموت ها و 300 میلیمتر انتخاب نشود.

-فاصله اولین خاموت از بر تکیه گاه بیشتر از 50 میلیمتر نباشد.

-فاصله خاموت های معمولی در طول تیر نباید از یکدیگر بیشتر از نصف ارتفاع موثر مقطع باشند.



$$s \le \begin{cases} \frac{۱}{۴} \times d \\ \text{قطر کوچکترین آرماتور طولی} \times ۸ \\ \text{قطر خاموت ها} \times ۲۴ \\ ۳۰۰mm \end{cases}$$

خاموت تیرها در ساختمان ها با شکل پذیری زیاد :

-در تیرها (اعضای خمشی) در طول قسمت های بحرانی ، آرماتور عرضی (خاموت) باید از نوع تنگ ویژه باشد.

طول بحرانی عبارت است از :

الف) در طولی معادل دوبرابر ارتفاع مقطع از بر تکیه گاه به سمت وسط دهانه

ب)) در طولی معادل دوبرابر ارتفاع مقطع در دو سمت مقطعی که در آن امکان تشکیا مفصل پلاستیک و در اثر تغییر مکان جانبی غیر الاستیک قاب وجود داشته باشد.

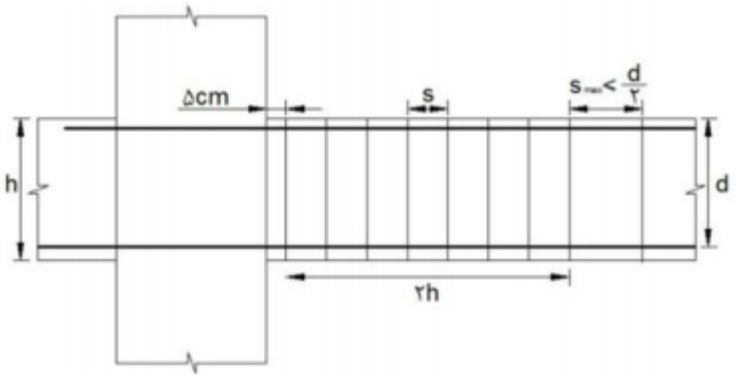
پ)در طولی که در آن برای تامین ظرفیت خمشی مقطع به آرماتور فشاری نیز باشد.

-قطر خاموت ها کمتر از 8 میلیمتر نباشد.

-قطر تنگ ها کمتر از 8 میلیمتر نباشد.

-فاصله تنگ ها از یکدیگر بیشتر از مقادیر : 1/4 طول ارتفاع موثر مقطع، 8 برابر قطر کوچکترین آرماتور طولی، 24 برابر قطر خاموت ها و 300 میلیمتر انتخاب نشود.

-فاصله اولین تنگ از بر تکیه گاه بیشتر از 50 میلیمتر نباشد.



$$s \le \begin{cases} \frac{1}{4} \times d \\ \text{قطر کوچکترین آرماتور طولی} \times 8 \\ \text{قطر خاموت ها} \times 24 \\ 300mm \end{cases}$$

توجه : مطابق با مبحث نهم و آیین نامه ACI 318-14 استفاده از وصله پوششی آرماتورهای طولی در تیرها به جزء در نواحی ویژه آنها و نواحی اتصال تیر به ستون امکان پذیر است به شرطی که در تمام طول وصله آرماتورهای طولی خمشی تیرها ، از تنگ بسته و یا دورپیچ استفاده شده باشد.
فواصل بین آرماتورهای عرضی در این نواحی نباید بیشتر از نصف عمق موثر مقطع d/2 و یا بیشتر از 100 میلیمتر انتحاب شود.

نکته : مطابق با آیین نامه مبحث نهم ویرایش 1392 در تکیه گاه های عضو خمشی ساختمانهای بتنی با شکل پذیری متوسط، مقاومت خمشی مثبت نباید از یک سوم مقاومت خمشی منفی همان تکیه گاه کمتر باشد. این ضابطه بدین معنی است که در تکیه گاه های تیرهای بتنی مقدار میلگردهای تحتانی حداقل یک سوم مقدار میلگردهای فوقانی باشد.

طراحی آرماتور ستون ها در ETABS 2015 :

باید دقت داشت مطاق با آیین نامه ضوابط آرماتورهای طولی و آرماتورهای عرضی را کنترل نمود و این کنترل در صورتی انجام میشود که در ساخت مقاطع ستونها نوع مقطع to be design انتخاب شده باشد.

اگر از مقاطع to be checked استفاده کنید دیگر نیازی به مراحل زیر نمی باشد .

الف ـ آرماتورهای طولی ستون ها :

پس از آنالیز و طراحی سازه در ابتدا باید درصد میلگردها را مطابق با ضوابط آیین نامه کنترل نماییم.

برای مشاهده درصد آرماتور از منوی Design گزینه Concrete Frame Design > Display Design info را زده و از کشوی Design Output گزینه Longitudinal Reinforcing مقدار آرماتور طولی و گزینه Rebar Percentage درصد میلگرد طولی را نمایش خواهد داد.

حداقل درصد آرماتور طولی در ستونها برابر با 1 درصد سطح مقطع ناخالص ستون می باشد.

در ستونها با خاموت بسته یا دورپیچ ، فاصله آزاد بین هر دومیلگرد طولی نباید از 1.5 برابر قطر بزرگترین میلگرد و نه از 40 میلیمتر، کمتر باشد.

حداقل فاصله بین میلگردهای طولی = Max (1.5db , 40 mm)

ضوابط میلگرد طولی ستونها در ساختمانهای با شکل پذیری متوسط :

ـدر ستونها نسبت آرماتور طولی نباید کمتر از یک درصد و بیشتر از 4.50 درصد درنظر گرفته شود.مقدار آرماتور در محل وصله ها باید حداکثر برابر 6 درصد درنظر گرفته شود. در مواردی که آرماتور از نوع فولاد S400 است، نسبت آرماتور در خارج از محل وصله ها به حداکثر 3 درصد محدود می شود.

ـفاصله محور تا محور میلگردهای طولی از یکدیگر نباید بیشتر از 200 میلیمتر باشد.

ضوابط ستونها در ساختمانهای با شکل پذیری زیاد :

-در این اعضاء نسبت آرماتور طولی نباید کمتر از یک درصد و بیستر از 6 درصد درنظر گرفته شود. مقدار آرماتور در محل وصله ها باید حداکثر برابر 6 درصد درنظر گرفته شود. در مواردی که آرماتور از نوع فولاد S400 است، نسبت آرماتور در خارج از محل وصله ها به حداکثر 4.5 درصد محدود می شود.

-فاصله محور تا محور میلگردهای طولی از یکدیگر نباید بیشتر از 200 میلیمتر باشد.

-استفاده از وصله پوششی در میلگردهای طولی فقط در نیمه میانی ستون مجاز است.طول پوشش این وصله ها باید برای وصله کششی درنظر گرفته شود.

-وصله های جوشی و مکانیکی به شرطی مجاز است که وصله میلگردها در هر مقطع یک در میان انجام شود و فاصله وصله ها در میلگردهای مجاز یکدیگر ، در امتداد طول ستون ، کمتر از 600 میلیمتر نباشد.

برای کنترل درصد میلگردها در نرم افزار ETABS از همان گزینه Rebar Percentage استفاده می کنیم.

ب- طراحی میلگردهای عرضی یا برشی ستون ها :

فاصله بین آرماتورهای عرضی :

حالت 1 – نیروی برشی نهایی وارده از نصف مقاومت برشی مقطع بتن بیشتر باشد

$$V_u \geq 0.5 \phi V_c$$

باید از آرماتور حداقل برشی با ضوابط زیر استفاده نمود :

- **حداکثر فاصله آرماتورهای عرضی در راستای محور عمودی عضو ، نباید بیشتر از d/2 لحاظ شود (d : ارتفاع موثر مقطع)**

- **اگر مقدار نیروی برشی نهایی Vu بیشتر از 0.125 Øc fc bw d باشد ، مقدار حداکثر فاصله بین آرماتورهای عرضی به d/4 کاهش می یابد.**

حالت 2 – نیروی برشی نهایی وارده از نصف مقاومت برشی مقطع بتن کمتر باشد

$$Vu \leq 0.5 \, \emptyset \, Vc$$

باید از آرماتور حداقل برشی با ضوابط زیر استفاده نمود :

حداکثر فاصله بین آرماتورهای عرضی در ستونها باید حداقل مقادیر زیر درنظر گرفته شود :

- **12 برابر قطر کوچکترین آرماتور طولی ستون**
- **36 برابر قطر آرماتور عرضی درستون**
- **کوچکترین بعد عرض فشاری**
- **250 میلیمتر**

ضوابط عمومی :

قطر خاموت ها نباید کمتر از :

الف)1/3 قطر بزرگترین میلگرد طولی با قطر حداکثر 30 میلیمتر

ب)10 میلیمتر برای میلگردهای طولی با قطر بیش از30 میلیمتر و نیز برای گروه میلیگردهای در تماس

-قطر خاموت ها نباید از 8 میلیمتر کمتر باشد.

فاصله هر دو خاموت متوالی از هم نباید از هیچ یک از مقادیر زیر بیشتر باشد :

الف) 12 برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی اعم از اینکه منفرد باشد یا عضوی از گروه میلگردهای در تماس بشمار آید.

ب) 36 برابر قطر میلگرد خاموت

پ) کوچکترین بعد عضو فشاری

ث) 250 میلیمتر

-در هر مقطع تعداد خاموت ها باید طوری باشد ک هر یک از میلگردهای زیر در گوشه یک خاموت با زاویه داخلی حداکثر 135 درجه قرار گیرد و به طور جانبی نگهداشته شود : (ضوابط سنجاقک ها)

الف) هر میلگردی که در گوشه های عضو واقع شود

ب) هر میلگرد غیر گوشه ای به صورت حداکثر یک در میان

پ) هر میلگردی که فاصله آزاد آن تا میلگرد نگهداری شده مجاور بیشتر از 150 میلیمتر باشد.

***** تمامی ضوابط مربوط به اندازه فواصل و محدودیت خاموت در مورد ستون ها باید برای میلگردهای فشاری تیرها (اعضای خمشی) رعایت گردد.**

ضوابط خاموت ستون ها برای ساختمان ها با شکل پذیری متوسط :

در دو انتهای ستون به طول l_0 (ناحیه بحرانی) باید آرماتور عرضی بسته به کار برده شود. طول l_0 (ناحیه بحرانی) برابر است با :

الف)1/6 ارتفاع آزاد ستون

ب) ضلع بزرگتر مقطع مستطیلی شکل ستون یا قطر مقطع دایره ای شکل ستون

پ) 450 میلیمتر

آرماتور عرضی مورد نیاز دز طول l_0 (ناحیه بحرانی) باید دارای قطر حداقل 8 میلیمتر بوده و فواصل آنها از یکدیگر در صورتی که به صورت خاموت بسته به کار روند، باید کمتر از مقادیر زیر باشد :

الف) 8 برابر قطر کوچکترین میلگرد ستون

ب) 24 برابر قطر خاموت

پ) نصف کوچکترین ضلع مقطع ستون

ت) 300 میلیمتر

- فاصله اولین خاموت از بر اتصال ستون به تیر نباید بیشتر از نصف فاصله خاموت ها درنظر گرفته شود.

برای خاموت های ناحیه عادی باید از ضوابط آرماتور عرضی عمومی استفاده نمود.

ضوابط خاموت ستون ها برای ساختمان ها با شکل پذیری زیاد :

در دو انتهای ستون به طول l_0 (ناحیه بحرانی) باید آرماتور عرضی ویژه بسته به کار برده شود. طول l_0 (ناحیه بحرانی) برابر است با :

الف)1/6 ارتفاع آزاد ستون

ب) ضلع بزرگتر مقطع مستطیلی شکل ستون یا قطر مقطع دایره ای شکل ستون

پ) 450 میلیمتر

مقدار آرماتور عرضی بر اساس ضوابط زیر محاسبه می شود :

در ستون های مربع مستطیل سطح مقطع کل تنگ های ویژه در هر امتداد، A_{sh} ، نباید کمتر از دو مقدار زیر باشد :

$$A_{sh} = 0.46 \left(S \times h_c \frac{f_{cd}}{f_{yh}} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right)$$

$$A_{sh} = 0.14 \left(S \times h_c \frac{f_{cd}}{f_{yh}} \right)$$

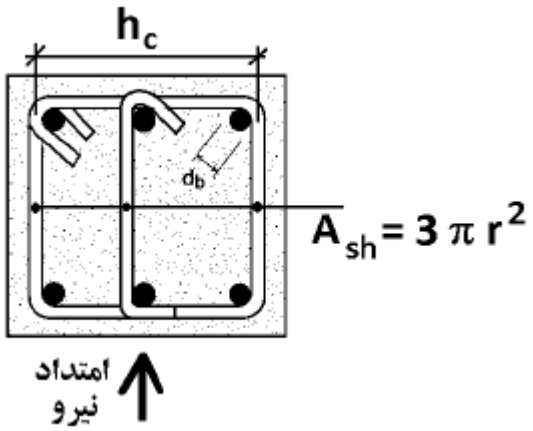
A_{ch} : مساحت قسمتی از مقطع که داخل میلگرد عرضی واقع شده است. این مساحت بر اساس اندازه پشت تا پشت میلگرد عرضی محاسبه می شود. (میلیمتر مربع)

A_g : سطح مقطع کل قطعه (میلیمتر مربع)

A_{sh} : سطح مقطع کل آرماتور عرضی، با احتساب رکابی های تک شاخه ای، در فاصله S در امتداد عمود بر بعد h_c .(میلیمتر مربع)

h_c : بعد مقطع ستون در جهت عرضی (محمر تا محور میلگردهای محصور کننده). (میلیمتر)

: فاصله بین سفره های میلگرد عرضی در امتداد محور Sطولی عضو. (میلیمتر)



-قطر میلگردهای عرضی نباید در ناحیه بحرانی کمتر از 8 میلیمتر باشد.

-فاصله سفره میلگردها از یکدیگر نباید بیشتر از مقادیر زیر باشد :

الف) 1/4 ضلع کوچکترین مقطع ستون

ب) 6 برابر کوچکترین قطر میلگرد

پ) 125 میلیمتر

ت) فاصله اولین خاموت از بر اتصال ستون به تیر نباید بیشتر از نصف فاصله خاموت ها درنظر گرفته شود.

ضوابط نواحی غیر بحرانی ستونها با شکل پذیری زیاد :

فاصله آرماتورهای عرضی نباید بیشتر از مقادیر زیر باشد :

الف- نصف ضلع کوچکتر مقطع مستطیلی شکل عضو

ب- نصف قطر مقطع دایره ای شکل عضو

پ- شش برابر قطر میلگرد طولی

ت- 200 میلیمتر

برای محاسبه میلگرد برشی در نرم افزار ETABS :

پس از آنالیز و طراحی سازه

برای مشاهده میلگرد برشی از منوی Design گزینه Concrete Frame Design > Display Design info را زده و از کشوی Design Output گزینه Shear Reinforcing را انتخاب کرده و مقدار A_v /s را بر روی ستونها مشاهده خواهید نمود. همانطور که مشاهده میگردد دو عدد نمایش داده می شود. عدد سمت راست مربوط به راستای 3 (y به صورت پیش فرض نرم افزار) و عدد سمت چپ مربوط به راستای 2 (x به صورت پیش فرض نرم افزار) می باشد.

برای محاسبه مقادیر برش ابتدا یک میلگرد را حدس میزنیم. مثلا میلگرد شماره 10 . سپس مساحت آنرا محاسبه می نماییم و با عدد گزارش شده از نرم افزار برابر قرار میدهیم.

X جهت $(\frac{A_v}{S})_{Etabs} = (\frac{A_{\emptyset 10}}{S}) \rightarrow$ **S √**

Y جهت $(\frac{A_v}{S})_{Etabs} = (\frac{A_{\emptyset 10}}{S}) \rightarrow$ **S √**

از مقادیر بالا باید مقدار حداقل را انتخاب نمود. نتیجه حاصله از بالا را نمیتوان به عنوان فاصله نهایی قبول کرد بلکه باید ضوابط آیین نامه را درنظر گرفت و حداقل نتیجه حاصله از ضوابط آیین نامه و نتایج بالا را در نقشه های اجرایی قرار داد.

در ابتدا باید حداقل مقدار ($\frac{A_v}{S}$) آیین نامه را محاسبه نمود. برای این کار فرمول ($\frac{A_{sh}}{S}$) را بدست می آوریم:

$$(\frac{A_{sh}}{S}) = \max \{ \ 0.46 (S\times \ h_c \ \frac{f_{cd}}{f_{yh}})(\frac{A_g}{A_{ch}}-1), 0.14 (S\times \ h_c \ \frac{f_{cd}}{f_{yh}}) \ \}$$

اگر ستون مربعی باشد $(\frac{A_{sh}}{S})$ **برای یک راستا کفایت میکند ولی اگر مستطیلی باشد باید برای دو راستا محاسبه شود.**

مقدار ($\frac{A_{sh}}{S}$) برای ناحیه بحرانی ستون (l_0) محاسبه می شود و فاصله خاموت های ناحیه ویژه را به ما میدهد.

(1) با توجه به آرماتور انتخابی نمره 10 و مقدار محاسبه شده $(\frac{A_{sh}}{S})$ از بالا ، مقدار S را از رابطه زیر بدست می آوریم :

$$(\frac{A_{sh}}{S}) = (\frac{\text{تعداد ساقها} * A_{\emptyset 10}}{S}) \rightarrow \text{S } \surd$$

(2) حال مقدار حداکثر فاصله خاموت ها در ناحیه ویژه را مطابق با فرمول های آیین نامه محاسبه می نماییم :

الف) 1/4 ضلع کوچکترین مقطع ستون

ب) 6 برابر کوچکترین قطر میلگرد

پ) 125 میلیمتر

مقدار فاصله برای نقشه های اجرایی برابر است با حداقل روابط (1) و (2) با توجه به رعایت نکات اجرایی .

مقدار ناحیه بحرانی l_0 را با توجه به ضوابط داده شده محاسبه می نماییم :

مقدر l_0 برابر است با حداکثر مقادیر زیر :

الف)1/6 ارتفاع آزاد ستون

ب) ضلع بزرگتر مقطع مستطیلی شکل ستون یا قطر مقطع دایره ای شکل ستون

پ) 450 میلیمتر

در آخر باید مقدار فاصله برای خاموت های خارج از ناحیه بحرانی (ناحیه عادی) را محاسبه نمود :.

اگر نرم افزار مقدار $(\frac{A_v}{S})$ را غیر صفر گزارش کند یعنی نیروی برشی طراحی از نصف مقاومت برشی بتن بیشتر است و باید از حالت اول در ضوابط عمومی آرماتور گذاری عرضی استفاده نمود. $Vu \geq 0.5 \emptyset Vc$

رعایت ضوابط لرزه ای نیز اجباری است.

شرایط عمومی $S_{max} = \frac{d}{2}$

شرایط لرزه ای برای قابهای شکل پذیری زیاد و متوسط برابر است با مقادیر زیر :

ضوابط میلگرد عرضی نواحی غیر بحرانی ستونها با شکل پذیری زیاد :

S_{max} برابر است با حداقل مقادیر زیر :

فاصله آرماتورهای عرضی نباید بیشتر از مقادیر زیر باشد :

الف- نصف ضلع کوچکتر مقطع مستطیلی شکل عضو

ب- نصف قطر مقطع دایره ای شکل عضو

پ- شش برابر قطر میلگرد طولی

ت- 200 میلیمتر

ضوابط میلگرد عرضی نواحی غیر بحرانی ستونها با شکل پذیری متوسط :

S_{max} برابر است با حداقل مقادیر زیر :

الف) 12 برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی اعم از اینکه منفرد باشد یا عضوی از گروه میلگردهای در تماس بشمار آید.

ب) 36 برابر قطر میلگرد خاموت

پ) کوچکترین بعد عضو فشاری

ث) 250 میلیمتر

مقدار فاصله S_{max} برابر است با حداقل مقدار محاسبه شده از شرایط عمومی و لرزه ای با توجه به نکات اجرایی.

به نکات زیر توجه نمایید :

1- **وصله پوششی آرماتورهای طولی در ستون ها با شکل پذیری زیاد فقط در ناحیه میانی آنها مجاز است. یعنی محل وصله ها باید در خارج از نواحی l_0 باشد.**

2- **در اتصالاتی که حداقل در چهار سمت توسط تیرها محصور میشوند و همچنین عرض تیرها کمتر از سه چهارم بعد ستونی که به آن متصل میشوند، نیستند، باید در اتصال در طولی به اندازه ارتفاع تیر کوچک از آرماتور گذاری ویژه مسائی آنچه که در نواحی بحرانی ستون ها محاسبه می شود، استفاده نمود. در این حالت فاصله بین تنگ های ویژه را میتوان تا 15 سانتیمتر افزایش داد اما در سایر اتصالات مجاز بع افزایش بین تیرها نخواهیم بود. بهتر است برای اطمینان از مقاومت برشی چشمه اتصال این کار را انجام ندهید و فاصله تنگ های ویژه را همانند فاصله l_0 قرار دهید.**

3- **فاصله اولین خاموت از بر اتصال نباید بیشتر از نصف فاصله تنگ های ویژه در نواحی بحرانی ستون ها انتخاب شود.**

4- **در محل اتصال ستون به شالوده ، آراماتور های طولی داخل شالوده باید طولی حداقل برابر با 30 سانتیمتر با آرماتور گذاری عرضی ویژه داشته باشد.**

5- **در بعضی مواقع ممکن است مقدار آرماتور مورد نیاز گزارش شده تیرها در نرم افزار ایتبز در طبقه آخر بیشتر از طبقه زیرین خود باشد. این امر طبیعی میباشد و معمولا در سازه های دارای دیوار برشی بیشتر دیده می شود. میتوان به طور محافظه کارانه مقدار آرماتور زیرین را برابر با مقدار آرماتور طبقه آخر درنظر گرفت.**

کنترل های قابهای با شکل پذیری زیاد :

اگر از این قابها در طراحی و محاسبات سازه استفاده کردید باید دو کنترل اساسی نیز انجام دهید. خوشبختانه نرم افزار ETABS 2015این کنترل ها را انجام میدهد.

کنترل اول :

ضابطه ستون قوی – تیر ضعیف :

مطابق با مبحث نهم باید رابطه زیر برقرار باشد :

$$\sum M_c \geq ۱/۲ \sum M_b$$

$\sum M_c$ = مجموع لنگرهای مقاوم خمشی ستون‌ها در بالا و پایین اتصال است که در بر اتصال محاسبه شده باشند. لنگرهای مقاوم خمشی ستون‌ها باید برای نامساعدترین حالت بار محوری، در جهت بارگذاری جانبی مورد نظر، که‌کمترین مقدار لنگرها را به‌دست دهد، محاسبه شوند.

$\sum M_b$ = مجموع لنگرهای مقاوم خمشی تیرها در دو سمت اتصال است که در بر اتصال محاسبه شده باشند.

برای کنترل این ضابطه در نرم افزار ایتبز پس از آنالیز و طراحی سازه

از منوی Design گزینه Concrete Frame Design > Display Design info را زده و از کشوی Design Output گزینه (6/5) Beam/Column Capacity Ratio را انتخاب کرده و اعداد نمایش داده شده باید کوچکتر از 1 باشند.

نکات قابل توجه :

1- ممکن است بعد از کنترل این ضابطه در نرم افزار ایتبز علائم زیر را مشاهده نمایید :

N/A (Not Applicable) : این ضابطه برای این عضو کاربردی ندارد.

N/C (Not Calculate) : نرم افزار قادر به کنترل نبوده و باید دستی کنترل گردد.

N/N (Not Needed) : رعایت ضابطه برای عضو ضرورتی ندارد.

O/S : نشان دهنده اخطار می باشد و یک عدد کنار آن نشان داده می شود که هرکدام خطای خاصی می باشد. مثلا O/S #33 یعنی مقدار نسبت ظرفیت تیر به ستون بیش از حد مجاز است که باید برای رفع این خطا ابعاد ستون را افزایش داد.

2- **اگر در هر دو جهت قاب ها بیش از 4 ستون داشته باشند و ستون دیگری در آنها ضعف مربوط به این ضابطه را نداشته باشد، می توان برای یک ستون عدم جوابگویی در هر دو جهت را نادیده گرفت.**

3- **ستونهای قابهای یک و دو طبقه و همچنین ستونهای قابهای چند طبقه میتواند از ارضاء این رابطه در طبقه آخر چشم پوشی کرد.**

4- **اگر ضابطه فوق جوابگو نبود میتوان ابعاد ستون را بالا برد و یا میتوان از آرماتورگذاری عرضی ویژه در تمام طول ستون استفاده نمود. بهتر است با افزایش ابعاد ستون این ضابطه را کنترل نمود.**

5- **اگر ستونی این ضابطه را تامین نکند باید از کمک آن به سختی جانبی و مقاومت ساختمان در برار نیروهای جانبی زلزله صرفنظر نمود. این بند بیشتر زمانی کاربرد دارد که ما از سیستم قاب خمشی ویژه + دیوار برشی استفاده کرده باشیم.**

کنترل دوم :

کنترل برش در ناحیه اتصال :

این ضابطه مربوط به نسبت تنش برشی موجود به تنش برشی مجاز در گره اتصال برای انتهای فوقانی ستونها در دوجهت اصلی و فرعی هر ستون می باشد.

برای کنترل این ضابطه در نرم افزار ایتبز پس از آنالیز و طراحی سازه

از منوی Design گزینه Concrete Frame Design > Display Design info را زده و از کشوی Design Output گزینه Joint Shear Capacity Ratio را انتخاب کرده و اعداد نمایش داده شده باید کوچکتر از 1 باشند.

اگر اتصالی این ضابطه را تامین نکرده باشد میتوان با افزایش سایز تیر به تناسب ابعاد ستون ، ضابطه را تامین کرد.

نکات مهم در طراحی سازه های بتنی :

- دقت شود در هنگام وارد کردن ارتفاع طبقات در نرم افزار ایتبز باید ارتفاع روی تیر را وارد نمود. مثلا برای ارتفاع طبقه دوم به نرم افزار ارتفاع روی تیر طبقه اول تا روی تیر طبقه دوم را میدهیم. فقط در طبقه اول ارتفاع از روی فونداسیون تا روی تیر طبقه اول داده خواهد شد.

- برای مفصلی کردن تیرها در سازه های بتنی، سختی پیچشی را آزاد نمی کنیم. فقط سختی خمشی در دو طرف ابتدا و انتها را آزاد مینماییم.

- اگر از دال برای سقفها استفاده کردیم برای طبقات نوع دال را Membrane و برای دستکها (مثلا بالکن ها) از المان Shell استفاده میکنیم.

- اگر از المان Shell در نرم افزار استفاده کردید باید حتما آنرا مش بزنید. المان Membrane نیازی به مش بندی ندارد.

- برای دیوار برشی هم میتوان از المان Membrane استفاده نمود و هم میتوان از المان Shell . محاسبین برای راحتی کار از المان Membrane استفاده میکنند.

- برای کنترل پریود سازه قبل از آنالیز باید ضرائب ترک خوردگی تیرها ، ستونها و دیوارها را مطابق با آیین نامه 2800 ویرایش چهارم نسبت داد. برای تیرها 0.5Ig و برای ستون ها 1Ig و برای دیوارها در صورت وجود 1Ig .

- برای درنظر گرفتن تغییرشکل های المان ستونها در آنالیز مرتبه دوم، ستون ها را به چهار قسمت تقسیم نمایید.

۲۷-۶ درز انقطاع

۱-۴-۱ برای حذف و یا کاهش خسارت و خرابی ناشی از ضربه ساختمان‌های مجاور به یکدیگر، ساختمان‌ها باید با پیش‌بینی درز انقطاع از یکدیگر جدا شده و یا با فاصله‌ای حداقل از مرز مشترک با زمین‌های مجاور ساخته شوند. برای تأمین این منظور، در ساختمان‌های با هشت طبقه وکمتر، فاصله هر طبقه از مرز زمین مجاور حداقل باید برابر پنج هزارم ارتفاع آن طبقه از روی تراز پایه باشد. در ساختمان‌های با بیشتر از هشت طبقه و یا ساختمان‌های با اهمیت "خیلی زیاد" و "زیاد" با هر تعداد طبقه، عرض درز انقطاع باید با استفاده از ضابطه بند (۳-۵-۶) تعیین شود.

فاصله درز انقطاع را می‌توان با مصالح کم‌مقاومت، که در هنگام وقوع زلزله بر اثر برخورد دو ساختمان به آسانی خرد می‌شوند، به نحو مناسبی پر نمود به‌طوری که پس از زلزله به سادگی قابل جایگزین کردن و بهسازی باشد.

۳-۵-۶ در ساختمان‌های با اهمیت "خیلی زیاد" و "زیاد" با هر تعداد طبقه و یا در ساختمان‌های بیشتر از هشت طبقه، عرض درز انقطاع بین ساختمان و ساختمان مجاور باید با استفاده از تغییر مکان جانبی غیرخطی طرح در طبقه (با درنظر گرفتن اثر $P-\Delta$) تعیین شود. برای این منظور پس از محاسبه این تغییر مکان برای هر دو ساختمان می‌توان از جذر مجموع مربعات دو عدد برای تعیین درز انقطاع استفاده نمود. در صورتی که مشخصات ساختمان مجاور در دسترس نباشد، حداقل فاصله هر طبقه ساختمان از زمین مجاور باید برابر ۷۰٪ مقدار تغییر مکان جانبی غیرخطی طرح در آن طبقه ساختمان درنظر گرفته شود.

$$\text{فاصله از زمین مجاور} \begin{cases} \text{سازه با اهمیت متوسط کمتر از 9 طبقه} \end{cases} = \frac{h}{200}$$

$$\text{فاصله از زمین مجاور} = 0.7 \times C_d \times \Delta_{etabs} \begin{cases} \text{سازه با اهمیت متوسط بیش از 8 طبقه} \\ \text{سازه با اهمیت زیاد و خیلی زیاد} \end{cases}$$

ترکیب بار های طراحی سازه های بتن آرمه مطابق با مبحث ششم مقررات ملی 1392 :

۱) $1.25D+1.5L+1.5(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R)$

۲) $D+1.2L+1.2(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R)+1.2(W \text{ یا } 0.7E)$

۳) $0.85D+1.2(W \text{ یا } 0.7E)$

۴) $1.25D+1.5L+1.5(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R)+1.5(H \text{ یا } 0.84F)$

۵) $0.85D+1.5(H \text{ یا } 0.84F)$

۶) $D+1.2L+1.2(L_r \text{ یا } S)+T$

۷) $1.25D+1.5T$

- برای کاربری‌هایی که بار L_o آن‌ها کمتر از ۵ کیلونیوتن بر مترمربع است، به استثناء بام، کف پارکینگ‌ها یا محل‌های اجتماع عمومی، ضریب بار مربوط به L را می‌توان برابر با ۰/۶ برای ترکیب بار شماره ۲، و ۰/۷۵ برای ترکیب بار شماره ۴ منظور نمود.
- در شرایطی که اثر بار زنده در هریک از ترکیب بارها کاهش دهنده باشد، این اثر می‌بایست معادل صفر منظور گردد.
- در طراحی سازه‌های پیش تنیده اثر پیش تنیدگی باید مانند اثر بار مرده در ترکیب بارها وارد شود.
- بیشترین اثرات نامطلوب ناشی از بارهای باد و زلزله باید مورد ارزیابی قرار گیرد، ولی نیازی نیست که اثر آن‌ها به طور همزمان بر سازه منظور شود. در هر حال باید ضوابط شکل‌پذیری لرزه‌ای مبحث نهم مقررات ملّی ساختمان رعایت گردد.
- اثرات یک یا چند بار که امکان وارد نشدن آن‌ها بر سازه وجود دارد، باید در ترکیب بارها بررسی گردد.
- اگر سازه در محل با احتمال وقوع سیل واقع شود، علاوه بر ترکیب‌های ارائه شده، باید دو ترکیب بار اضافی با جایگزینی $1.2W+2.0F_a$ به جای $1.2W$ در ترکیب‌های ۲ و ۳ نیز در نظر گرفته شود.

بارهای وارده بر ساختمان :

Dead : بار مرده که مطابق با انتخاب دتایل های دیوار و سقف به سازه وارد می شود.

LIVE 1 : بار زنده که میتوان آنرا دربرخی از ترکیب بارها مطابق با آیین نامه کاهش داد.

LIVE 2 : بار زنده که در هیچ مواردی قابل کاهش نمی باشد.

Lr : بار زنده پشت بام.

Lp : بار زنده پارتیشن ها.

S : بار برف.

MASS : بار معادل سازی جرم سازه.

EX : بار زلزله در جهت X بدون خروج از مرکزیت.

EY : بار زلزله در جهت Y بدون خروج از مرکزیت.

EXN : بار زلزله در جهت X با خروج از مرکزیت اتفاقی در جهت منفی.

EXP : بار زلزله در جهت X با خروج از مرکزیت اتفاقی در جهت مثبت.

EYN : بار زلزله در جهت Y با خروج از مرکزیت اتفاقی در جهت منفی.

EYP : بار زلزله در جهت Y با خروج از مرکزیت اتفاقی در جهت مثبت.

EZ : بار قائم زلزله (برای بالکن ها و طره ها) که مقدار آن برابر است با :

$$F_V=0.6\ AIW_P$$

A : شتاب مبنا I : ضریب اهمیت سازه

Wp : بار مرده به اضافه کل سربار که شامل بار زنده و بار معادل تیغه ها.

ترکیب بارهای آیین نامه مطابق با زیر می باشند :

(0.9+0.2Sds)D ± ρE

(0.9-0.2Sds)D ± ρE

(1.2+0.2Sds)D + L ± ρE

(1.2+0.2Sds)D + L + 0.2S ± ρE

S : بار برف ρ : ضریب نامعینی سازه E : بارهای زلزله D : بار مرده

در تر کیب بارهای فوق Sds ضریب بار مرده می باشد. این ضریب بسته به نوع مناطق زلزله تعیین میگردد. اگر ساختمان در منطقه خطرپذیری زیاد، متوسط و کم باشد مقدار این ضریب صفر می باشد و اگر در منطقه خطر پذیری خیلی زیاد باشد مقدار آن برابر است 0.6AI که اگر I=1 باشد مقدار آن می شود 0.21.

حال باید ترکیب بارها را مطابق با این ضوابط تعیین نمود.

مطابق با آیین نامه 2800 ویرایش چهارم برای ساختمان های واقع در مناطق خطرپذیری خیلی زیاد باید نیروی قائم زلزله بر کل سازه اعمال گردد.

برای اعمال این بار می توان به دو صورت عمل نمود.

روش اول : تعریف یک الگوی بار جدید همانند بار قائم بالکن ها و اعمال بار زلزله قائم به کل سازه.

محاسبه بار با فرمول زیر انجام میگیرد :

$$F_V=0.6\ AIW_p$$

A : شتاب مبنا I : ضریب اهمیت سازه

Wp : بار مرده

روش دوم : اعمال بار قائم زلزله در خود ترکیب بار همانند زیر :

در مناطق خطر پذیری خیلی زیاد برای ساختمان های با اهمیت متوسط (مسکونی) که I=1 داریم :

(1.2 + 0.21 * 1) Dead = 1.41 Dead

(1.2 - 0.21 * 1) Dead = 0.99 Dead

(0.9 + 0.21 * 1) Dead = 1.11 Dead

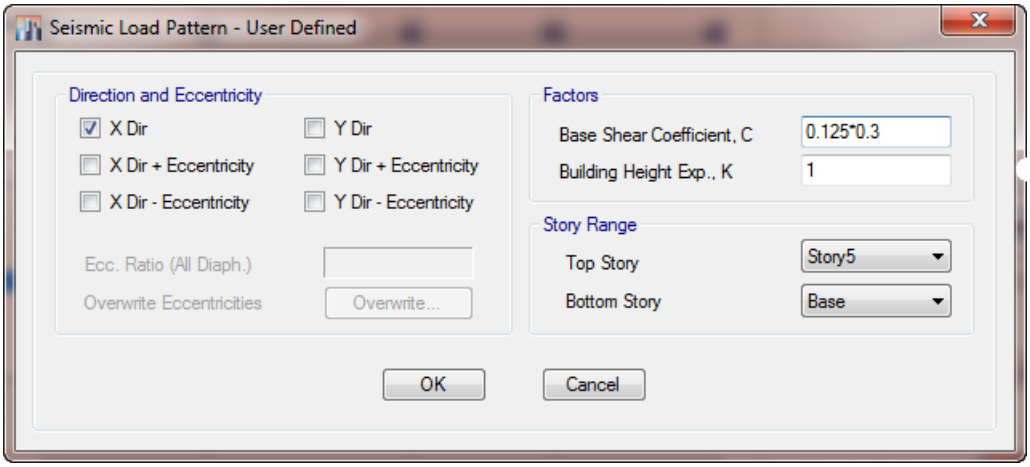
(0.9 - 0.21 * 1) Dead = 0.69 Dead

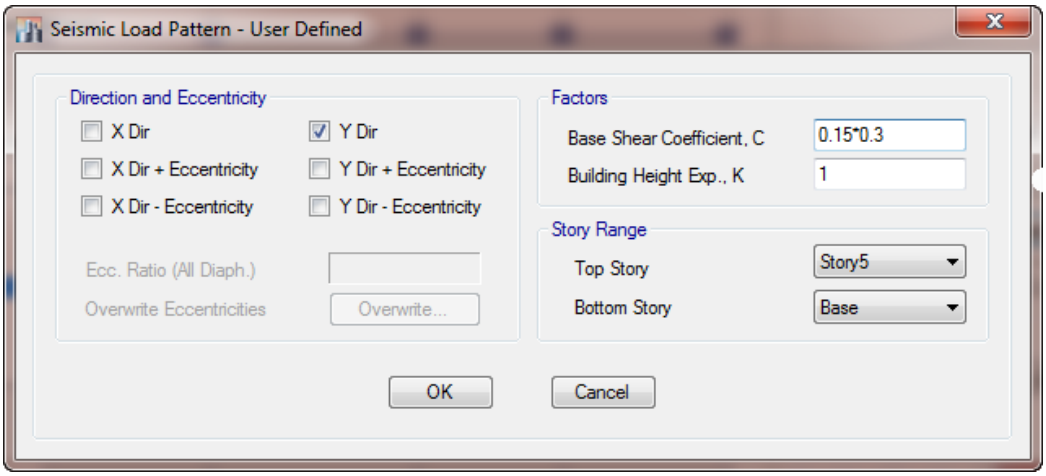
استفاده از روش دوم باعث کمتر شدن تعداد ترکیب بارها می شود.

- **برای وارد نمودن بار قائم زلزله بر بالکن ها و طره ها مطابق با آیین نامه باید به صورت رفت و برگشتی انجام گیرد. اثر رو به پایین این بار در ترکیب بارها دیده شده است و برای اثر رو به بالای آن می توان از یک ترکیب بار استفاده نمود. (EZ–)**

- **برای اعمال قاعده 100 درصد 30 درصد میتوان ضرائب 1 و 0.3 را مستقیما در ترکیب بارها اعمال نمود و یا برای کاهش تعداد ترکیب بارها میتوان از روش زیر استفاده کرد:**

درهنگام وارد کردن الگوهای بارها میتوان ضریب زلزله را در 0.3 ضرب نمود و آنرا در الگوهای EX و EY به کاربرد. البته این زمانی است که بارهای زلزله با پیچش تصادفی در سازه استفاده شده باشد.

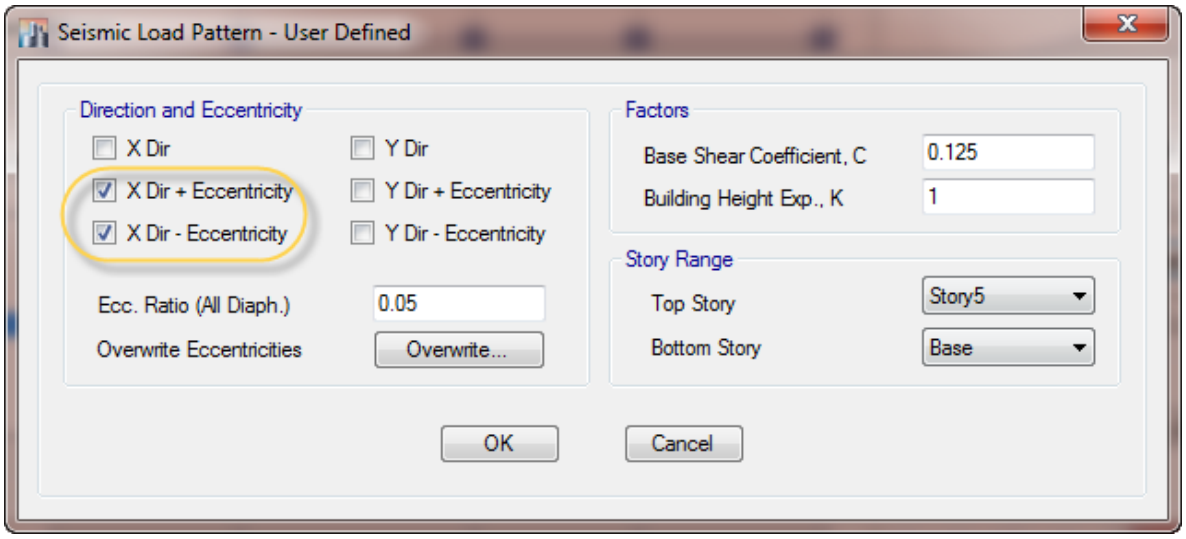




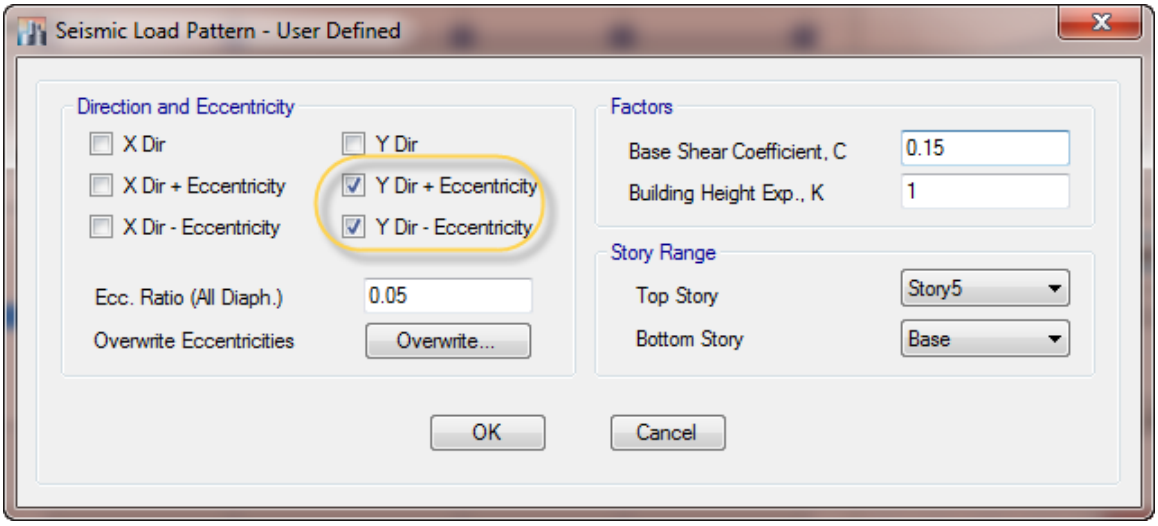
زمانی بارهای EX وEY را در ترکیب بار ها استفاده میکنیم به صورت اتوماتیک قاعده 30-100 اعمال می شود.

فقط در هنگام ساخت ترکیب بارها در جهت X بار EY و در جهت Y بار EX را درنظر میگیریم. به ترکیب بارهای زیر دقت فرمایید.

- **برای کاهش تعداد ترکیب بارها میتوان از قابلیت اعمال هم زمان دو بار EXN , EXP تیک هر دو را زده . به شکل زیر دقت فرمایید :**



این کار را برای جهت Y نیز انجام میدهیم.



حال نرم افزار به صورت اتوماتیک برای هر جهت ترکیب بار را جداگانه اعمال میکند.

در ترکیب بارها به جای استفاده از EXP , EXN از گزینه EXEcc و به جای EYP , EYN گزینه EYEcc درنظر میگیریم.

ترکیب بارهای استاتیکی مناطق خطر پذیری خیلی زیاد (ساختمان های با اهمیت متوسط) :

1.4D
1.2D + 1.6L1 + L2 + Lp + 0.5Lr
1.2D + 0.5L1 + L2 + Lp + 1.6Lr
1.41D + 0.5L1 + L2 + Lp + 0.2S + EXEcc + EY + EZ
1.41D + 0.5L1 + L2 + Lp + 0.2S + EXEcc - EY + EZ
1.41D + 0.5L1 + L2 + Lp + 0.2S - EXEcc + EY + EZ
1.41D + 0.5L1 + L2 + Lp + 0.2S - EXEcc - EY + EZ
1.41D + 0.5L1 + L2 + Lp + 0.2S + EYEcc + EX + EZ
1.41D + 0.5L1 + L2 + Lp + 0.2S + EYEcc - EX + EZ

1.41D + 0.5L1 + L2 + Lp + 0.2S - EYEcc + EX + EZ
1.41D + 0.5L1 + L2 + Lp + 0.2S - EYEcc - EX + EZ
0.69D + EXEcc + EY + EZ
0.69D + EXEcc - EY + EZ
0.69D - EXEcc + EY + EZ
0.69D - EXEcc - EY + EZ
0.69D + EYEcc + EX + EZ
0.69D + EYEcc - EX + EZ
0.69D - EYEcc + EX + EZ
0.69D - EYEcc - EX + EZ
-EZ

به دلیل بحرانی نشدن ترکیب بارهای زیر ، می توان از آنها صرفنظر نمود :
0.99D + 0.5L1 + L2 + Lp + 0.2S + EXEcc + EY + EZ
0.99D + 0.5L1 + L2 + Lp + 0.2S + EXEcc - EY + EZ
0.99D + 0.5L1 + L2 + Lp + 0.2S - EXEcc + EY + EZ
0.99D + 0.5L1 + L2 + Lp + 0.2S - EXEcc - EY + EZ
0.99D + 0.5L1 + L2 + Lp + 0.2S + EYEcc + EX + EZ
0.99D + 0.5L1 + L2 + Lp + 0.2S + EYEcc - EX + EZ
0.99D + 0.5L1 + L2 + Lp + 0.2S - EYEcc + EX + EZ

0.99D + 0.5L1 + L2 + Lp + 0.2S - EYEcc - EX + EZ
1.11D + EXEcc + EY + EZ
1.11D + EXEcc - EY + EZ
1.11D - EXEcc + EY + EZ
1.11D - EXEcc - EY + EZ
1.11D + EYEcc + EX + EZ
1.11D + EYEcc - EX + EZ
1.11D - EYEcc + EX + EZ
1.11D - EYEcc - EX + EZ

ترکیب بارهای استاتیکی مناطق خطرپذیری زیاد ، متوسط و کم (ساختمان ها با اهمیت متوسط) :

1.4D
1.2D + 1.6L1 + L2 + Lp + 0.5Lr
1.2D + 0.5L1 + L2 + Lp + 1.6Lr
1.2D + 0.5L1 + L2 + Lp + 0.2S + EXEcc + EY + EZ
1.2D + 0.5L1 + L2 + Lp + 0.2S + EXEcc - EY + EZ
1.2D + 0.5L1 + L2 + Lp + 0.2S - EXEcc + EY + EZ
1.2D + 0.5L1 + L2 + Lp + 0.2S - EXEcc - EY + EZ
1.2D + 0.5L1 + L2 + Lp + 0.2S + EYEcc + EX + EZ
1.2D + 0.5L1 + L2 + Lp + 0.2S + EYEcc - EX + EZ
1.2D + 0.5L1 + L2 + Lp + 0.2S - EYEcc + EX + EZ
1.2D + 0.5L1 + L2 + Lp + 0.2S - EYEcc - EX + EZ
0.9D + EXEcc + EY + EZ
0.9D + EXEcc - EY + EZ
0.9D - EXEcc + EY + EZ
0.9D - EXEcc - EY + EZ
0.9D + EYEcc + EX + EZ
0.9D + EYEcc - EX + EZ
0.9D - EYEcc + EX + EZ
0.9D - EYEcc - EX + EZ
-EZ

شماره خطاهای طراحی سازه های بتنی در نرم افزار ETABS 2015 :

اعداد شماره خطا می باشند.

1- شکست فشاری مقطع تیر بتنی
2- آرماتور مورد نیاز از حداکثر آیین نامه بیشتر است.
3- تنش برشی بیش از حد مجاز است.
4- طراحی خمشی ستون قابل محاسبه نمی باشد.
5- عامل بار محوری ستون بیش از نیروی اویلر است.
6- آرماتور مورد نیاز ناحیه ای از ستون از حد مجاز آیین نامه فراتر است.
7- عدم محاسبه ظرفیت خمشی برای طراحی برشی.
8- مقطع بتنی پشتیبانی می کند از مقاطع تیر / ستون غیر بتنی.
9- Kl/r > 115 , zeta_2 < 0 , eta < 1
10- تنش ستون ها فراتر از محدوده نمودار اندرکنش است.
11- ظرفیت فشاری محوری برای بتن بیش از T.B.M 6.4.2 می باشد.
12- تیرهای قاب به ستون دارای خروج از مرکزیت هستند.
13- پیچش از حد مجاز بیشتر است.
14- آرماتور به کار رفته از حداقل آیین نامه کمتر است.
15- آرماتور به کار رفته از حداقل آیین نامه بیشتر است.
16- آرماتور پیچشی به کار رفته از حداقل آیین نامه کمتر است.
17- Kl/r > 30
21- ستون انعطاف پذیر نمی باشد. نسبت ظرفیت تیر / ستون اجباری نیست.
22- بار لرزه ای نیست. ظرفیت تیر/ستون اجباری است.
23- هیچ تیری در بالای ستون وجود ندارد. نسبت ظرفیت تیر/ستون اجباری است.
24- حداقل یک تیر در بالای ستون بتن ندارد. نسبت ظرفیت تیر/ستون محاسبه نشده است.
25- ستون در بالا بتن ندارد. نسبت ظرفیت تیر/ستون محاسبه نشده است.
26- نسبت ظرفیت تیر/ستون محاسبه نشده است.
27- ستون انعطاف پذیر نمی باشد. کنترل برش در ناحیه اتصال اجباری نیست.
28- بار لرزه ای نیست . کنترل برش در ناحیه اتصال اجباری نیست.
29- هیچ تیری در بالای ستون وجود ندارد. کنترل برش در ناحیه اتصال اجباری نیست.
30- حداقل یک تیر در بالای ستون بتن ندارد. کنترل برش در ناحیه اتصال اجباری نیست.
31- ستون در بالا بتن ندارد. کنترل برش در ناحیه اتصال اجباری نیست.
32- کنترل برش در ناحیه اتصال اجباری نیست.
33- نسبت ظرفیت تیر / ستون بیش از حد مجاز می باشد.
34- برش در ناحیه اتصال بیشتر از حد مجاز می باشد.
35- نسبت ظرفیت بیشتر از حد مجاز می باشد.
36- تمامی تیرهای اطراف اتصال طراحی نشده اند. نسبت ظرفیت تیر/ستون محاسبه نشده است.
37- حداقل یکی از تیرهای اطراف گسیخته شده است. نسبت ظرفیت تیر/ستون محاسبه نشده است.

38- ستون بالای اتصال طراحی نشده است. نسبت ظرفیت تیر/ستون محاسبه نشده است.
39- ستون بالای اطراف اتصال گسیخته شده است. نسبت ظرفیت تیر/ستون محاسبه نشده است.
40- تمامی تیرهای اطراف اتصال طراحی نشده اند.نسبت ظرفیت برش در ناحیه اتصال محاسبه نشده است.
41- حداقل یکی از تیرهای اطراف اتصال گسیخته شده است. نسبت ظرفیت برش در ناحیه اتصال محاسبه نشده است.
42- ستون بالای اتصال طراحی نشده است. نسبت ظرفیت برش در ناحیه اتصال محاسبه نشده است.
43- ستون بالای اطراف اتصال گسیخته شده است. نسبت ظرفیت برش در ناحیه اتصال محاسبه نشده است.
44- تنش برشی ناشی از نیروی برشی و لنگر پیچشی از حد مجاز بیشتر می باشد.

اصلاحیه مبحث نهم مقررات ملی 1392 در پایین آمده است.
در مباحثی که گفته شده است اعمال نمایید.

اصلاحیه مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۲

ردیف	شرح	متن اصلی	اصلاحیه
۱	صفحه ۱۷۴ بند ۹-۱۲-۲-۲	۹-۱۲-۲-۲ درزهای انبساط	کل این بند حذف می‌گردد.
۲	صفحه ۱۷۵ بند ۹-۱۲-۲-۳	۹-۱۲-۲-۳ درزهای انقطاع	کل این بند حذف می‌گردد.
۳	صفحه ۱۸۰ بند ۹-۱۳-۳-۱	۹-۱۳-۳-۱ روش طراحی بر اساس عملکرد	کل این بند حذف می‌گردد.
۴	صفحه ۱۸۰ بند ۹-۱۳-۳-۲	۹-۱۳-۳-۲ روش طراحی بر اساس دوام	کل این بند حذف می‌گردد.
۵	صفحه ۱۸۹ جدول ۹-۱۳-۱	جدول ۹-۱۳-۱ ترکیب بارگذاری ردیف چهارم	ترکیب بارگذاری ردیف چهارم حذف می‌گردد.
۶	صفحه ۱۸۹ جدول ۹-۱۳-۱	*"تبصره ۳ ذیل جدول ۹-۱۳-۱ اضافه شود"*	تبصره ۲: اثرات ناشی از فشار دینامیکی خاک به شیوه مناسب بر روی سازه منظور گردد.
۷	صفحه ۱۹۶ رابطه (۹-۱۴-۵)	$\frac{x}{d} \le \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu}+\frac{f_y}{E_s}}$	$\frac{x}{d} \le \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu}+\varepsilon_t}$ در رابطه فوق ε_t کرنش خالص کششی در دورترین لایه آرماتورهای کششی بوده و مقدار آن نباید از ۰/۰۰۴ کمتر باشد.
۸	صفحه ۱۹۶ رابطه (۹-۱۴-۶)	رابطه (۹-۱۴-۶)	این رابطه حذف می‌گردد.
۹	صفحه ۱۹۷ بند ۹-۱۴-۵-۲-۳	۹-۱۴-۵-۲-۳ در صورتی که سطح مقطع فولادکششی محاسبه شده با فرضیات بند ۹-۱۴-۳ کمتر از مقادیر حاصل از بند ۹-۱۴-۵-۲-۱ و ۹-۱۴-۵-۲-۲ باشد، درهمه حالات شکل‌پذیری، قراردادن ۱/۳۳ برابر مقدار حاصل از محاسبه به عنوان فولاد کششی مقطع کافی می‌باشد.	۹-۱۴-۵-۲-۳ در صورتی که سطح مقطع فولادکششی محاسبه شده با فرضیات بند ۹-۱۴-۳ کمتر از مقادیر حاصل از بند ۹-۱۴-۵-۲-۱ و ۹-۱۴-۵-۲-۲ باشد، قراردادن ۱/۳۳ برابر مقدار حاصل از محاسبه به عنوان فولاد کششی مقطع کافی می‌باشد.
۱۰	صفحه ۲۰۱ بند ۹-۱۴-۹-۱	۹-۱۴-۹-۱ درقطعات فشاری سطح مقطع آرماتور طولی نباید کمتر از ۰/۰۱ وبیشتر از ۰/۰۶ سطح مقطع کل باشد. درصورت استفاده ازفولاد S۴۰۰ در آرماتورهای طولی مقدار حداکثر در خارج از محل وصله‌ها به ۰/۰۴۵ سطح مقطع کل محدود می‌گردد.	۹-۱۴-۹-۱ درقطعات فشاری سطح مقطع آرماتور طولی نباید کمتر از ۰/۰۱ وبیشتر از ۰/۰۸ سطح مقطع کل باشد.
۱۱	صفحه ۲۱۲ رابطه (۹-۱۵-۴)	$v_c = 0/2\varphi_c\lambda\sqrt{f_c}$	$v_c = 0/2\varphi_c\lambda\sqrt{f_c}$
۱۲	صفحه ۲۱۷ رابطه (۹-۱۵-۱۵)	$T_{cr} = 1/9\left(\frac{A_c^2}{P_c}\right)\lambda v_c$	$T_{cr} = 1/9\left(\frac{A_c^2}{P_c}\right) v_c$
۱۳	صفحه ۳۰۷ تا ۳۱۴ فصل ۹-۲۲	فصل ۹-۲۲	کل این فصل حذف می‌گردد.
۱۴	صفحه ۳۲۳ بند ۹-۲۳-۳-۱-۲-۱	۹-۲۳-۳-۱-۲-۱ در تمامی مقاطع عضو خمشی نسبت آرماتورها، هم‌در پایین‌و هم در بالا، نباید کمتر از مقادیر $\frac{1/4}{f_y}$ و $\frac{0/25\sqrt{f_c}}{f_y}$ و نسبت آرماتور کششی نباید بیشتر از ۰/۰۲۵ اختیار شود. حداقل‌دو میلگرد با قطر مساوی یا بزرگتر از ۱۲ میلیمتر باید هم در پایین و هم در بالای مقطع‌در سراسر طول‌ادامه یابند. ضابطه بند ۹-۱۴-۵-۲-۳ در این حالت نیز معتبر است.	۹-۲۳-۳-۱-۲-۱ در تمامی مقاطع عضو خمشی نسبت آرماتورها، هم‌در پایین‌و هم در بالا، نباید کمتر از مقادیر $\frac{1/4}{f_y}$ و $\frac{0/25\sqrt{f_c}}{f_y}$ و نسبت آرماتور کششی نباید بیشتر از ۰/۰۲۵ اختیار شود. حداقل‌دو میلگرد با قطر مساوی یا بزرگتر از ۱۲ میلیمتر باید هم در پایین و هم در بالای مقطع‌در سراسر طول‌ادامه یابند.
۱۵	صفحه ۳۲۴ بند ۹-۲۳-۳-۲-۲-۱	۹-۲۳-۳-۲-۲-۱ در ستون‌ها نسبت آرماتور طولی نباید کمتر از یک درصد و بیشتر از چهار و نیم درصد در نظر گرفته شود. مقدار آرماتور در محل وصله‌ها باید حداکثر برابر شش درصددر نظر گرفته شود. در مواردی‌که‌آرماتور طولی‌از نوع فولاد S۴۰۰ است نسبت آرماتور در خارج از محل وصله‌ها به حداکثر سه درصد محدود می‌شود.	۹-۲۳-۳-۲-۲-۱ در ستون‌ها نسبت آرماتور طولی نباید کمتر از یک درصد و بیشتر از هشت درصد در نظر گرفته شود. محدودیت حداکثر مقدار آرماتور باید در محل وصله‌ها نیز رعایت شود.

۱۶	صفحه ۳۲۸ بند ۹-۲۳-۴-۱-۲-۱	۹-۲۳-۴-۱-۲-۱درتمامی مقاطع عضو خمشی نسبت آرماتور، هم‌در پایین‌و هم‌در بالا، نباید کمتر از مقادیر $\frac{۱/۴}{f_y}$ و $\frac{۰/۲۵\sqrt{f_c}}{f_y}$ و نسبت‌آرماتور کششی نباید بیشتر از ۰/۰۲۵ اختیار شود. حداقل‌دو میلگرد با قطر ۱۲ میلیمتر یا بیشتر باید هم‌در پایین‌و هم‌در بالای‌مقطع در سراسر طول تعبیه شود. ضابطه بند ۹-۱۴-۵-۲-۳ در این حالت نیز معتبر است.	۹-۲۳-۴-۱-۲-۱درتمامی مقاطع عضو خمشی نسبت آرماتور، هم‌در پایین‌و هم‌در بالا، نباید کمتر از مقادیر $\frac{۱/۴}{f_y}$ و $\frac{۰/۲۵\sqrt{f_c}}{f_y}$ و نسبت‌آرماتور کششی نباید بیشتر از ۰/۰۲۵ اختیار شود. حداقل‌دو میلگرد با قطر ۱۲ میلیمتر یا بیشتر باید هم‌در پایین‌و هم‌در بالای‌مقطع در سراسر طول تعبیه شود.
۱۷	صفحه ۳۳۰ بند ۹-۲۳-۴-۲-۲-۱	۹-۲۳-۴-۲-۲-۱در این اعضاء نسبت آرماتور طولی نباید کمتر از یک درصد و بیشتر از شش درصد در نظر گرفته شود. محدودیت حداکثر مقدار آرماتور باید در محل وصله‌ها نیز رعایت شود. در مواردی که آرماتور طولی‌از نوع فولاد S۴۰۰ است، نسبت‌آرماتور در خارج از محل وصله‌ها به حداکثر چهار و نیم درصد محدود می‌شود.	-۲۳-۴-۲-۲-۱در این اعضاء نسبت آرماتور طولی نباید کمتر از یک درصد و بیشتر از شش درصد در نظر گرفته شود. محدودیت حداکثر مقدار آرماتور باید در محل وصله‌ها نیز رعایت شود.

امیدوارم این کتاب مورد استفاده همه علاقمندان قرار گیرد . اگر نظر یا پیشنهادی داشتید لطفا به بنده اطلاع دهید.

ارادتمند شما

ایمان نخعی

09123218184

Iman_pad@yahoo.com

کانال های تلگرام

@Amoozesh_Rayegan

@Tekla_Structures

www.Prostructure.ir

گروه آموزشی مهندس نخعی

ثبت نام دوره آموزش کاربردی محاسبات ساختمان با ETABS 2015 , SAFE 14 در تهران

در این دوره خواهید آموخت :

- نحوه محاسبات سازه های فولادی و بتنی منطبق بر آیین نامه های جدید
- طراحی سقف کامپوزیت و دیوار برشی بتنی
- بررسی نتایج و خروجی های نرم افزارها
- نحوه تهیه دفترچه محاسبات منطبق با ضوابط نظام مهندسی
- تفسیر کامل آئین نامه های مورد نیاز و آیین نامه 2800 ویرایش چهارم
- ارائه نکات محاسباتی و نکات اجرایی مورد نیاز
- رفع کامل ابهامات
- نحوه طراحی اتصالات با خروجی نرم افزار
- کاملا کاربردی ویژه بازار کار

کلاس های نیمه خصوصی

ویژه مهندسین و دانشجویان

کاملا تضمینی

با ارائه کد C100 در هنگام ثبت نام از 15 درصد تخفیف استفاده نمایید.

09123218184

مهندس نخعی

گروه آموزشی مهندس نخعی

دوره آموزش نرم افزار Tekla Structures 21 و نحوه تهیه نقشه های شاپ (shop drawings) در تهران

در این دوره خواهید آموخت :

- آموزش کامل دستورات مدل سازی سازه های فولادی
- آموزش کامل دستورات مدل سازی سازه های بتنی
- مرور کامپوننت های کاربردی
- نحوه تهیه نقشه ها و ویرایش آنها
- ساخت انواع گزارش
- ساخت انواع مقاطع و استفاده از کاتالوگ های نرم افزار
- آموزش تمامی ترفندهای نرم افزار
- آموزش تمامی دستورات نرم افزار
- نحوه تهیه نقشه های شاپ

مباحث پیشرفته

- استفاده از مقاطع Cross section
- ساخت فایل های CNC
- آموزش Auto Connection
- آموزش هوشمند سازی کامپوننت ها

کلاس های نیمه خصوصی و کاملا تضمینی

در این دوره شما به صورت کامل نرم افزار را خواهید آموخت.

با ارائه کد T150 در هنگام ثبت نام از 15 درصد تخفیف استفاده نمایید.

09123218184

مهندس نخعی

گروه آموزشی مهندس نخعی

دوره آموزش تحلیل دینامیکی سازه ها با ETABS 2015 در تهران

در این دوره خواهید آموخت :

- مروری بر سیستم های مقاومتی دوگانه
- آموزش تحلیل دینامیکی طیفی
- آموزش تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی
- نحوه ساخت طیف ها
- نحوه مقیاس کردن به صورت کامل
- نکات و کنترل های آیین نامه ها
- آموزش نرم افزار Seismosignal

کلاس های نیمه خصوصی و کاملا تضمینی

با ارائه کد D170 در هنگام ثبت نام از 15 درصد تخفیف استفاده نمایید.

09123218184

مهندس نخعی

www.Prostructure.ir

گروه آموزشی مهندس نخعی

دوره آموزش تحلیل غیر خطی و مقاوم سازی با ETABS 2015

در این دوره خواهید آموخت :

- آموزش کامل تحلیل استاتیکی غیر خطی
- مرور نکات آیین نامه بهسازی
- آموزش کامل تحلیل دینامیکی غیرخطی
- آموزش تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی
- نحوه ساخت طیف ها
- نحوه مقیاس کردن به صورت کامل
- نکات و کنترل های آیین نامه ها
- آموزش نرم افزار Seismosignal
- نکات و کنترل های آیین نامه ها
- نحوه مقاوم سازی سازه های فولادی و بتنی

کلاس های نیمه خصوصی و کاملا تضمینی

با ارائه کد N190 در هنگام ثبت نام از 15 درصد تخفیف استفاده نمایید.

09123218184

مهندس نخعی

www.Prostructure.ir

گروه آموزشی مهندس نخعی

دوره کامل آموزش طراحی سوله

در این دوره خواهید آموخت :

- توضیحات اولیه برای شناخت المان های سوله
- مروری بر آیین نامه و بارگذاری باد
- مدل سازی و بارگذاری
- تحلیل و طراحی سوله و کنترل های آن به روش LRFD
- طراحی اتصالات سوله به روش LRFD
- نکات و کنترل های آیین نامه ها
- نحوه تهیه دفترچه محاسبات سوله

کلاس های نیمه خصوصی و کاملا تضمینی

با ارائه کد S200 در هنگام ثبت نام از 15 درصد تخفیف استفاده نمایید.

09123218184

مهندس نخعی

www.Prostructure.ir

مرجع بزرگ دانلود فایل های مهندسین عمران

جزوه- نرم افزار- آموزشات کامل-محاسبات - تحلیل غیرخطی –و هر آنچه نیاز داشته باشید.

ETABS - SAFE - SAP- TEKLA STRUCTURES – ABAQUS - ANSYS- LS DYNA - OPENSEES - MATLAB ……

www.Prostructure.ir

www.Prostructure.ir

توصیه میکنم حداقل یکبار از سایت بازدید نمائید.

در این سایت فایل های نایابی پیدا خواهید کرد.

کانال تلگرام :

کانال آموزش محاسبات خطی و غیر خطی @Amoozesh_Rayegan

کانال تخصصی آموزش نرم افزار تکلا استراکچرز @Tekla_Structures