

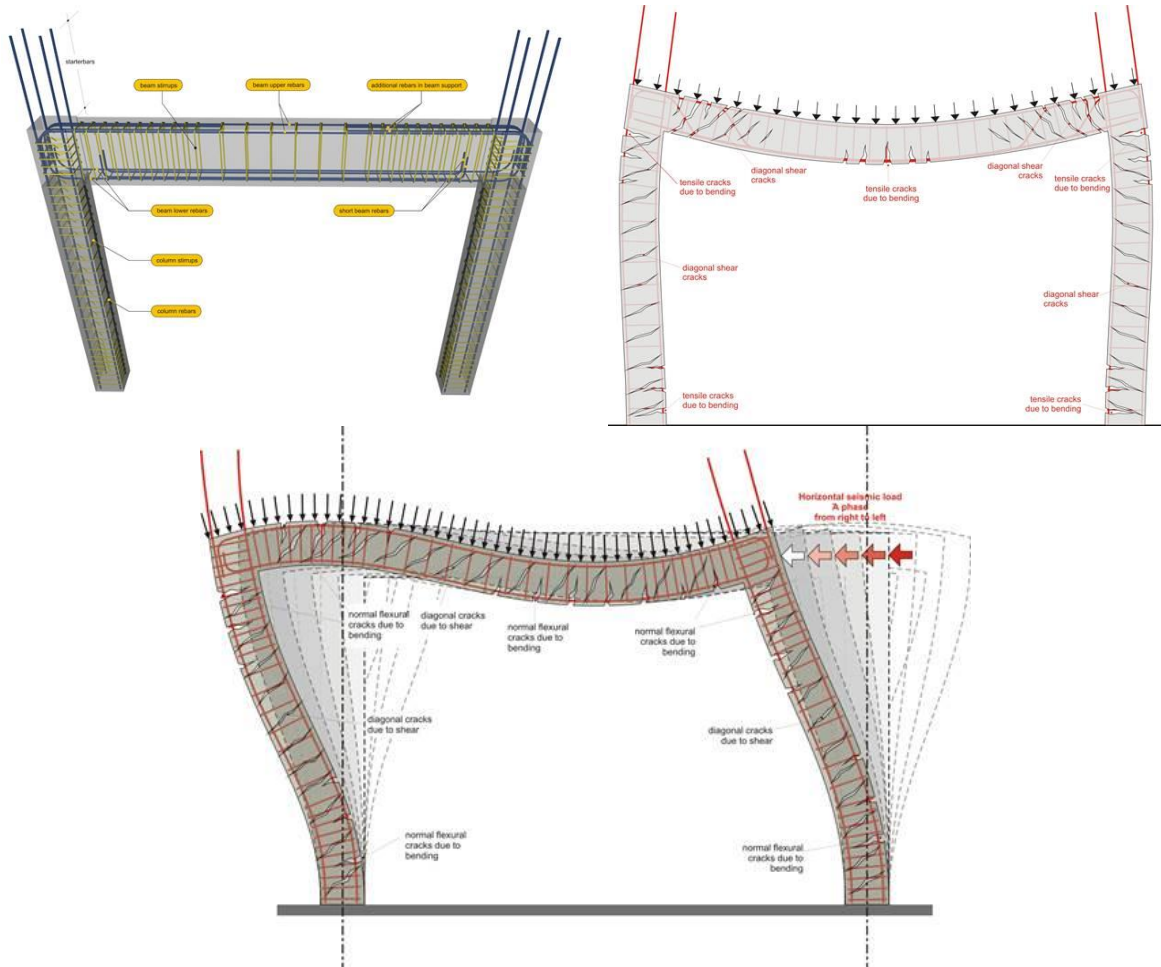
به نام هستی بخش

کنترل و طراحی دستی اعضای بتن آرمه

Reinforced Concrete design examples

(با لحاظ مقررات ملی ساختمان و نکات اجرایی)

((قابل استفاده برای دانشجویان و مهندسين طراح سازه))



ویرایش جدید ۱۳۹۹

2020 Ver.

مقدمه:

- ✓ در این کتاب سعی شده است طراحی اعضای بتنی (تیر، ستون، ...) به نحو کامل و به بیان ساده و به صورت گام به گام (کاربردی) با مثال های کافی، تشریح شود. هم زمان با این روند مباحث اجرایی و عملی نیز در نظر گرفته شده است.
- ✓ در هر بخش ابتدا توضیحات مربوطه به صورت خلاصه و گام به گام در داخل کادر بیان شده و سپس به مثال ها پرداخته شده است که با توجه به روند ارائه شده، به راحتی قابل حل است.
- ✓ در تهیه این کتاب بیش از چند کتاب و نشریه لحاظ شده است و با مبحث نهم مقررات ملی ساختمان سال ۹۹ سازگار است.
- ✓ در این کتاب بحث تحلیل سازه مطرح نشده است و فرض بر آن است که برای اعضای مورد طراحی قبلا تحلیل (دستی یا نرم افزاری) انجام شده و نیروی های طراحی حاصل شده است. به نظر بنده دوران تحلیل دستی تقریبا تمام شده است و باید دانشجویان را به سمت کد نویسی برای آنالیز اجزای محدود برد.
- ✓ با توجه به پیشنهادات در ویرایش قبلی، بند مورد استفاده در آیین نامه نیز در کتاب آورده شده است.

به چند بند از آیین نامه که به کلیت طراحی سازه های بتن آرمه می پردازد توجه کنید.

۵-۲-۱-۹ در طراحی قطعات و سازه هایی که در محدوده ی کاربرد این مبحث قرار دارند، باید فقط از ضوابط فصل های مختلف این مبحث استفاده گردد؛ و اختلاط ضوابط طراحی این مبحث با سایر آیین نامه های ملی و یا بین المللی، هر چند معتبر، مجاز نمی باشد.

۳-۱-۹ هدف

۱-۳-۱-۹ هدف این مبحث ارائه ی حداقل ضوابط و مقرراتی است که با رعایت آن ها، میزان مناسبی از مقاومت، پایداری، بهره برداری، پایایی و انسجام در سازه های بتنی موضوع این مبحث مطابق تعاریف زیر، تامین شده؛ و سلامت و ایمنی استفاده کنندگان از این سازه ها حفظ شود.

الف- مقاومت - منظور از مقاومت آن است که سازه ها و یا اعضای آن ها در طول عمر سازه، بارهای وارده را به خوبی تحمل کنند، آسیب قابل ملاحظه متحمل نشوند، و قطعات شکسته نشوند.

ب- پایداری - منظور از پایداری آن است که حالت تعادل بین بارهای وارده به سازه، در جزء و یا کل، تحت تاثیر تغییر شکل های ایجاد شده در آن دچار اختلال نشده، و پیکره ی اصلی سازه و قطعات آن حفظ گردیده و سازه و یا اعضای آن دچار فرو ریزش نشوند.

پ- بهره برداری - منظور از بهره برداری آن است که سازه عملکرد مورد انتظار خود را در طول عمر سازه حفظ کند؛ و افزایش تغییر شکل ها و یا باز شدگی ترک ها، و نیز ارتعاشات بیش از حد سازه یا اعضای آن، مشکلی برای استفاده کنندگان ایجاد نکند. به علاوه آتش سوزی آسیب قابل ملاحظه به سازه وارد ننماید.

۹-۱-۵ روش طراحی

۹-۱-۵-۱ روش طراحی در این مبحث «روش طرح مقاومت» است. در این روش قطعات سازه در وضعیت نهایی باربری خود در نظر گرفته شده و ظرفیت باربری آنها برای هر تلاش خاص تعیین می‌گردد. در تعیین این ظرفیت رفتار غیر خطی بتن و فولاد در نظر گرفته می‌شود. ظرفیت باربری قطعه در هر مقطع باید به اندازه‌ای باشد که رابطه‌ی زیر برای هر تلاش تامین شده باشد.

$$\phi S_n \geq U \quad (1-1)$$

در این رابطه:

S_n مقاومت اسمی مقطع، U تلاش ضریب‌دار وارد به مقطع و ϕ ضریب کاهش مقاومت است که بر اساس رفتار عضو در برابر تلاش وارده تعیین می‌شود.

۹-۱-۶ بارگذاری

۹-۱-۶-۱ در این مبحث برای بارگذاری سازه، ترکیب‌های بارهای مختلف در طراحی و نیز ضریب‌های بار از ضوابط و الزامات مبحث ششم مقررات ملی ساختمان استفاده می‌شود. اعمال هر گونه تغییری که در ضوابط و الزامات مبحث ششم مقررات ملی ساختمان داده شود در این مبحث لازم الاجرا است. خلاصه‌ای از این ضوابط در فصل ۹-۷، برای سهولت دسترسی، آورده شده است.

برای تهیه این جزوه چندین ماه زمان صرف شده است لذا خواهشمندیم از انتشار رایگان آن خودداری فرمایید.

فروش اینترنتی جزوه:

icivil.ir/file

icivil.ir

با احترام

امین خاتمی

Aminhaman.iran@yahoo.com

فهرست

بخش اول : طراحی تیر بتن آرمه

۲	۱-۱-تیر بتنی با آرماتور کششی و فشاری (تحت خمش و برش) قاب خمشی متوسط
۲۷	مثال ۱-۱
۳۱	۲-۱-تیر بتنی با آرماتور کششی و فشاری (تحت خمش و برش) قاب خمشی ویژه
۵۷	مثال ۲-۱

بخش دوم: قلاب ها، طول مهاری مستقیم، طول مهاری خم شده، وصله

۶۲	۱-۲-قلاب ها
۶۳	مثال ۱-۲
۶۴	۲-۲-وصله در کشش و فشار برای میلگرد های با قطر کمتر یا مساوی ۳۴ میلیمتر
۶۸	مثال ۲-۲
۷۰	۳-۲-طول گیرایی میلگرد مستقیم (بدون خم) در کشش و فشار
۷۳	مثال ۳-۲
۷۴	۴-۲-طول گیرایی میلگرد با قلاب استاندارد (خم شده) در کشش با لحاظ ضریب اطمینان بیشتر
۷۹	مثال ۴-۲
۸۲	۵-۲-طول گیرایی میلگرد با قلاب استاندارد (خم شده) در کشش با بررسی ضریب آرماتور محصور کننده
۹۱	مثال ۵-۲

بخش سوم: ستون های بتن آرمه

۹۶	۱-۳-ستون بتن آرمه مستطیلی (قاب خمشی متوسط)
۱۲۲	مثال ۱-۳
۱۲۸	۲-۳-ستون بتن آرمه مستطیلی (قاب خمشی ویژه)
۱۵۴	مثال ۲-۳

واحد ها:

طول میلیمتر (mm)

مساحت (mm^2)

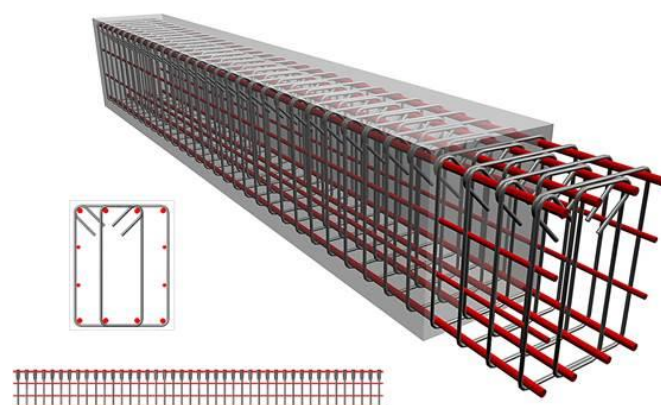
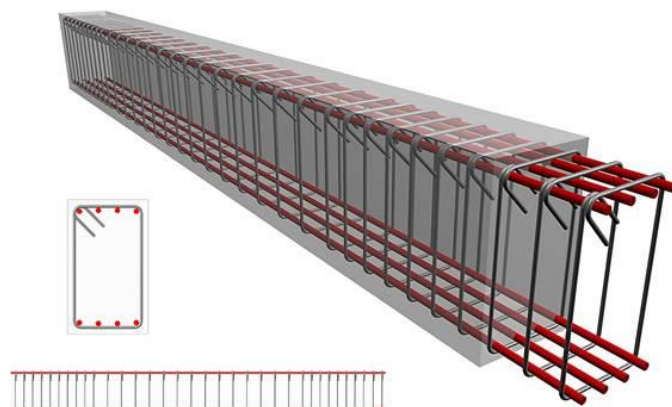
مقاومت ها، تنش ها، سختی ها ($Mpa = \frac{N}{mm^2}$)

نیرو، برش (N)

ممان اینرسی ها (mm^4)

لنگر ها و پیچش ها ($N.mm$)

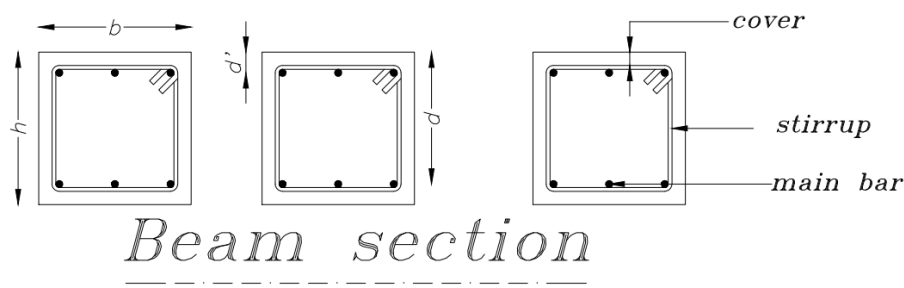
بخش اول: طراحی تیر بتن آرمه



۱-۱- تیر بتنی با آرماتور کششی و فشاری (تحت خمش و برش) قاب خمشی متوسط

گام ۱:

در ابتدا برای طراحی تیر باید پارامترهای ابعادی مقطع تیر تعیین شده و سپس بررسی کنیم که تیر در قاب خمشی متوسط است و در نهایت مشخصات ستون های متصل شونده به تیر مورد طراحی تعیین گردد. (ابعاد ستون و میلگرد های عرضی و طولی)



$b(mm), h(mm), d'(mm), d(mm), cover(mm), main\ bar, stirrup \rightarrow defined$

قطر بزرگترین آرماتور طولی $d_{b_{max}}(mm)$

قطر کوچکترین آرماتور طولی $d_{b_{min}}(mm)$

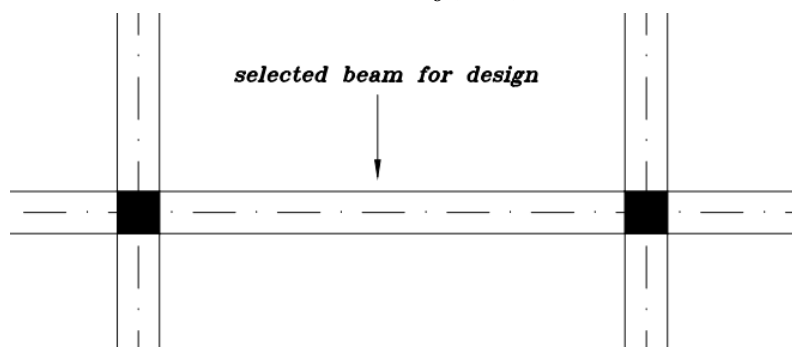
بیشترین فاصله بین آرماتور های طولی $S_{b_{max}}(mm)$

کمترین فاصله بین آرماتور های طولی $S_{b_{min}}(mm)$

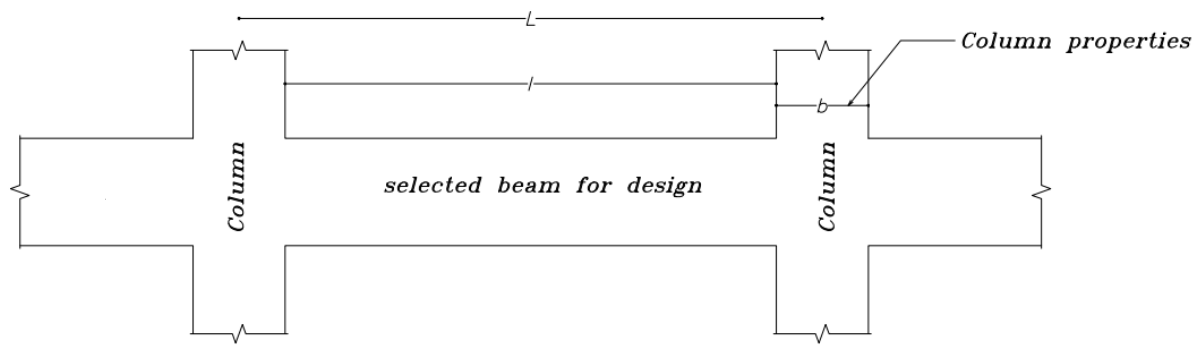
قطر خاموت مصرفی $d_s(mm)$

$d_s(mm) = 8, 10, 12$

$d_b(mm) = 14, 16, 18, 20, 22, 25, 28, 32, 36$ معمولاً



جزئیات تیر در پلان



جزئیات تیر در نما

$$L(mm), l(mm), b_{cl}, h_{cl}, b_{cr}, h_{cr} \rightarrow \text{defined}$$

$$h(mm) \leq \max(2b_{cl}(mm), 2h_{cl}(mm), 2b_{cr}(mm), 2h_{cr}(mm)) \rightarrow O.k$$

$A_s(mm)$ = مجموع سطح مقطع میلگرد های کششی پایین تیر =

$A'_s(mm)$ = مجموع سطح مقطع میلگرد های فشاری بالا تیر =

۹-۲۰-۵-۲ آرماتورهای طولی

۹-۲۰-۵-۲-۱ در هر یک از دو وجه فوقانی و تحتانی تیرها باید حد اقل از دو آرماتور سراسری استفاده شود. سطح مقطع آرماتورهای سراسری وجه تحتانی نباید در هیچ مقطع از یک چهارم بیشترین مقدار سطح مقطع آرماتورهای تحتانی در طول دهانه تیر کمتر باشد. این آرماتورها باید با فرض تامین تنش تسلیم کششی در بر تکیه گاه مهار شوند.

۹-۲۱-۲-۱ فاصله حداقل میلگردها

۹-۲۱-۲-۱-۱ فاصله آزاد میلگردهای موازی واقع در یک سفره افقی نباید کمتر از هیچیک از مقادیر زیر باشد

الف - ۲۵ میلیمتر

ب- قطر بزرگترین میلگرد

پ- ۱/۳۳ برابر قطر اسمی بزرگترین سنگ دانه

گام ۲:

کنترل حداقل ارتفاع تیر:

۹-۱۱-۶ حداقل ارتفاع تیر

۹-۱۱-۶-۱ در ساختمان‌های متعارف و تحت بارگذاری‌های معمول، در تیرهایی که ارتفاع آن‌ها از مقادیر مندرج در جدول ۹-۱۱-۱ بیشتر است، محاسبه‌ی خیز (افتادگی) الزامی نمی‌باشد؛ به شرط آن که این تیرها به قطعات غیر سازه‌ای مانند تیغه‌ها متصل نباشند و یا آن‌ها را نگه‌داری نکنند، و خیز زیاد در آن‌ها خسارتی ایجاد نکند.

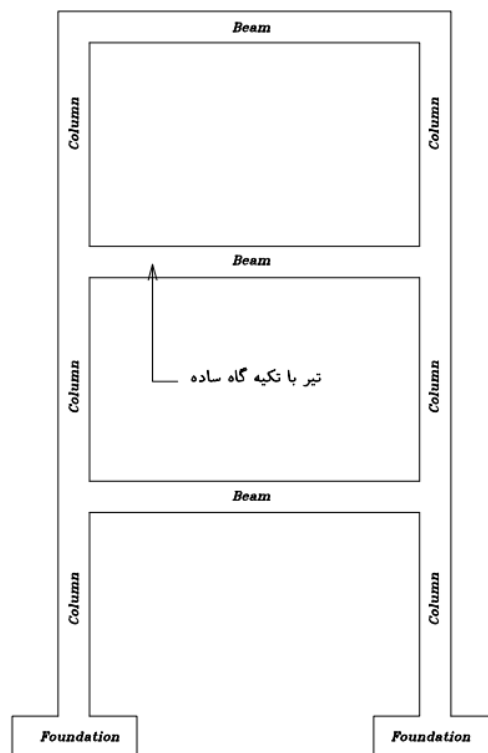
جدول ۹-۱۱-۱ حداقل ارتفاع تیر

عضو	تکیه‌گاه‌های ساده	تکیه‌گاه‌های پیوسته از یک طرف	تکیه‌گاه‌های پیوسته از دو طرف	کنسول
تیرها یا تیرچه‌ها	$\frac{l}{16}$	$\frac{l}{18.5}$	$\frac{l}{21}$	$\frac{l}{8}$

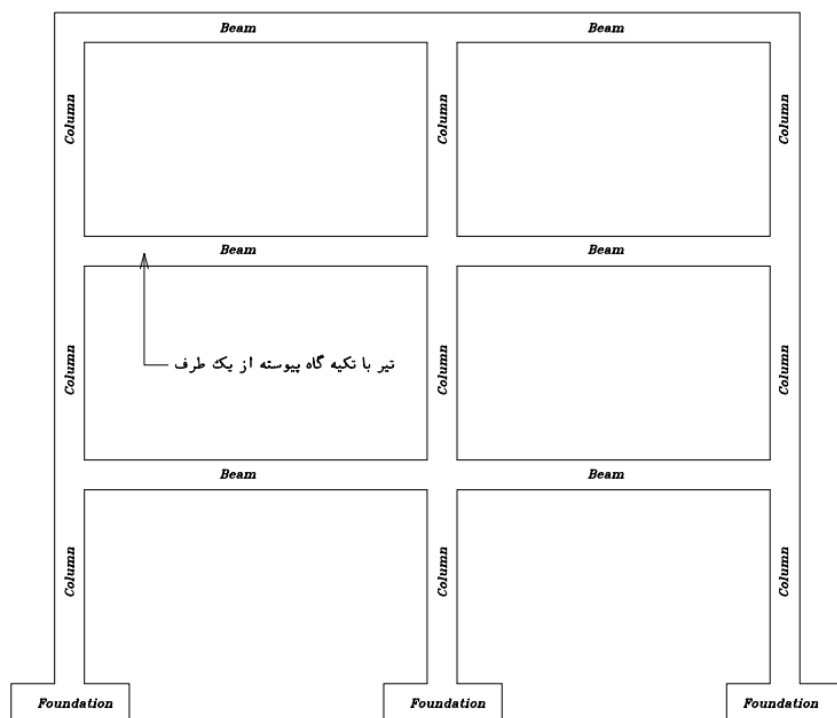
تبصره: l در جدول طول آزاد دهانه‌ی تیر است. مقادیر جدول برای بتن معمولی و آرماتورهای با مقاومت تسلیم ۴۲۰ مگا پاسکال می‌باشد. برای سایر موارد، حداقل ارتفاع باید بر اساس ضوابط ۹-۱۱-۲-۶ و ۹-۱۱-۳-۶ تغییر یابد.

۹-۱۱-۲-۶ برای سایر انواع فولادها، مقادیر جدول ۹-۱۱-۱ باید در ضریب $(0.4 + f_y / 700)$ ضرب شوند.

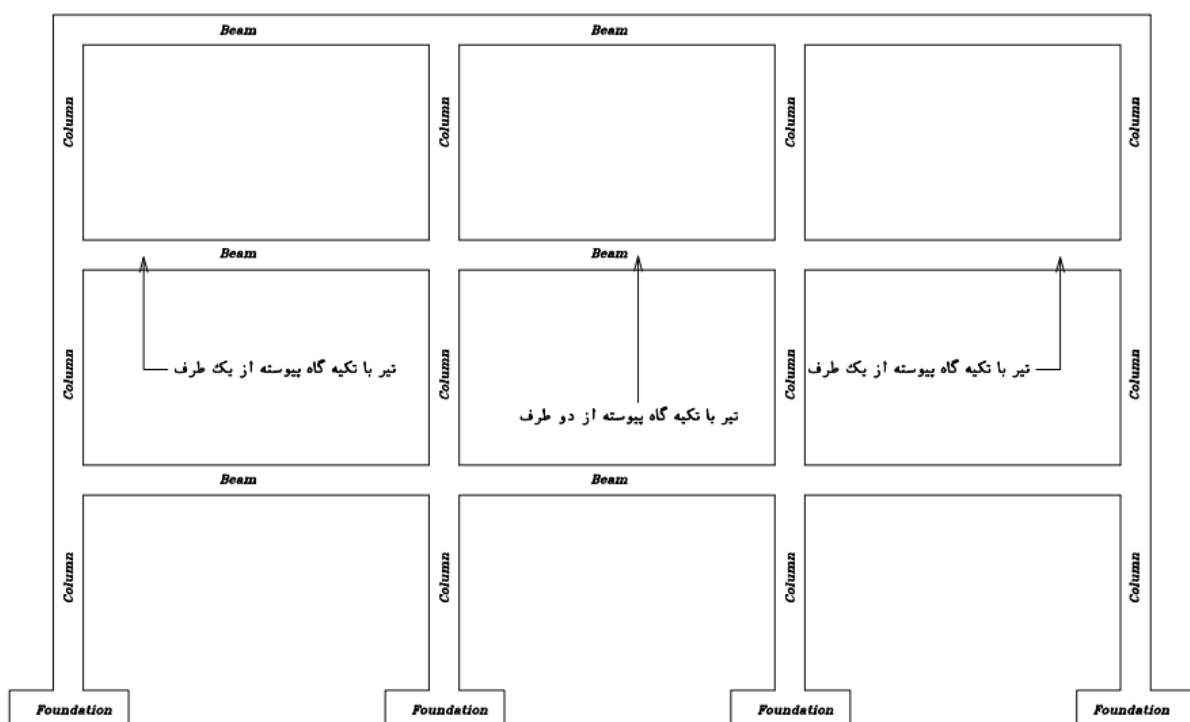
تیر مورد نظر در قاب خود، اگر از سمت چپ و راست خود متصل به تیر نباشد تکیه‌گاه ساده، اگر از یک طرف باشد تکیه‌گاه پیوسته از یک طرف و اگر از دو طرف به تیر دیگری متصل باشد تکیه‌گاه پیوسته از دو طرف در نظر گرفته می‌شود.



$$h(\text{cm}) \geq \frac{l(\text{cm})}{16}$$



$$h(cm) \geq \frac{l(cm)}{18.5}$$



$$h(cm) \geq \frac{l(cm)}{21}$$

تعیین مشخصات بتن مصرفی

۹-۱-۴ دامنه‌ی کاربرد

۹-۱-۴-۱ ضوابط و مقررات این مبحث شامل اصول کلی طراحی سازه‌های بتن آرمه است؛ ولی کاربرد مشخص آن‌ها در ساختمان‌های متعارفی است که با بتن معمولی یا با بتن سبک ساخته می‌شوند. در سازه‌های بتن آرمه در این مبحث، مقاومت مشخصه‌ی بتن بین ۲۰ تا ۷۰ مگا پاسکال، و مقاومت تسلیم فولاد بین ۲۲۰ تا ۵۵۰ مگا پاسکال خواهد بود.

۹-۱-۴-۲ ضوابط و مقررات این مبحث تا جایی که کاربرد داشته باشند در مورد سازه‌های خاص، از جمله موارد زیر، رعایت می‌شوند. بدیهی است که برای سازه‌های خاص، ضوابط و مقررات ویژه‌ای لازم است که در این مبحث ذکر نشده است و باید از ضوابط سایر آیین‌نامه‌های ملی استفاده گردد.

۹-۳-۳-۳ مقدار f'_c برای بتن‌های معمولی و سبک باید با توجه به محدودیت‌های زیر، در نظر گرفته شود:
الف- در کاربری‌های عمومی، حداقل مقدار f'_c برای انواع بتن‌های معمولی و سبک برابر با ۲۰ مگا پاسکال بوده و محدودیتی برای مقدار حداکثر آن وجود ندارد.

ب- در سیستم‌های سازه‌ای ویژه، که شامل قاب‌ها و یا دیوارهای سازه‌ای ویژه و یا ترکیب‌های آن‌هاست، حداقل مقدار f'_c برای بتن‌های معمولی و سبک ۲۵ مگا پاسکال می‌باشد. مقدار حداکثر f'_c برای بتن‌های معمولی به ۷۰ مگا پاسکال و در بتن‌های سبک به ۳۵ مگا پاسکال محدود می‌شود.

۹-۳-۳-۳ مقاومت فشاری مشخصه‌ی بتن، f'_c

۹-۳-۳-۱ مقاومت فشاری مشخصه‌ی بتن، f'_c ، باید بر اساس آزمایش‌های ۲۸ روزه بر روی حداقل دو نمونه‌ی استوانه‌ای به قطر ۱۵۰ و ارتفاع ۳۰۰ میلی‌متر، و یا حداقل سه نمونه‌ی استوانه‌ای به قطر ۱۰۰ و ارتفاع ۲۰۰ میلی‌متر تعیین شود. در صورتی که سن دیگری برای آزمایش نمونه‌ها مورد نظر باشد، باید در مدارک ساخت ذکر گردد.

در این کتاب فرض شده است بتن سبک دانه نیست و بین ۲۰ تا ۵۰ مگا پاسکال مقاومت دارد.

$$20 \leq f'_c (Mpa) \leq 50 \rightarrow o.k$$

در بعضی مراجع از C20, C25, C30, ... استفاده می‌شود که عدد استفاده شده برابر با مقاومت مشخصه بتن به مگاپاسکال است.

۹-۱-۵ روش طراحی

۹-۱-۵-۱ روش طراحی در این مبحث «روش طرح مقاومت» است. در این روش قطعات سازه در وضعیت نهایی باربری خود در نظر گرفته شده و ظرفیت باربری آن‌ها برای هر تلاش خاص تعیین می‌گردد. در تعیین این ظرفیت رفتار غیر خطی بتن و فولاد در نظر گرفته می‌شود. ظرفیت باربری قطعه در هر مقطع باید به اندازه‌ای باشد که رابطه‌ی زیر برای هر تلاش تامین شده باشد.

۹-۳-۲ بتن معمولی و بتن سبک

۹-۳-۲-۱ وزن مخصوص بتن معمولی در محاسبات برابر با ۲۳۰۰ کیلو گرم در متر مکعب منظور می‌شود. وزن مخصوص بتن سبک باید بر اساس نتایج آزمایش تعیین شود؛ ولی مقدار آن نباید کمتر از ۱۴۰۰ کیلو گرم بر متر مکعب باشد.

وزن مخصوص بتن با توجه به این که با میلگرد است ۲۴۰۰ کیلوگرم در متر مکعب در نظر گرفته می‌شود.

$$\gamma_c = 2400 (kg / m^3)$$

تعیین مدول الاستیسیته بتن E_c و فولاد E_s

۹-۳-۶ مدول الاستیسیته‌ی بتن، E_c

۹-۳-۶-۱ مدول الاستیسیته‌ی بتن را می‌توان از یکی از دو رابطه‌ی (۹-۳-۲-الف) و یا (۹-۳-۲-ب) محاسبه نمود:

- در صورتی که وزن مخصوص بتن، w_c ، بین ۱۴۴۰ و ۲۵۶۰ کیلو گرم بر متر مکعب باشد:

$$E_c = 0.043 w_c^{1.5} \sqrt{f'_c} \quad \text{(الف-۹-۳-۲)}$$

- برای بتن‌های با وزن معمولی، می‌توان از رابطه‌ی زیر نیز استفاده نمود:

$$E_c = 4700 \sqrt{f'_c} \quad \text{(ب-۹-۳-۲)}$$

۹-۳-۶-۲ مدول الاستیسیته بتن را می‌توان بر مبنای آزمایش بر روی نمونه‌های ۲۸ روزه بتن تعیین نمود مشروط بر آنکه این پارامتر نیز در طرح مخلوط بتن منظور شده و نتایج آزمایش‌های تعیین E_c در مدارک ساخت ارائه شود.

۹-۴-۸-۴ مدول الاستیسیته، E_s ، برای سیم‌ها و میلگردها برابر با ۲۰۰۰۰۰ مگا پاسکال است.

F'c(Mpa)	20	25	30	35	40	45	50
E_c (1) (Mpa)	22610	25279	27691	29910	31975	33915	35750
E_c (2) (Mpa)	21019	23500	25743	27806	29725	31529	33234

۷-۳-۹ ضریب پواسون بتن، ν

۱-۷-۳-۹ در بتن معمولی، ضریب پواسون را می‌توان یا برابر با 0.2 فرض نمود؛ و یا مقدار آن را از طریق آزمایش‌های معتبر به دست آورد.

۸-۳-۹ ضریب انبساط حرارتی بتن، α

۱-۸-۳-۹ در بتن‌های معمولی، ضریب انبساط حرارتی را می‌توان با توجه به نوع سنگ دانه‌ها و با تقریب 20 درصد برابر با $\alpha_c = 10 \times 10^{-6}$ در هر درجه‌ی سانتی گراد منظور نمود.

$$E_c (Mpa), E_s (Mpa), \nu, \alpha \rightarrow \text{defined}$$

گام ۴:

تعیین مشخصات آرماتورها:

۴-۴-۹ طبقه بندی آرماتورها از نظر شکل پذیری

۱-۴-۴-۹ آرماتورهای فولادی از نظر شکل پذیری به سه دسته تقسیم می‌شوند:

- ۱- فولاد نرم (S240)، که منحنی تنش - کرنش آن دارای پله‌ی تسلیم مشهود است.
- ۲- فولاد نیمه سخت (S420, S400, S350, S340)، که منحنی تنش - کرنش آن دارای پله‌ی تسلیم بسیار محدود است.
- ۳- فولاد سخت (S520, S500)، که منحنی تنش - کرنش آن فاقد پله‌ی تسلیم است.

۵-۴-۹ ویژگی‌های کششی آرماتورها

۵-۴-۹-۱ ویژگی‌های کششی آرماتورها باید مطابق با مقادیر کششی یکی از رده‌های ارائه شده در جدول ۲-۴-۹ باشد.

جدول ۲-۴-۹ ویژگی‌های کششی آرماتورها

رده	علامت مشخصه در ایران	طبقه بندی از نظر شکل رویه	رده از نظر شکل پذیری	مقاومت کششی حداقل (MPa)	تنش حد تسلیم (MPa)		کرنش ^[۱]
					حداقل	حداکثر	
S240	س ۲۴۰	ساده	نرم	۳۶۰	۲۴۰	-	۱۸
S340	آج ۳۴۰	آجدار مارپیچ	نیم سخت	۵۰۰	۳۴۰	-	۱۵
S350	آج ۳۵۰	آجدار مارپیچ	نیم سخت	۵۰۰	۳۵۰	۴۵۵	۱۷ ^[۲]
S400	آج ۴۰۰	آجدار جناغی	نیم سخت	۶۰۰	۴۰۰	-	۱۲
S420	آج ۴۲۰	آجدار جناغی	نیم سخت	۶۰۰	۴۲۰	۵۴۵	۱۶ ^[۲]
S500	آج ۵۰۰	آجدار مرکب	سخت	۶۵۰	۵۰۰	-	۸
S500C	آج ۵۰۰ سرد	آجدار	سخت	۵۵۰	۵۰۰	-	۱۲
S520	آج ۵۲۰	آجدار مرکب	سخت	۶۹۰	۵۲۰	۶۷۵	۱۳

[۱] انتخاب یکی از طول‌های آزمون برای تعیین میزان ازدیاد طول نسبی کافی است. در صورت عدم ذکر طول آزمون، طول حداقل A_5 باید ملاک قرار گیرد. طول‌های A_5 و A_{10} در استاندارد ISIRI 3132 ایران تعریف شده‌اند.

[۲] برای میلگردهایی که قطر اسمی آن‌ها ۳۲ میلی‌متر یا بیش‌تر است، حداقل مقدار مشخصه‌ی تعریف شده برای A_5 ممکن است تا ۲ درصد به ازای هر ۳ میلی‌متر افزایش در قطر، کاهش یابد. حداکثر کاهش از حداقل مقادیر ارائه شده در جدول به ۴ درصد محدود می‌شود.

$$F_y (Mpa) \rightarrow \text{defined}$$

$$F_{y_s} (Mpa) \rightarrow \text{defined}$$

$$F_{y_s} (Mpa) \leq 420 (Mpa)$$

عدد کنار حرف S تنش حد تسلیم میلگرد یا F_y می باشد که در ستون ششم نیز وجود دارد. تمامی میلگرد های مصرفی آجدار در نظر گرفته می شود .

گام ۵:

کنترل حداقل و حداکثر میلگرد کششی

۵-۱۱-۹ محدودیت‌های آرماتور گذاری

۱-۵-۱۱-۹ حداقل مقدار آرماتور خمشی

۱-۵-۱۱-۹ حداقل مقدار آرماتور خمشی، $A_{s,min}$ ، باید در تمامی مقاطع عضو خمشی که نیاز به میلگرد کششی باشد، تأمین گردد.

۲-۱-۵-۱۱-۹ حداقل مقدار آرماتورهای خمشی نباید از بزرگ‌ترین مقادیر زیر کمتر باشد؛ به جز مواردی که در ضابطه‌ی بند ۳-۱-۵-۱۱-۹ اشاره شده است. در اعضای معین استاتیکی با مقطع بال‌دار که بال مقطع در کشش قرار دارد، مقدار b_w بر اساس جای‌گزینی با کم‌ترین مقدار b_f (عرض بال) و $2b_w$ محاسبه می‌شود. مقدار f_y باید به حداکثر ۵۵۰ مگا پاسکال محدود شود.

$$0.25 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \quad (الف-۱-۱۱-۹)$$

$$\frac{1.4}{f_y} b_w d \quad (ب-۱-۱۱-۹)$$

۳-۲-۱۱-۹ تیرهای با نیروی محوری $P_u < 0.10 f'_c A_g$ ، باید به صورت کشش-کنترل منطبق با بند ۲-۴-۷-۹ طراحی شوند. بر این اساس می‌توان حداکثر آرماتور کششی مجاز را تعیین نمود.

$$\rho = \frac{A_s (mm)}{b (mm) \times d (mm)}, \rho' = \frac{A'_s (mm)}{b (mm) \times d (mm)}$$

$$\rho \geq \max \left(\frac{0.25 \times \sqrt{f'_c (Mpa)}}{F_y (Mpa)}, \frac{1.4}{F_y (Mpa)} \right)$$

۲-۲-۵-۲۰-۹ آرماتورهای طولی

۱-۲-۲-۵-۲۰-۹ در هر یک از دو وجه فوقانی و تحتانی تیرها باید حداقل از دو آرماتور سراسری استفاده شود. سطح مقطع آرماتورهای سراسری وجه تحتانی نباید در هیچ مقطع از یک چهارم بیشترین مقدار سطح مقطع آرماتورهای تحتانی در طول دهانه تیر کمتر باشد. این آرماتورها باید با فرض تأمین تنش تسلیم کششی در بر تکیه گاه مهار شوند.

$$A_{s,min} (mm) \geq \frac{A_{s,max} (mm)}{4}$$

برای اقتناع بند ۶-۶-۱۱-۹ آیین نامه، فرض می‌گردد میلگرد حداقل تیر را در کل طول تیر لحاظ کرده ایم. و مقادیر بیشتر به صورت تقویتی اجرا می‌گردند.

در این کتاب فرض شده است جنس فولاد آرماتور بالا و پایین تیر یکی است.

- The beam flexural steel is limited to a maximum given by

$$A_s \leq 0.025 b_w d. \quad (ACI 18.6.3)$$

$$\rho \leq 0.025$$

گام ۶:

کنترل هندسی تیر و ستون

۹-۲۰-۵-۲ تیرها در قاب های با شکل پذیری متوسط

۹-۲۰-۵-۱ محدودیت های هندسی

۹-۲۰-۵-۱-۱ در این تیرها محدودیت های هندسی (الف) تا (پ) این بند باید رعایت شوند:

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 میلی متر باشد.

پ- عرض مقطع نباید بیشتر از دو مقدار زیر باشد:

- عرض عضو تکیه گاهی، در صفحه عمود بر محور طولی تیر، به اضافه سه چهارم ارتفاع تیر در هر طرف عضو تکیه گاهی

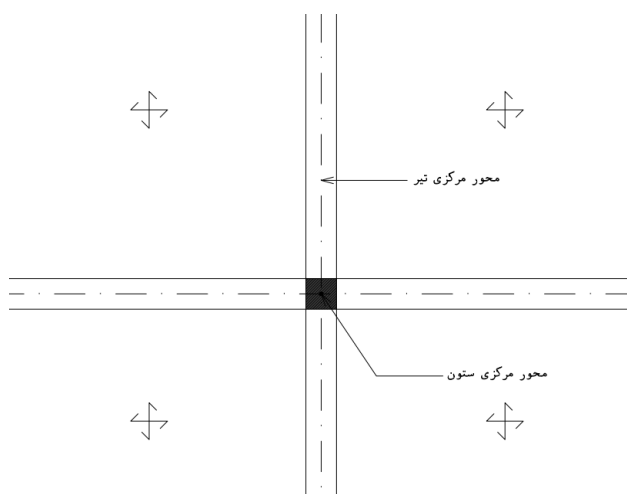
- عرض عضو تکیه گاهی به اضافه یک چهارم بعد دیگر مقطع عضو تکیه گاهی، در هر طرف عضو تکیه گاهی

$$d(mm) < \frac{l(mm)}{4} \rightarrow o.k$$

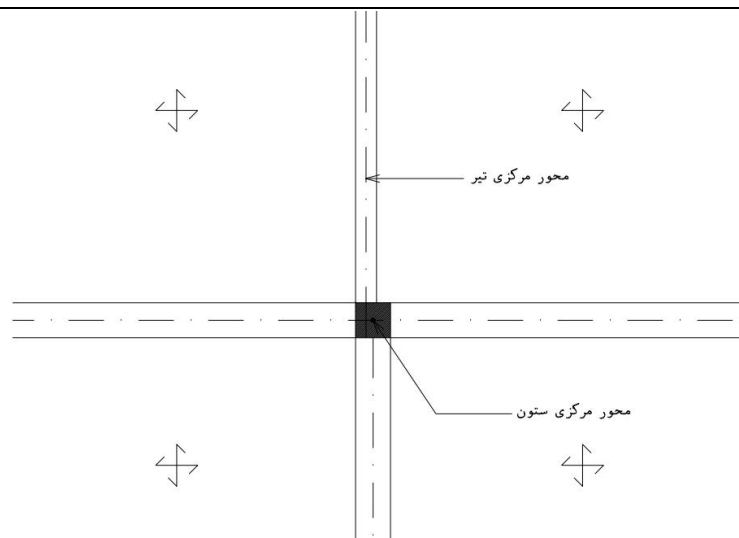
$$b(mm) \geq (250(mm), \frac{h(mm)}{4}) \rightarrow O.K$$

در این کتاب فرض شده است که عرض تیر از عرض ستون متصل شده به آن یا کمتر است یا برابر.

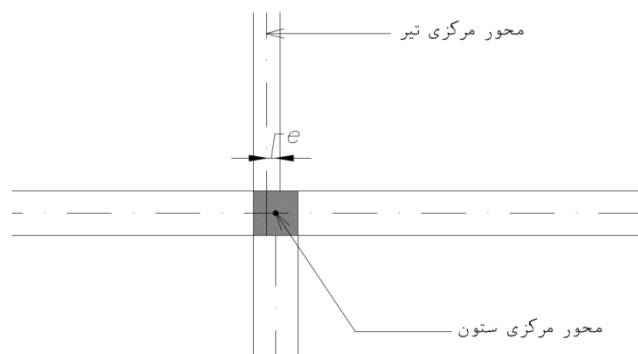
۹-۲۰-۵-۱-۲ برون محوری هر تیر نسبت به ستونی که با آن قاب تشکیل می دهد، یعنی فاصله محورهای هندسی دو عضو از یکدیگر، نباید بیشتر از یک چهارم عرض مقطع ستون باشد.



اتصال تیر به ستون بدون برون محوری



اتصال تیر به ستون با برون محوری



$$e(cm) \leq \frac{b_{column}(cm)}{4}$$

گام ۷:

پس از تحلیل سازه، و المان تیر مورد نظر لنگرهای طراحی و برشهای طراحی را طبق ترکیب بارهای طراحی حدی مبحث ششم تعیین می‌کنیم.

۲-۳-۲-۶ ترکیب بارها در طراحی به روش حالت‌های حدی مقاومت (ضرایب بار و مقاومت)

در طراحی به روش حالت‌های حدی مقاومت، سازه‌ها، اعضاء و شالوده‌های آنها باید به گونه‌ای طراحی شوند که مقاومت طراحی آنها، بزرگتر یا برابر با اثرات ناشی از ترکیب بارهای ضریب‌دار زیر باشد:

- 1) $1/4 D$
- 2) $1/2 D + 1/6 L + 0/5 (L_r \text{ یا } S \text{ یا } R)$
- 3) $1/2 D + 1/6 (L_r \text{ یا } S \text{ یا } R) + [L \text{ یا } 0/5 (1/6 W)]$
- 4) $1/2 D + 1/6 W + L + 0/5 (L_r \text{ یا } S \text{ یا } R)$
- 5) $1/2 D + E + L + 0/5 S$
- 6) $0/9 D + 1/6 W$
- 7) $0/9 D + E$

$$M_D (N.mm), M_L (N.mm), M_E (N.mm) \rightarrow M_u (N.mm)$$

$$V_D (N), V_L (N), V_E (N) \rightarrow V_u (N)$$

$$T_u(N .mm) \rightarrow defined$$

گام ۸:

کنترل پوشش بتن روی تیر (cover)

شرایط محیطی سازه‌ی بتنی	نوع عضو	میلگردها	پوشش روی میلگردها (mm)
بتن در تماس دائم با خاک	کلیه‌ی اعضا	کلیه‌ی میلگردها	۷۵

است.			
بتن در تماس با هوا و یا تماس غیر دائم با خاک است.	کلیه‌ی اعضا	میلگردهای به قطر ۱۸ تا ۵۸ میلی متر	۵۰
		میلگردها و سیم‌های به قطر ۱۶ میلی متر و کم‌تر	۴۰
بتن در تماس با هوا و یا خاک نیست.	دال‌ها، تیرچه‌ها و دیوارها	میلگردهای بزرگتر از قطر ۳۶ میلیمتر	۴۰
		میلگردهای قطر ۳۴ میلی متر و نازک‌تر	۲۰
	تیرها، ستون‌ها، ستون پایه‌ها و اعضای کششی	آرماتورهای طولی، خاموت‌ها، بست‌ها، دورپیچ‌ها و تنگ‌ها	۴۰

$$\begin{aligned} & \text{if } \phi < 18 \rightarrow \text{Cover} = 4 \text{ cm} \\ & \text{if } \phi \geq 18 \rightarrow \text{Cover} = 5 \text{ cm} \end{aligned}$$

پوشش خالص بتن

گام ۹:

در نظر گرفتن فرضیات اولیه مسئله

۹-۸-۲-۳ کرنش حداکثر در دورترین تار فشاری بتن برابر با ۰/۰۰۳ در نظر گرفته می‌شود.

$$\varepsilon_{cu} = 0.003$$

ضریب β_1 که ضریب عمق بلوک مستطیل معادل تنش فشاری است، به صورت زیر تعیین می‌شود:

$$\beta_1 = 0.85 \quad \text{برای } 17 \leq f'_c \leq 28 \text{ MPa} \quad (\text{الف-۳-۸-۹})$$

$$\beta_1 = 0.85 - \frac{0.05}{7} (f'_c - 28) \geq 0.65 \quad \text{برای } f'_c > 28 \text{ MPa} \quad (\text{ب-۳-۸-۹})$$

F'c(Mpa)	20	25	30	35	40	45	50
β	0.85	0.85	0.83	0.80	0.76	0.73	0.69

$$\varepsilon_y = \varepsilon_y = \frac{F_y (Mpa)}{E_s (Mpa)}$$

Fy(Mpa)	240	340	350	400	420	500
ε_y	0.00120	0.00170	0.00175	0.00200	0.00210	0.00250

گام ۱۰:

تعیین درصد فولاد متوازن با آرماتور کششی و فشاری $\bar{\rho}_b$:

$$f'_{sb} (Mpa) = E_s (Mpa) \times \varepsilon_{cu} \left(1 - \frac{d' (mm)}{d (mm)} \times \frac{600 + F_y (Mpa)}{600} \right) \leq F_y (Mpa)$$

$$\bar{\rho}_b = 0.85 \times \beta_1 \times \frac{f'_c (Mpa)}{F_y (Mpa)} \times \frac{600}{600 + F_y (Mpa)} + \rho' \times \frac{f'_{sb} (Mpa)}{F_y (Mpa)}$$

گام ۱۱:

تعیین $\bar{\rho}_{min}$:

$$f_s (Mpa) = \frac{d (mm)}{d' (mm)} \times (600 - F'_y (Mpa)) - 600 \leq F_y (Mpa)$$

$$\bar{\rho}_{min} = \rho' \times \frac{F'_y (Mpa)}{f_s (Mpa)} + 0.85 \times \beta_1 \times \frac{d' (mm)}{d (mm)} \times \frac{f'_c (Mpa)}{f_s (Mpa)} \times \frac{600}{600 - F'_y (Mpa)}$$

نکته: اگر $\rho > \bar{\rho}_{min}$ در لحظه گسیختگی مقطع، فولاد فشاری جاری می شود و اگر $\rho < \bar{\rho}_{min}$ باشد در لحظه گسیختگی فولاد فشاری جاری نمی شود.

نکته: اگر در یک تیر با ففولاد فشاری، در لحظه گسیختگی، فولاد های فشاری آن به حد تسلیم رسیده باشند، از ظرفیت فولاد مصرفی استفاده بهتر می شود و مقطع اقتصادی تر خواهد بود.

گام ۱۲:

تعیین ظرفیت خمشی تیر با میلگرد های فشاری و کششی

تعیین ظرفیت خمشی مقطع تیر مستطیلی با فولاد کششی و فشاری:

الف) اگر $\rho < \bar{\rho}_b, \rho > \bar{\rho}_{min}$ (در این حالت فولاد کششی و فشاری جاری می شود)

$$a(mm) = \frac{A_s(mm^2) \times F_y(Mpa) - A'_s(mm^2) \times F_y(Mpa)}{0.85 \times f'_c(Mpa) \times b(mm)}$$

$$M_n(KN.m) \times 10^6 = (A_s(mm^2) \times F_y(Mpa) - A'_s(mm^2) \times F_y(Mpa)) \left[d(mm) - \frac{A_s(mm^2) \times F_y(Mpa) - A'_s(mm^2) \times F_y(Mpa)}{1.7 \times f'_c(Mpa) \times b(mm)} \right] + A'_s(mm^2) \times F_y(Mpa) \times (d(mm) - d'(mm))$$

ب) اگر $\rho < \bar{\rho}_{min}, \rho < \bar{\rho}_b$ (در این حالت فقط فولاد کششی جاری می شود)

$$a^2 + \frac{600 \times A'_s(mm^2) - A_s(mm^2) \times F_y(Mpa)}{0.85 \times f'_c(Mpa) \times b(mm)} a - \frac{600 \times A'_s(mm^2) \times \beta_1 \times d'(mm)}{0.85 \times f'_c(Mpa) \times b(mm)} = 0 \rightarrow a(mm)$$

$$f'_s(Mpa) = 600 \times \frac{a(mm) - \beta_1 \times d'(mm)}{a(mm)}$$

$$M_n(KN.m) \times 10^6 = 0.85 \times f'_c(Mpa) \times a(mm) \times b(mm) \times \left(d(mm) - \frac{a(mm)}{2} \right) + A'_s(mm^2) \times f'_s(Mpa) \times (d(mm) - d'(mm))$$

در صورتی که $f'_s < 0$ شد آنگاه برابر صفر در نظر می گیریم. $f'_s = 0$

ج) اگر $\rho > \bar{\rho}_{min}, \rho > \bar{\rho}_b$ (فقط فولاد فشاری جاری می شود)

$$a^2 + \frac{A'_s(mm^2) \times F_y(Mpa) + 600 \times A_s(mm^2)}{0.85 \times f'_c(Mpa) \times b(mm)} a - \frac{600 \times A_s(mm^2) \times \beta_1 \times d(mm)}{0.85 \times f'_c(Mpa) \times b(mm)} = 0 \rightarrow a(mm)$$

$$f_s(Mpa) = 600 \times \frac{\beta_1 \times d(mm) - a(mm)}{a(mm)}$$

$$M_n(KN.m) \times 10^6 = 0.85 \times f'_c(Mpa) \times a(mm) \times b(mm) \times \left(d(mm) - \frac{a(mm)}{2} \right) + A'_s(mm^2) \times F_y(Mpa) \times (d(mm) - d'(mm))$$

د) اگر $\rho > \bar{\rho}_b, \rho < \bar{\rho}_{min}$ (در این حالت هیچکدام از فولاد های کششی و فشاری جاری نمی شوند)

$$a^2 + \frac{600 \times (A_s (mm^2) + A'_s (mm^2))}{0.85 \times f'_c (Mpa) \times b (mm)} \times a - \frac{600 \times \beta_1 \times (A_s (mm^2) \times d (mm) + A'_s (mm^2) \times d' (mm))}{0.85 \times f'_c (Mpa) \times b (mm)} = 0 \rightarrow a (mm)$$

$$f'_s (Mpa) = 600 \times \frac{a (mm) - \beta_1 \times d' (mm)}{a (mm)}$$

$$M_n (KN.m) \times 10^6 = 0.85 \times f'_c (Mpa) \times a (mm) \times b (mm) \times (d (mm) - \frac{a (mm)}{2}) +$$

$$A'_s (mm^2) \times f'_s (Mpa) \times (d (mm) - d' (mm))$$

گام ۱۳:

$$c = \frac{a}{\beta_1}, \quad \varepsilon_s = \varepsilon_t = \varepsilon_{cu} \times \frac{d_t (mm) - c (mm)}{c (mm)}$$

ε_t کرنش خالص کششی در دورترین فولاد کششی مقطع

جدول ۹-۷-۲ ضریب های کاهش مقاومت ϕ بر اساس وضعیت مورد نظر در طراحی مقطع

ϕ	وضعیت مورد نظر در طراحی مقطع
	۱) لنگر، نیروی محوری، و یا ترکیب لنگر و نیروی محوری
۰/۹۰	الف) مقاطع کشش - کنترل (بند ۹-۷-۴)
	ب) مقاطع فشار - کنترل (بند ۹-۷-۳)
۰/۷۵	- اعضای با دور پیچ
۰/۶۵	- سایر اعضا
۰/۶۵-۰/۹۰	پ) مقاطع در ناحیه ی انتقال (بند ۹-۷-۴)
۰/۷۵	۲) برش
۰/۷۵	۳) پیچش
۰/۶۵	۴) مقاومت اتکایی (لهیدگی)
۰/۸۵	۵) نواحی مهارى پس کشیده
۰/۷۵	۶) نشیمن ها (براکت ها و کوربل ها)
۰/۷۵	۷) نواحی مختلف در مدل های بست و بند
۰/۹۰	۸) اجزای اتصالات اعضای پیش ساخته ای که با تسلیم عناصر فولادی در کشش کنترل می شوند.
۰/۶۰	۹) عناصر بتنی ساده (بدون فولاد)
۰/۴۵-۰/۷۵	۱۰) مهار در عناصر بتنی

۲-۴-۷-۹ مقاطعی که تحت لنگر خمشی، نیروی محوری، و یا ترکیب لنگر و نیروی محوری قرار گرفته‌اند، در حالتی یک مقطع کشش-کنترل تلقی می‌شوند که در آن‌ها هم زمان با لحظه‌ی گسیختگی مقطع و وقتی که کرنش حداکثر در دورترین تار فشاری بتن، ε_{cu} ، به مرز $0.003/\sigma_c$ می‌رسد، کرنش خالص کششی در دورترین فولاد کششی مقطع، ε_t ، بزرگ‌تر یا مساوی $0.003 + \varepsilon_{ty}$ باشد. ε_{ty} کرنش تسلیم دورترین ردیف آرماتورهای کششی است؛ و برای میلگردهای آبدار از تقسیم تنش تسلیم بر مدول الاستیسیته‌ی فولاد تعیین می‌شود.

۳-۴-۷-۹ مقاطعی که تحت لنگر خمشی، نیروی محوری، و یا ترکیب لنگر و نیروی محوری قرار گرفته‌اند، در حالتی یک مقطع فشار-کنترل تلقی می‌شوند که در آن‌ها هم زمان با لحظه‌ی گسیختگی مقطع و وقتی که ε_{cu} به مرز $0.003/\sigma_c$ می‌رسد، کرنش خالص کششی در دورترین فولاد کششی مقطع، ε_t ، کوچک‌تر یا مساوی با ε_{ty} باشد. برای آرماتور S 420، اجازه داده می‌شود که این حد کرنش برابر با $0.002/\sigma_c$ در نظر گرفته شود.

۴-۴-۷-۹ اگر در مقطع تحت لنگر خمشی، نیروی محوری، و یا ترکیب لنگر و نیروی محوری، هم زمان با لحظه‌ی گسیختگی، کرنش خالص کششی در دورترین فولاد کششی بین حد کرنش فشار-کنترل، ε_{ty} ، و حد کرنش کشش-کنترل،

$0.003 + \varepsilon_{ty}$ ، قرار گیرد، مقطع در ناحیه‌ی انتقال منظور می‌شود. برای مقطع انتقالی، ضریب کاهش مقاومت ϕ با درون یابی خطی بین حالت‌های قبلی، بر اساس رابطه‌های (۸-۷-۹ الف) و (۸-۷-۹ ب) محاسبه می‌شود. برای این مقطع هم-چنین اجازه داده می‌شود که از ϕ مربوط به مقطع فشار-کنترل استفاده گردد.

$$\phi = 0.75 + 0.15 \frac{(\varepsilon_t - \varepsilon_{ty})}{0.003} \quad \text{(اعضای با دورپیچ)} \quad \text{(الف-۸-۷-۹)}$$

$$\phi = 0.65 + 0.25 \frac{(\varepsilon_t - \varepsilon_{ty})}{0.003} \quad \text{(سایر اعضا)} \quad \text{(ب-۸-۷-۹)}$$

حال ۳ حالت در نظر می‌گیریم که در تمامی این حالات گسیختگی اتفاق افتاده است:

الف) مقطع کنترل شده با فشار

$$F_y = 350 \rightarrow \varepsilon_t < 0.00175 \rightarrow \phi = 0.65$$

$$F_y = 400 \rightarrow \varepsilon_t < 0.002 \rightarrow \phi = 0.65$$

$$F_y = 420 \rightarrow \varepsilon_t < 0.0021 \rightarrow \phi = 0.65$$

$$F_y = 500 \rightarrow \varepsilon_t < 0.0025 \rightarrow \phi = 0.65$$

ب) مقطع کنترل شده با کشش

$$F_y = 350 \rightarrow \varepsilon_t > 0.00475 \rightarrow \phi = 0.9$$

$$F_y = 400 \rightarrow \varepsilon_t > 0.005 \rightarrow \phi = 0.9$$

$$F_y = 420 \rightarrow \varepsilon_t > 0.0051 \rightarrow \phi = 0.9$$

$$F_y = 500 \rightarrow \varepsilon_t > 0.0055 \rightarrow \phi = 0.9$$

ج) مقطع در ناحیه انتقال (با فرض مقطع با خاموت بدون دورپیچ):

$$\varepsilon_{ty} = \frac{F_y}{E_s} = \frac{F_y (Mpa)}{2 \times 10^5 (Mpa)}$$

$$\phi = 0.65 + 0.25 \frac{(\varepsilon_t - \varepsilon_{ty})}{0.003} \rightarrow 0.65 < \phi < 0.9$$

حال اگر شرط زیر برقرار باشد، مقطع از لحاظ خمشی جوابگوست

$$M_u \leq \phi M_n \rightarrow O.K$$

گام ۱۴:

کنترل تیر برای برش:

برش وارده به تیر توسط برش مقاوم خود مقطع بدون خاموت برشی و مقاومت خاموت برشی کنترل می شود، بنابراین نیاز است که به تعیین هر یک پردازیم:

نکته: ما در طراحی این کتاب فرض می کنیم که تیر خاموت حداقل برشی را داراست.

نکته: فرض شده است به تیر لنگر خمشی و برش وارد می شود و نیروی محوری وارده به تیر صفر یا ناچیز است.

الف) تعیین برش مقاوم مقطع بتنی بدون خاموت در حالتی که لنگر خمشی و برش به تیر وارد می شود.

۹-۸-۴-۴ محاسبه‌ی مقاومت برشی تامین شده توسط بتن، V_c

۹-۸-۴-۴-۱ برای اعضای بتنی که در آن‌ها از حداقل فولاد عرضی استفاده شده باشد، $V_c, A_v \geq A_{v,min}$ را می‌توان از رابطه‌ی ساده‌تر (۹-۸-۱۲-الف)، و یا از رابطه‌ی (۹-۸-۱۲-ب) محاسبه نمود. در این رابطه‌ها بار محوری، N_u ، در فشار مثبت، و در کشش منفی منظور می‌شود. هم‌چنین V_c نباید منفی در نظر گرفته شود.

$$V_c = \left(0.17\lambda\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g} \right) b_w d \quad (۹-۸-۱۲-الف)$$

$$V_c = \left(0.66\lambda(\rho_w)^{1/3}\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g} \right) b_w d \quad (۹-۸-۱۲-ب)$$

از رابطه (الف) استفاده می‌کنیم و نکته دیگر در بتن‌های معمولی (غیر سبک) $\lambda = 1$ می‌باشد.

۹-۸-۴-۴-۴ V_c نباید بزرگ‌تر از $0.42\lambda\sqrt{f'_c}b_w d$ ، و یا کوچک‌تر از صفر در نظر گرفته شود.

$$V_c (KN) = (0.17\sqrt{f'_c (Mpa)}) \times b(mm) \times d(mm)$$

$$0 \leq V_c \leq (0.42\sqrt{f'_c (Mpa)}) \times b(mm) \times d(mm) \rightarrow O.K$$

ب) تعیین برش مقاوم میلگرد برش (خاموت) در حالتی که لنگر خمشی و برش به تیر وارد می‌شود.

نکته: فرض می‌شد خاموت‌ها به صورت قائم به میلگرد‌ها بسته شده‌اند و زاویه ندارند.

نکته: در مبحث نهم طبق قاب خمشی مقاوم در نظر گرفته شده، برای خاموت‌ها جزئیاتی ارائه شده است که فرض می‌شود تیر مورد طراحی این خاموت گذاری را داراست: ↓

الف- سیستم‌های سازه‌ای که به عنوان بخشی از سیستم‌های مقاوم در برابر زلزله بکار برده می‌شوند شامل: دیافراگم

ها، قابهای خمشی دیوارهای سازه‌ای و شالوده‌ها

۹-۲۰-۱-۲ سازه‌هایی که بر اساس ضوابط این فصل محاسبه می‌شوند، باید با پاسخ شکل پذیر غیر الاستیک برخی اعضا منتخب خود در مقابل حرکت زلزله مقاومت کنند.

جدول ۹-۲۰-۱: ضوابط مربوط به سطوح شکل پذیری سیستم های بتن آرمه

سطوح شکل پذیری			نوع سیستم
کم (معمولی)	متوسط	زیاد (ویژه)	
بند ۳-۲۰-۹	بند ۵-۲۰-۹	بند ۶-۲۰-۹	قابهای خمشی
بند ۴-۲۰-۹	-	بند ۷-۲۰-۹	دیوارهای سازه‌ای
-	بند ۸-۲۰-۹	بند ۸-۲۰-۹	دیافراگم‌ها و خرپاها
بند ۹-۲۰-۹			شالوده ها

ب- سطح شکل‌پذیری متوسط (قاب خمشی بتن آرمه متوسط): این سطح برای سازه‌هایی مناسب است که در آنها برخی اعضای سازه در برابر نیروهای ناشی از زلزله وارد ناحیه غیرالاستیک می‌شوند و باید آنچنان طراحی شوند که ظرفیت کافی برای قبول تغییر شکل‌های مورد نیاز را دارا باشند.

۹-۲۰-۵-۳-۲ آرماتورهای عرضی

۹-۲۰-۵-۳-۲-۱ در تیرها در طول ناحیه‌های بحرانی در دو انتهای تیر که معادل دو برابر ارتفاع مقطع می‌باشند، باید دورگیر مطابق ضوابط بند ۹-۲۰-۵-۳-۲ به کار برده شود، مگر آنکه طراحی برای برش ویا پیچش نیاز به آرماتور بیشتری را ایجاب کند.

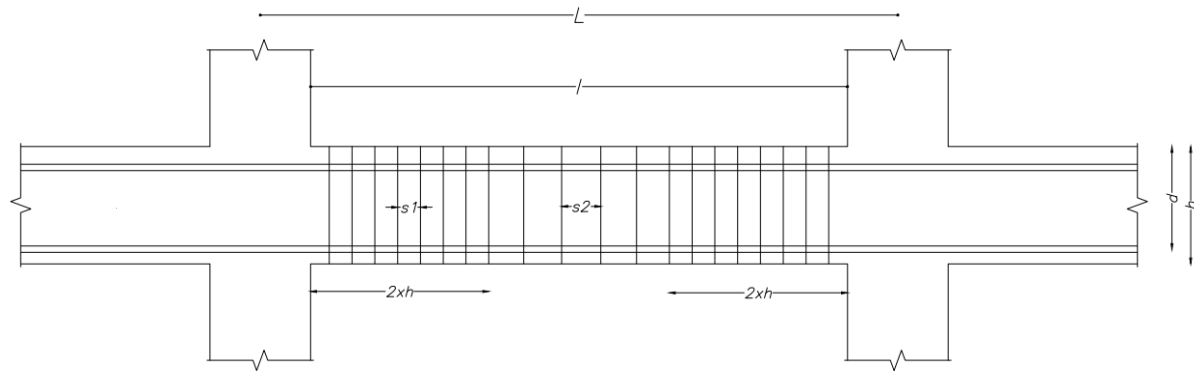
۹-۲۰-۵-۳-۲ دورگیرها و فواصل آنها از یکدیگر باید دارای شرایط زیر باشند:

الف - قطر دورگیرها کمتر از ۸ میلیمتر نباشد.

ب - فاصله دورگیرها از یکدیگر بیشتر از مقادیر: یک چهارم ارتفاع مؤثر مقطع ، ۸ برابر قطر کوچکترین آرماتور طولی، ۲۴ برابر قطر دورگیر و ۳۰۰ میلی‌متر اختیار نشود.

پ - فاصله اولین دورگیر از بر تکیه‌گاه بیشتر از ۵۰ میلی‌متر نباشد.

۹-۲۰-۵-۳-۳ در سرتاسر طول تیرها، فاصله آرماتورهای عرضی از یکدیگر نباید بیشتر از نصف ارتفاع مؤثر مقطع اختیار شود.



$$S_1(mm) \leq \left(\frac{d(mm)}{4}, 8 \times d_{b_{min}}(mm), 24 \times d_s(mm), 300(mm) \right) \text{ در طول } 2h \text{ از بر تکیه گاه}$$

$$S_2 \leq \frac{d(mm)}{2} \text{ بقیه طول تیر}$$

به لحاظ اجرایی بهتر است فاصله های s_1 و s_2 به $\frac{2}{5}$ سانتیمتر یا ۲۵ میلیمتر رو به پایین گرد شوند و زیر ۵۰ میلیمتر نباشد.

۹-۱۱-۶-۳ در صورتی که مقاومت برشی مورد نیاز فولادهای برشی $V_s \leq 0.33\sqrt{f'_c}b_wd$ باشد، حداکثر فاصله‌ی افقی بین آرماتورهای برشی عمود بر محور عضو نباید از کمترین مقدار $d/2$ و ۶۰۰ میلی متر بیشتر بوده، و حداکثر فاصله‌ی ساق‌ها در عرض مقطع نباید از کمترین مقدار d و ۶۰۰ میلی متر بیشتر باشد. اگر $V_s > 0.33\sqrt{f'_c}b_wd$ باشد، حداکثر فاصله بین آرماتورهای برشی در طول عضو نباید از کمترین مقدار $d/4$ و ۳۰۰ میلی متر بیشتر بوده، و حداکثر فاصله‌ی ساق‌ها در عرض مقطع نباید از کمترین مقدار $d/2$ و ۳۰۰ میلی متر بیشتر باشد.

$$\text{در صورتی که } V_s \text{ که در صفحه بعد محاسبه خواهد شد } V_s(KN) > 0.33 \times \sqrt{f'_c} \times b(mm) \times d(mm) \text{ شود آنگاه } S_2 \leq \min\left(\frac{d(mm)}{4}, 300\right)$$

۹-۲۱-۶-۲ قطر تنگ‌ها باید حداقل برابر مقادیر زیر باشد:

الف- قطر ۱۰ میلیمتر برای میلگرد طولی تا قطر ۳۲ میلیمتر.

ب- قطر ۱۲ میلیمتر برای میلگرد طولی به قطر ۳۴ میلیمتر و بزرگتر و یا گروه میلگردهای طولی.

۹-۲۱-۶-۲-۴ تنگهای مستطیلی باید شرایط زیر را ارضا کنند

الف- هر میلگرد طولی واقع در گوشه مقطع و سایر میلگردهای طولی بصورت یک در میان باید توسط خم با زاویه کمتر یا مساوی ۱۳۵ درجه مهار شود.

ب- میلگرد طولی بدون مهار جانبی نباید فاصله آزاد بیش از ۱۵۰ میلیمتر از میلگرد طولی مهار شده داشته باشد.

پ- مهار تنگها در مقاطع مستطیلی با قلاب استاندارد که میلگرد طولی را در بر گرفته، انجام می‌شود.

۹-۲۱-۶-۲ تنگها

۹-۲۱-۶-۲-۱ تنگها باید از حلقه‌های بسته میلگردهای آجدار تشکیل شده و فواصل آنها از یکدیگر شرایط زیر را تامین کنند

الف- فاصله آزاد حداقل ۱/۳۳ برابر حداکثر قطر اسمی سنگ دانه

ب- فاصله مرکز به مرکز تنگها نباید از هیچیک از مقادیر زیر بیشتر باشد

- ۱۶ برابر قطر میلگرد طولی

- ۴۸ برابر قطر میلگرد عرضی

- کوچکترین بعد عضو

۹-۸-۴-۵-۳ مقاومت برشی یک طرفه ناشی از فولاد عرضی عمود بر محور طولی عضو:

استفاده از آرماتور برشی عرضی در یکی از حالت‌های زیر با تامین شرایط لازم، مجاز می‌باشد:

الف) خاموت‌ها، تنگ‌ها یا حلقه‌های بسته

ب) شبکه‌ی سیمی جوش شده

پ) دورپیچ‌ها

در این حالت V_s از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود:

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s} \quad (۹-۸-۱۶)$$

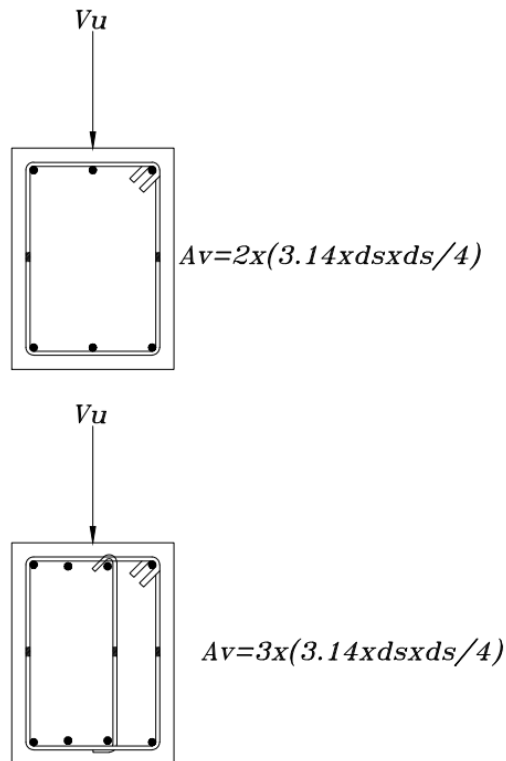
در این رابطه s گام دورپیچ یا فاصله‌ی طولی بین آرماتورهای برشی و A_v سطح مقطع شاخه‌های عمود بر محور طولی عضو است

که مطابق بند ۹-۸-۴-۵-۵ محاسبه می‌شود. همچنین f_{yt} مقاومت تسلیم فولادهای عرضی می‌باشد.

۹-۸-۴-۵-۵ برای هر خاموت مستطیلی شکل، تنگ، حلقه یا قلاب عرضی، A_v سطح مقطع ساق‌های تمام میلگردها یا سیم‌های

موجود در فاصله‌ی s است. همچنین برای هر تنگ دایروی یا دورپیچ، A_v دو برابر سطح مقطع میلگردها یا سیم‌ها در فاصله‌ی s می‌باشد.

برای تعیین A_v به مثال‌های زیر توجه کنید.



با توجه به این که برش در تکیه گاه ها معمولا ماکزیمم است:

$$V_s (KN) = \frac{A_v (mm^2) \times F_{y_s} (Mpa) \times d (mm)}{S_1 (mm)}$$

در نهایت برای برش داریم:

$$V_u \leq \phi N_n \rightarrow V_u (KN) \leq 0.75(V_c (KN) + V_s (KN)) \rightarrow O.K$$

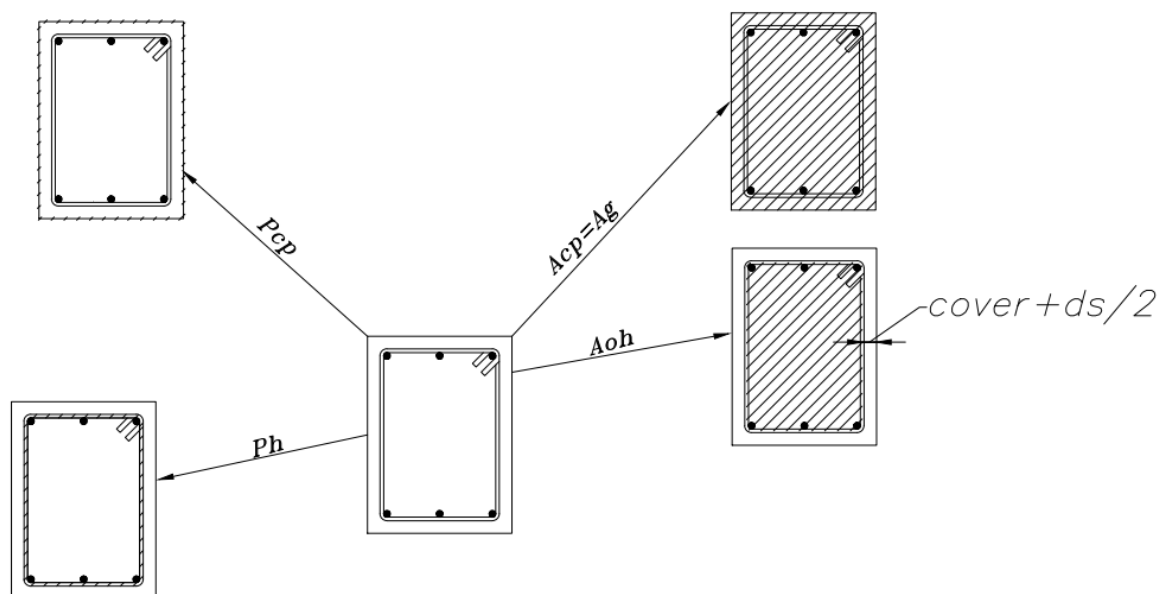
گام ۱۵:

کنترل تیر برای پیچش:

با فرض اینکه پیچش وارده به مقطع را آرماتور طولی تحمل خواهد کرد:

۳-۱-۶-۸-۹ در محاسبات پیچش، $\sqrt{f'_c}$ نباید بیش از ۸/۳ مگا پاسکال، و f_{yt} و f_y برای میلگردهای عرضی و طولی بر اساس حدود تعیین شده در فصل ۹-۴ نباید بیش تر از ۴۲۰ مگا پاسکال در نظر گرفته شود.

$$F_y, F_{y_s} (Mpa) \leq 420 \quad \text{فقط در بخش پیچش:}$$



$$A_{cp} (mm^2) = A_g = b(mm) \times h(mm)$$

$$cover(mm) + \frac{d_s(mm)}{2} = z$$

$$P_{cp}(mm) = (b(mm) + h(mm)) \times 2$$

$$A_{oh}(mm^2) = (b(mm) - 2 \times z(mm)) \times (h(mm) - 2 \times z(mm))$$

$$P_h(mm) = (b(mm) - 2 \times z(mm)) \times 2 + (h(mm) - 2 \times z(mm)) \times 2$$

۱-۳-۶-۸-۹ مقاومت پیچشی اسمی عضو بتن آرمه، T_n ، بر اساس عمل توام خاموت‌های بسته و فولادهای طولی پیچشی، تامین شده و برابر با کم‌ترین از دو مقدار زیر منظور می‌شود.

$$T_n = \frac{2A_0 A_t f_{yt}}{s} \cot \theta \quad \text{الف-۳۰-۸-۹}$$

$$T_n = \frac{2A_0 A_t f_y}{p_h} \tan \theta \quad \text{ب-۳۰-۸-۹}$$

در این رابطه‌ها، A_0 سطح مقطع ناخالصی است که با مسیر جریان برش پیچشی احاطه می‌شود؛ و با استفاده از تحلیل و با فرض مقطع جدار نازک تعیین می‌گردد. همچنین می‌توان فرض نمود که $A_0 = 0.85 A_{oh}$ باشد؛ که A_{oh} مساحت محصور به بیرونی-ترین خاموت‌های بسته‌ی پیچشی است. از طرفی زاویه‌ی θ نباید کم‌تر از 30° درجه و بزرگ‌تر از 60° درجه تعیین شود؛ همچنین می‌توان فرض نمود که $\theta = 45^\circ$ باشد. همچنین متغیر A_t مقدار سطح مقطع یک ساق از خاموت بسته‌ای است که در مقابل پیچش مقاومت می‌کند؛ A_t سطح مقطع میلگردهای طولی پیچشی است، و p_h محیط خط میانی بیرونی‌ترین خاموت بسته است.

$$A_0(mm^2) = 0.85 \times A_{oh}(mm^2)$$

$$\theta \rightarrow 45^\circ$$

$$A_l (mm^2) = \frac{P_h (mm) \times T_u (N \cdot mm)}{2 \times A_0 (mm^2) \times F_y (Mpa) \times \tan 45^\circ}$$

بنابراین سطح مقطع میلگرد پیچشی حاصل می شود.

۹-۱۱-۶-۴ آرماتورهای پیچشی طولی

۹-۱۱-۶-۴-۱ اگر آرماتور پیچشی مورد نیاز باشند، آرماتورهای طولی پیچشی باید پیرامون مقطع در داخل محیط خاموت بسته و یا دورگیر به طور یک نواخت توزیع شوند. فاصله‌ی این آرماتورها از یک دیگر نباید بیش تر از ۳۰۰ میلی متر باشد. لازم است در هر گوشه‌ی خاموت بسته‌ی پیچشی حداقل یک آرماتور پیچشی طولی قرار داده شود. آرماتورهای پیچشی طولی باید قطری معادل ۰/۰۴۲ برابر فاصله‌ی خاموت‌ها، ۰.۰۴۲ s، ولی نه کم تر از ۱۰ میلی متر داشته باشند.

۹-۱۱-۶-۴-۲ آرماتورهای پیچشی طولی پس از مقطعی که بر اساس محاسبه به آرماتور پیچشی نیازی ندارد، باید حداقل به اندازه‌ی $b_f + d$ امتداد یابند. آرماتورهای پیچشی طولی باید در هر دو انتهای تیر مهار شوند.

$$A_l (mm^2) \rightarrow Defined \rightarrow \phi_{tor} \rightarrow defined$$

$$\phi_{tor} \geq (0.042 \times s_2 (mm), 10 (mm))$$

۹-۱۱-۵-۳-۳ اگر آرماتور پیچشی لازم باشد، حداقل آرماتور طولی پیچشی، $A_{l,min}$ ، کم ترین مقدار (الف) و (ب) در نظر گرفته می شود:

$$A_{l,min} = \text{Min} \left(\begin{array}{l} 0.42 \frac{\sqrt{f'_c} A_{cp}}{f_{yt}} - \left(\frac{A_l}{s} \right) p_h \frac{f_{yt}}{f_y} \quad \text{(الف-۱۱-۳-۹)} \\ 0.42 \frac{\sqrt{f'_c} A_{cp}}{f_{yt}} - \left(\frac{0.175 b_w}{f_{yt}} \right) p_h \frac{f_{yt}}{f_y} \quad \text{(ب-۱۱-۳-۹)} \end{array} \right)$$

$$A_l (mm^2) \geq \frac{0.42 \times \sqrt{f'_c (Mpa)} \times A_{cp} (mm^2)}{F_y (Mpa)} - \left(\frac{0.175 \times b (mm)}{F_y (Mpa)} \right) \times p_h (mm)$$

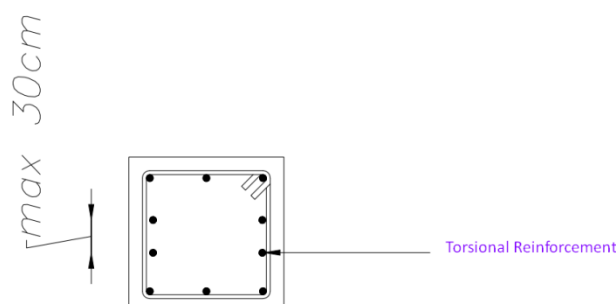
با فرض این که آرماتورهای پیچشی از جنس آرماتورهای طولی هستند.

۹-۱۱-۶-۳-۲ ابعاد سطح مقطع باید طوری تعیین شوند که رابطه‌های زیر تامین گردند:

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d} \right)^2 + \left(\frac{T_u p_h}{1.7 A_{oh}^2} \right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 0.66 \sqrt{f'_c} \right) \quad \text{الف- برای مقاطع توپر:}$$

$$\sqrt{\left(\frac{V_u (N)}{b (mm) \times d (mm)} \right)^2 + \left(\frac{T_u (N \cdot mm) \times P_h (mm^2)}{1.7 \times A_{oh}^2 (mm^2)} \right)^2} \leq 0.75 \times \left(\frac{V_c (N)}{b (mm) \times d (mm)} + 0.66 \sqrt{f'_c (Mpa)} \right)$$

درست ترین محل قرار گیری آرماتور های طولی پیچش در وسط تیر در طرفین می باشد اما گاهی در اجرا این آرماتور ها را بین آرماتور های بالا و پایین خمشی تقسیم و اضافه می نمایند.



۹-۱۱-۶-۴ در تیرهای با ارتفاع زیاد که در آن ها h از ۹۰۰ میلی متر است، آرماتورهای جلدی (گونه) باید به طور یک-نواخت در دو وجه تیر در فاصله $h/2$ از وجه کششی توزیع شوند. فاصله آرماتورهای جلدی نباید از مقدار s بر اساس ضابطه های بخش ۹-۱۹-۳ در فصل ۹-۱۹ این آیین نامه بیش تر باشد؛ که در آن c_c فاصله پوشش خالص آرماتورهای جلدی از وجه کناری است. اثر آرماتورهای جلدی بر مقاومت را می توان با تحلیل همسازی کرنش اعمال نمود. آرماتورهای با قطر ۱۰ تا ۱۶ میلی متر، و یا شبکه ی میلگرد جوش شده با سطح مقطع حداقل برابر با ۲۱۰ میلی متر مربع در یک متر ارتفاع، به عنوان فولاد جلدی مناسب هستند.

۹-۱۹-۳ توزیع آرماتور خمشی و کنترل عرض ترک

۹-۱۹-۳-۱ در تیرها و دال های یکطرفه برای کنترل عرض ترک ها و میزان گستردگی آنها در ناحیه تحت کشش بتن کافی است فاصله میلگردهای خمشی آجدار، s ، از حدودی که در زیر تعیین شده اند تجاوز نکند.

$$s = 380 \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2.5c_c \quad (۹-۱۹-۴)$$

$$s = 300 \left(\frac{280}{f_s} \right) \quad (۹-۱۹-۵)$$

در این روابط:

f_s : میزان تنش در آرماتور کششی زیر اثر بارهای بهره برداری، مگاپاسکال

c_c : کم ترین فاصله ی سطح میلگردهای کششی آجدار از وجه کششی عضو بر حسب میلی متر.

۹-۱۹-۳-۲ در محاسبه تنش کششی f_s در آرماتورها، بجای محاسبه دقیق بر مبنای روابط سازگاری کرنش ها در ارتفاع مقطع، می توان آنرا برابر با $\frac{2}{3}f_y$ به حساب آورد.

$$S_{jeldi} = \min\left(\frac{319200}{2 \times F_y (Mpa)} - 2.5C_c (mm), \frac{252000}{2 \times F_y (Mpa)}\right)$$

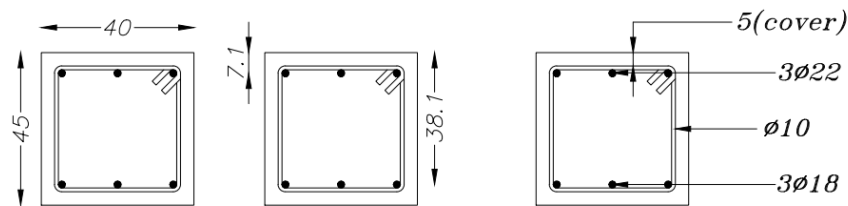
این آرماتور را علاوه بر آرماتور خمشی و پیچشی در نظر می گیریم البته می توان با آرماتور پیچشی جمع کرد و در تیر لحاظ کرد. (به دلیل سهولت اجرا)

مثال ۱-۱:

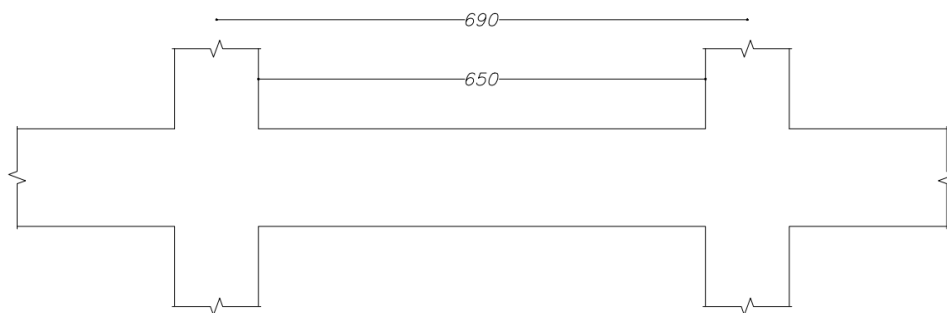
تیر با مشخصات و با نیروهای وارده زیر مفروض است. تیر را کنترل و طراحی کنید.

فرض شود تیر از یک طرف پیوسته است.

تیر خروج از مرکزیت با ستون ندارد.



Beam section



$$b = 400(mm), h = 450(mm), d' = 71(mm), d = 381(mm), d_{b_{max}} = 22(mm), d_{b_{min}} = 18(mm), S_{b_{min}} = 129(mm), S_{b_{max}} = 141(mm)$$

$$d_s = 10(mm), L = 6900(mm), l = 6500(mm), b_{cl} = h_{cl} = b_{cr} = h_{cr} = 450(mm)$$

$$A_s (mm^2) = 3 \times 3.14 \times 18 \times 18 / 4 = 763 (mm^2)$$

$$A'_s (mm^2) = 3 \times 3.14 \times 22 \times 22 / 4 = 1139 (mm^2)$$

فاصله میلگرد ها از هم و تعداد آنها مناسب است.

$$h(mm) > \frac{l(mm)}{18.5} \rightarrow 450 > \frac{6500}{18.5} \rightarrow 450 > 351 \rightarrow O.k$$

$$f'_c = 25, F_y = 400, E_c = 25279, \gamma_c = 2400, F_{y_s} = 340$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{763}{400 \times 381} = 0.005$$

$$\rho' = \frac{A'_s}{b \times d} = \frac{1139}{400 \times 381} = 0.0074$$

$$\rho \geq \max\left(\frac{0.25 \times \sqrt{25}}{400}, \frac{1.4}{400}\right) \rightarrow \rho \geq \max(0.0031, 0.0035) \rightarrow \rho \geq 0.0035 \rightarrow o.k$$

آرماتور تقویتی در این تیر نداریم

$$\rho \leq 0.025 \rightarrow O.K$$

$$381 \leq \frac{6500}{4} = 1625 \rightarrow O.K$$

$$400 \geq (250, 112.5) \rightarrow O.K$$

$$M_u = 152(KN.m), V_u = 125(KN), T_u = 4.52(KN.m)$$

$$cover = 50(mm) \rightarrow O.K$$

$$\beta_1 = 0.85, \varepsilon_{cu} = 0.003$$

$$f'_{sb} = 2 \times 10^5 \times 0.003 \left(1 - \frac{71}{381} \times \frac{1000}{600}\right) = 414 \rightarrow 400 O.K$$

$$\bar{\rho}_b = 0.85 \times 0.85 \times \frac{25}{400} \times \frac{600}{1000} + 0.0074 \times \frac{400}{400} = 0.0344$$

$$f_s = \frac{381}{71} \times (600 - 400) - 600 = 473 \rightarrow 400 O.K$$

$$\bar{\rho}_{min} = 0.0074 \times \frac{400}{400} + 0.85 \times 0.85 \times \frac{71}{381} \times \frac{25}{400} \times \frac{600}{200} = 0.0326$$

$$\rho < \bar{\rho}_{min}, \rho < \bar{\rho}_b$$

$$a^2 + 44.49a - 4852 = 0 \rightarrow a = 50.87$$

$$f'_s = 600 \times \frac{50.87 - 0.85 \times 71}{50.87} \leq 0 \rightarrow f'_s = 0$$

$$M_n = 153807225 \rightarrow \frac{153807225}{1000000} = 153.8 (KN.m)$$

$$c = \frac{50.87}{0.85} = 59.84 (mm)$$

$$\varepsilon_t = 0.003 \times \frac{381 - 59.84}{59.84} = 0.016$$

$$\varepsilon_t > 0.005 \rightarrow \phi = 0.9$$

$$M_u > \phi M_n \rightarrow N.G$$

البته تفاوت کم است ولی مقطع جوابگو نیست و باید آرماتورهای خمشی را افزود

$$V_c = 0.17 \times \sqrt{25} \times 400 \times 381 = 129540 N = 129.5 KN$$

$$S_1 = \min\left(\frac{381}{4}, 8 \times 18, 240, 300\right) = 95 mm \approx 75 mm$$

$$S_2 = 190.5 \rightarrow 175 (mm)$$

$$V_{s1} = \frac{157 \times 340 \times 381}{75} = 271 KN, V_{s2} = \frac{157 \times 340 \times 381}{175} = 116 KN$$

$$0.33 \times \sqrt{25} \times 400 \times 381 = 251 KN$$

$$S_1, S_2 \rightarrow O.K$$

$$V_u \leq \phi(V_c + V_s) \rightarrow 125 \leq 0.75(129.5 + 271) \rightarrow O.K$$

$$A_{cp} = 400 \times 450 = 180000 (mm^2)$$

$$z = 50 + \frac{10}{2} = 55 (mm)$$

$$P_{cp} = (400 + 450) \times 2 = 1700 (mm)$$

$$A_{oh} = (400 - 110) \times (450 - 110) = 98600 (mm^2)$$

$$P_h = (400 - 110) \times 2 + (450 - 110) \times 2 = 1260 (mm)$$

$$A_0 = 0.85 \times 98600 = 83810$$

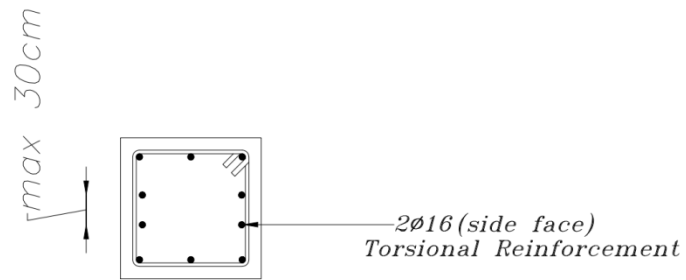
$$A_l = 84 (mm^2)$$

این مقدار بسیار کم است اما باید با حداقلها مقایسه شود.

$$A_{l \min} = 945 - 220.5 = 724.5 (mm^2)$$

$$\rightarrow 2\phi 16 \text{ in each side}$$

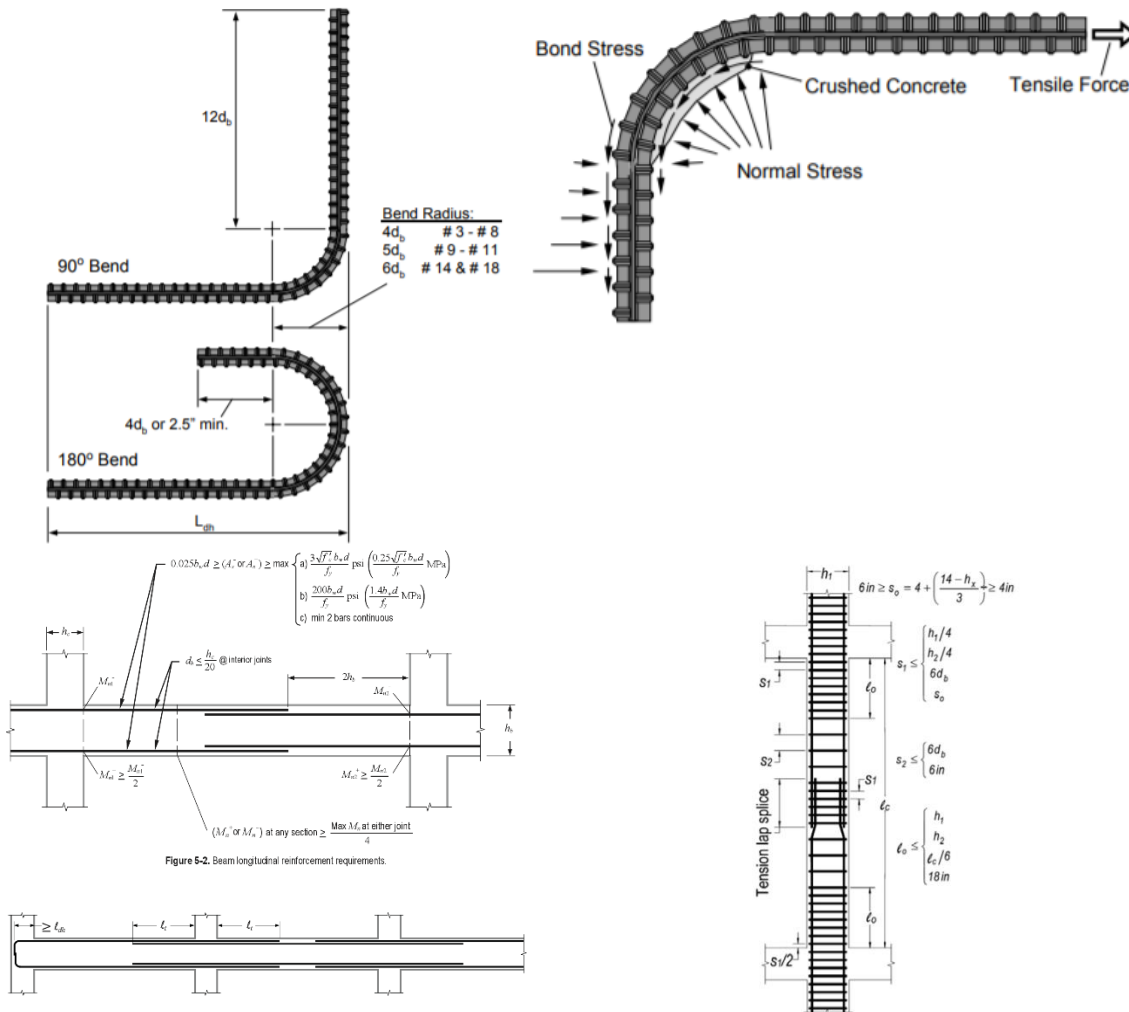
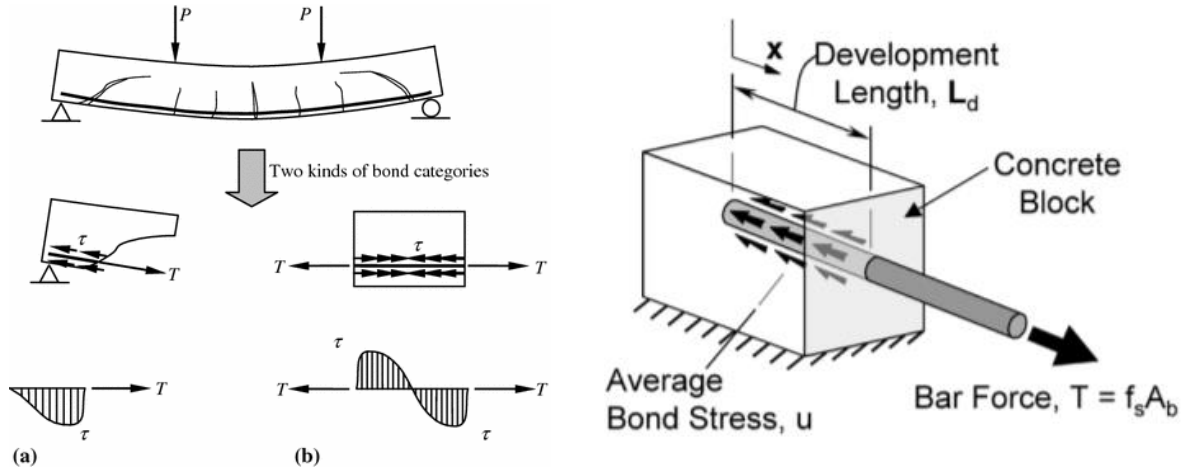
$$\phi 16 \geq \phi 10 \rightarrow O.K$$



$$\sqrt{0.672 + 0.11} \leq 0.75(0.849 + 0.66 \times 5) \rightarrow 0.88 \leq 3.11 \rightarrow O.K$$

بخش دوم:

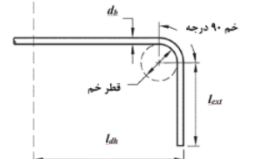
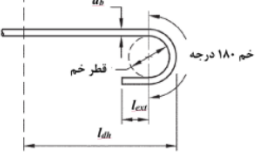
قلاب ها، طول مهاري مستقيم، طول مهاري خم شده، وصله



۱-۲- قلاب ها

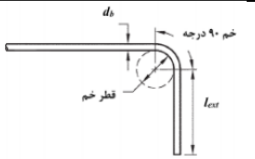
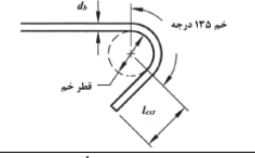
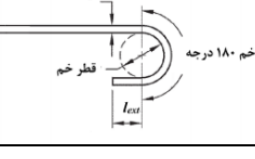
ابتدا به بحث قلاب ها بپردازیم. در سازه های بتن آرمه نیاز به خم میلگرد می باشد جزئیات قلاب ها در میلگرد های اصلی و خاموت ها به ترتیب زیر است.

جدول ۹-۲۱-۱ قلاب استاندارد برای مهار میلگردهای طولی آجدار در کشش.

شکل	طول مستقیم پس از خم l_{ext}	حداقل قطر داخلی خم (mm)	قطر میلگرد (mm)	نوع قلاب
	$12d_b$	$6d_b$	۲۵ تا ۱۰	قلاب ۹۰ درجه
		$8d_b$	۳۴ تا ۲۸	
		$10d_b$	۵۵ تا ۳۶	
	$4d_b$ و ۶۵ میلیمتر، هر کدام بزرگتر است	$6d_b$	۲۵ تا ۱۰	قلاب ۱۸۰ درجه
		$8d_b$	۳۴ تا ۲۸	
		$10d_b$	۵۵ تا ۳۶	

۹-۲۱-۲-۴ قلاب لرزه ای مطابق تعریف فصل ۹-۲ قلابی است که دارای خم حداقل ۱۳۵ درجه و طول مستقیم بعد از خم حداقل برابر با $6d_b$ و یا ۷۵ میلیمتر باشد. قلاب لرزه ای دورگیرهای دایروی می تواند دارای خم حداقل ۹۰ درجه باشد.

جدول ۹-۲۱-۲ قلاب استاندارد برای مهار میلگردهای عرضی.

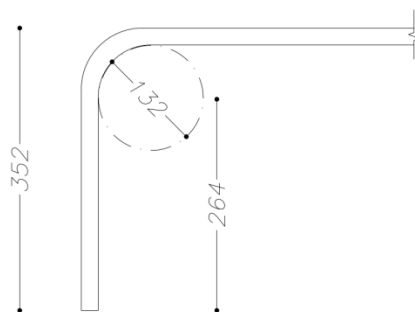
شکل	طول مستقیم پس از خم l_{ext}	حداقل قطر داخلی خم (mm)	قطر میلگرد (mm)	نوع قلاب
	$6d_b$ و ۷۵ میلیمتر، هر کدام بزرگتر است	$4d_b$	۱۶ تا ۱۰	قلاب ۹۰ درجه
	$12d_b$	$6d_b$	۲۵ تا ۱۸	
	$6d_b$ و ۷۵ میلیمتر، هر کدام بزرگتر است	$4d_b$	۱۶ تا ۱۰	قلاب ۱۳۵ درجه
		$6d_b$	۲۵ تا ۱۸	
	$4d_b$ و ۶۵ میلیمتر، هر کدام بزرگتر است	$4d_b$	۱۶ تا ۱۰	قلاب ۱۸۰ درجه
		$6d_b$	۲۵ تا ۱۸	

مثال ۱-۲:

برای میلگرد ۲۲ به عنوان میلگرد اصلی قلاب استاندارد ۹۰ درجه و میلگرد ۱۰ به عنوان خاموت قلاب استاندارد ۱۳۵ درجه را ترسیم کنید.

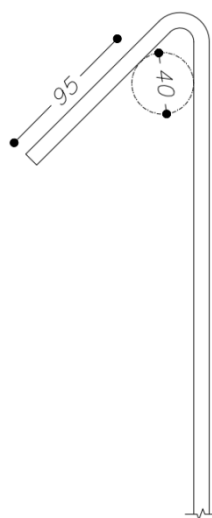
$$6 \times d_b = 6 \times 22 = 132(mm)$$

$$l_{ext} = 12 \times d_b = 264(mm)$$



$$4 \times d_b = 40(mm)$$

$$l_{ext} = \max(60, 75) = 75(mm)$$



۲-۲- وصله در کشش و فشار برای میلگرد های با قطر کمتر یا مساوی ۳۴ میلیمتر

با توجه به این که طول میلگرد ها به صورت استاندارد در کارخانه عموماً ۱۲ متر است و این که در پروژه های عمرانی معمولاً میلگرد ها در طول های مختلف بریده می شوند تا استفاده شوند و یا به جهت کاهش مصرف میلگرد (بهینه کردن مصرف)، نیاز است تا در محل هایی از تیر ها یا ستون ها و سقف ها میلگرد ها را به هم وصله کنیم. در این کتاب ما به بررسی وصله پوششی خواهیم پرداخت.

۴-۲۱-۹ وصله میلگردها

۱-۴-۲۱-۹ کلیات

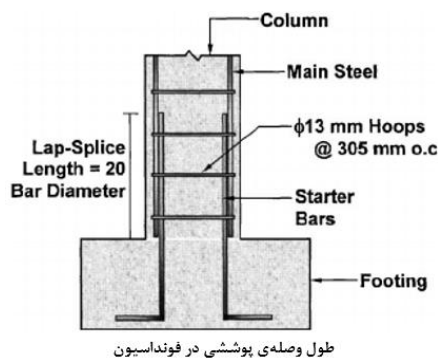
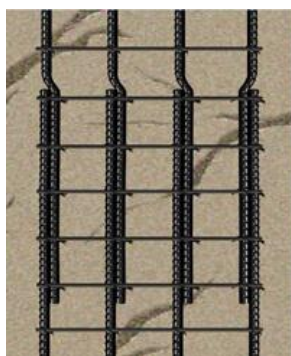
۱-۱-۴-۲۱-۹ وصله میلگردها به یکی از طرق زیر مجاز است

الف- وصله پوششی

ب- وصله اتکایی

پ- وصله جوشی

ت- وصله مکانیکی



۲-۱-۴-۲۱-۹ استفاده از وصله پوششی در موارد زیر مجاز است

الف- در کشش و فشار برای میلگردهای با قطر کمتر یا مساوی ۳۴ میلیمتر

ب- در فشار برای وصله میلگردهای با حداکثر قطر ۴۲ میلیمتر به میلگردهای با قطر ۳۴ میلیمتر و کمتر، با تامین

شرایط بند ۲-۵-۴-۲۱-۹

۳-۱-۴-۲۱-۹ برای وصله پوششی تماسی، حداقل فاصله آزاد بین وصله های تماسی و میلگردها یا وصله های مجاور باید مطابق بند ۱-۱-۲-۲۱-۹ باشد.

۹-۲۱-۲ فاصله‌های حداقل و قلاب‌ها

۹-۲۱-۲-۱ فاصله حداقل میلگردها

۹-۲۱-۲-۱-۱ فاصله آزاد میلگردهای موازی واقع در یک سفره افقی نباید کمتر از هیچیک از مقادیر زیر باشد

الف- ۲۵ میلیمتر

ب- قطر بزرگترین میلگرد

پ- $1/33$ برابر قطر اسمی بزرگترین سنگ دانه

۹-۲۱-۲-۱-۲ در میلگردهای موازی واقع در چند سفره افقی، میلگردهای لایه فوقانی باید مستقیماً در بالای میلگردهای لایه تحتانی قرار گرفته و فاصله آزاد بین دو لایه نباید کمتر از ۲۵ میلیمتر باشد.

۹-۲۱-۲-۱-۳ فاصله آزاد بین میلگردهای طولی در ستون‌ها، ستون پایه‌ها، بست‌ها، و اجزا مرزی دیوارها، نباید کمتر از هیچیک از مقادیر زیر باشد

الف- ۴۰ میلیمتر

ب- $1/5$ برابر قطر بزرگترین میلگرد

پ- $1/33$ برابر قطر اسمی بزرگترین سنگ دانه

۹-۲۱-۴ وصله پوششی میلگردهای آجدار و سیم‌های آجدار در کشش

۹-۲۱-۴-۱ طول وصله پوششی میلگردهای آجدار و سیم‌های آجدار در کشش l_{st} باید برابر با $1/3 l_d$ باشد (وصله نوع B). تنها در صورت ارضا دو شرط زیر، میتوان طول وصله پوششی را به l_d کاهش داد (وصله نوع A)

الف- مقدار آرماتور موجود در طول وصله حداقل دو برابر مقدار مورد نیاز باشد

ب- حداکثر نصف آرماتور موجود در طول وصله پوششی، وصله شده باشد

l_d براساس بند ۹-۲۱-۳-۱ تعیین می‌شود. در هر حالت حداقل طول وصله ۳۰۰ میلیمتر خواهد بود.

۹-۲۱-۴-۲ در مواردی که وصله پوششی برای میلگردهای با قطرهای متفاوت انجام می‌شود l_{st} نباید از هیچیک از مقادیر زیر کمتر باشد

الف- طول گیرایی l_d برای میلگرد با قطر بزرگتر

ب- طول وصله کششی l_{st} برای میلگرد با قطر کوچکتر

۹-۲۱-۳-۲ طول گیرایی میلگردهای آجدار و سیم‌های آجدار در کشش را می‌توان از جدول ۹-۲۱-۴ تعیین نمود. در هر صورت حداقل طول گیرایی بند ۹-۲۱-۳-۱ ب باید تامین شود.

جدول ۹-۲۱-۴ طول گیرایی میلگردهای آجدار و سیم‌های آجدار در کشش.

فاصله آزاد و پوشش		قطر میلگرد یا سیم
کوچکتر از ۲۰ میلیمتر	بزرگتر یا مساوی ۲۰ میلیمتر	
$\frac{\psi_t \psi_e \psi_g f_y}{2.1\lambda \sqrt{f'_c}} d_b$	$\frac{\psi_t \psi_e \psi_g f_y}{1.7\lambda \sqrt{f'_c}} d_b$	فاصله آزاد میلگردها یا سیم‌ها در طول مهاری یا وصله حداقل برابر با قطر میلگرد بوده و خاموت یا تنگ حداقل آئین‌نامه‌ای در طول گیرایی تامین شده است یا فاصله آزاد میلگردها یا سیم‌ها در طول مهاری یا وصله حداقل دو برابر قطر میلگرد بوده و پوشش روی میلگرد حداقل برابر با قطر میلگرد است
$\frac{\psi_t \psi_e \psi_g f_y}{1.4\lambda \sqrt{f'_c}} d_b$	$\frac{\psi_t \psi_e \psi_g f_y}{1.1\lambda \sqrt{f'_c}} d_b$	سایر موارد

توجه به اینکه در قسمت برش تیر آرماتورهای لازم برشی (خاموت) در نظر گرفته شده است:

جدول ۹-۲۱-۳ ضرایب اصلاح طول مهاری میلگردهای آجدار و سیم‌های آجدار در کشش.

ضریب اصلاح	شرایط	مقدار ضریب
λ ضریب بتن سبک	بتن سبک	۰/۷۵
	بتن معمولی	۱/۰
ψ_g ضریب رده فولاد	فولاد S420 و S400, S350, S340	۱/۰
	فولاد S520 و S500	۱/۱۵
ψ_e ضریب پوشش	برای میلگردهای با اندود اپوکسی یا با اندود دوگانه اپوکسی و روی، با پوشش بتن کمتر از سه برابر قطر میلگرد یا فاصله آزاد بین میلگردها کمتر از شش برابر قطر میلگرد	۱/۵
	برای میلگردهای با اندود اپوکسی یا با اندود دوگانه اپوکسی و روی در سایر حالات	۱/۲
	برای میلگردهای بدون اندود و میلگردهای با اندود روی (گالوانیزه)	۱/۰
	برای میلگردها و سیم‌های با قطر ۲۰ میلیمتر و بیشتر	۱/۰
ψ_s ضریب قطر	برای میلگردها و سیم‌های با قطر کمتر یا مساوی ۱۸ میلیمتر	۰/۸
	برای میلگردهای افقی که حداقل ۳۰۰ میلیمتر بتن تازه در زیر آنها ریخته می‌شود	۱/۳
ψ_t ضریب موقعیت	برای سایر میلگردها	۱/۰

$$\lambda = 1, \psi_e = 1$$

$$h_{beam} < 400(mm) \rightarrow \text{for top and bottom rebar } \psi_t = 1$$

در این کتاب

$$h_{beam} > 400(mm) \rightarrow \psi_t \rightarrow \text{for beam top rebar} \rightarrow 1.3$$

$$\psi_t \rightarrow \text{for beam bottom rebar} \rightarrow 1$$

$$\phi < 20 \rightarrow l_d(mm) = \frac{\psi_t \times \psi_g}{2.1} \times \frac{F_y(Mpa)}{\sqrt{f'_c(Mpa)}} \times d_b(mm)$$

$$20 \leq \phi \leq 32 \rightarrow l_d(mm) = \frac{\psi_t \times \psi_g}{1.7} \times \frac{F_y(Mpa)}{\sqrt{f'_c(Mpa)}} \times d_b(mm)$$

$$l_d \geq 300(mm)$$

$$l_{st}(mm) = 1.3 \times l_d(mm)$$

با توجه به پیچیده بودن کنترل بند های الف و ب با در نظر گرفتن ضریب اطمینان بیشتر می توان حالت $A = 1.3 \times l_d(mm)$ را در نظر گرفت.

۲۱-۴-۵ وصله پوششی میلگردهای آجدار در فشار

۲۱-۴-۵-۱ طول وصله پوششی میلگردهای آجدار در فشار l_{sc} برای میلگردهای با قطر کوچکتر یا مساوی ۳۴ میلیمتر بصورت زیر محاسبه می شود

الف- برای میلگردهای با تنش تسلیم کوچکتر یا مساوی ۴۲۰ مگاپاسکال، برابر با $0.071f_y d_b$

ب- برای میلگردهای با تنش تسلیم بیش از ۴۲۰ مگاپاسکال، برابر با $(0.13f_y - 24)d_b$

این طول در هر حال نباید کمتر از ۳۰۰ میلیمتر باشد.

$$\text{If } F_y \leq 420 \rightarrow l_{st}(mm) = 0.071 \times F_y(Mpa) \times d_b(mm)$$

$$\text{If } F_y > 420 \rightarrow l_{st}(mm) = ((0.13 \times F_y(Mpa)) - 24) \times d_b(mm)$$

$$l_{st} \geq 300(mm)$$

نکته اول: در صورت استفاده از میلگرد های با قطر مختلف باید برای تمام قطر ها محاسبات طول وصله در کشش و فشار انجام شود و در نهایت ماکزیمم آنها مورد استفاده قرار گیرد.

نکته دوم: با توجه به ماهیت زلزله و رفت و برگشتی بودن آن به طور قطع نمی توان رفتار کششی یا فشاری را برای یک مقطع لحاظ کرد بنابراین ماکزیمم طول وصله کششی و فشاری که کمتر از ۳۰۰ میلیمتر نیست را لحاظ می کنیم.

۲۱-۵-۳ ستون ها در قاب های با شکل پذیری متوسط

۹-۲۰-۵-۳-۲-۲ محل وصله آرماتورهای طولی ستون باید در خارج از ناحیه اتصال تیر به ستون باشد.

۹-۲۰-۶-۲ تیرها در قاب های با شکل پذیری زیاد

۹-۲۰-۶-۲-۴ استفاده از وصله پوششی در میلگردهای طولی خمشی فقط در شرایطی مجاز است که در تمام طول وصله آرماتور عرضی از نوع دورگیر یا دورپیچ موجود باشد. فواصل سفره های آرماتور عرضی دربرگیرنده وصله از یکدیگر نباید از کوچک ترین مقادیر یک چهارم ارتفاع مؤثر مقطع و ۱۰۰ میلی متر بیشتر باشد.

۹-۲۰-۶-۲-۵ استفاده از وصله پوششی در محل های زیر مجاز نیست:

الف - در اتصالات تیرها به ستون ها

ب - در طولی معادل دو برابر ارتفاع مقطع از بر تکیه گاه

پ- در طولی معادل دو برابر ارتفاع مقطع از مقاطع بحرانی که در آنها، در اثر تغییر مکان جانبی غیر الاستیک، امکان وقوع تسلیم آرماتور وجود دارد.

۹-۲۰-۶-۳ ستون ها در قاب های با شکل پذیری زیاد

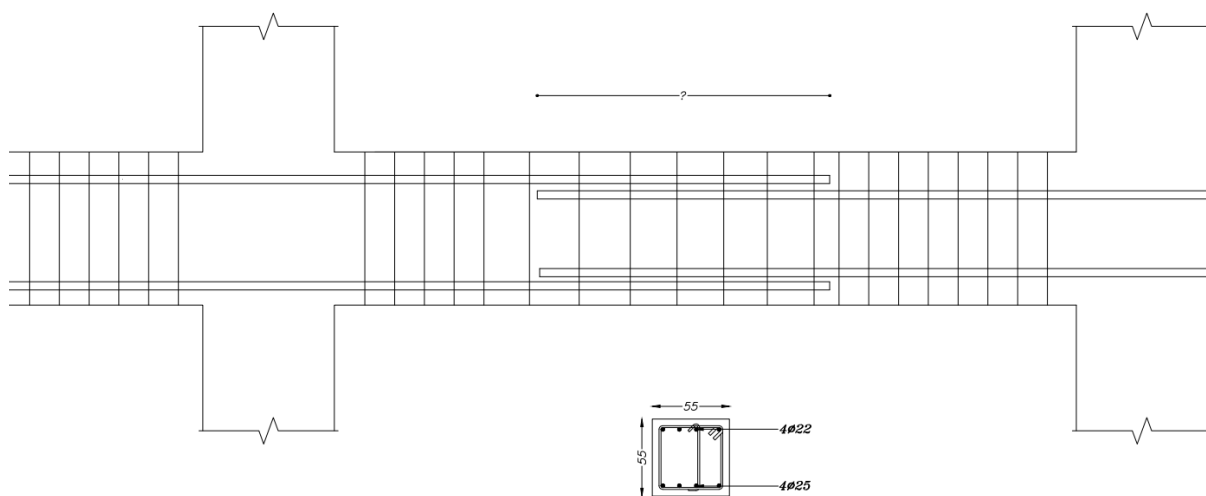
۹-۲۰-۶-۳-۴ استفاده از وصله پوششی در میلگردهای طولی فقط در نیمه میانی طول ستون مجاز است. طول پوشش این وصله ها باید برای کشش در نظر گرفته شود. در طول این وصله ها باید آرماتورهای عرضی مطابق ضوابط بندهای ۹-۲۰-۶-۳-۲ الی ۹-۲۰-۶-۳-۵ بکار برده شود.

نکته: در ستون ها با توجه به این که میلگرد های ستون پایین به ستون بالا وصله می شوند باید همزمان طول گیرایی (که در بخش بعد توضیح داده خواهد شد) و طول وصله را مورد بررسی قرار گرفته و بیشترین آنها لحاظ شود.

مثال ۲-۲:

در یک تیر بتن آرمه قرار است میلگرد ها به هم وصله پوششی شوند. قطر میلگرد های تیر ۲۲ و ۲۵ می باشد. طول وصله برای میلگرد های بالا و پایین تیر را در کشش و فشار تعیین کنید.

$$F_y=400 \text{ Mpa}, f'_c=25 \text{ Mpa}$$



$$\phi 22, \phi 25 < \phi 34 \rightarrow O.K$$

فاصله بین میلگرد های خمشی بالا و پایین مناسب است.

$$l_{st} = 1.3 \times l_d \rightarrow l_{st} = 1.3 \times \frac{\psi_t \times \psi_t \times \psi_t}{1.7\lambda} \times \frac{F_y}{\sqrt{f'_c}} \times d_b \rightarrow$$

$$\text{for top rebar} \rightarrow 1.3 \times \frac{1.3 \times 1}{1.7} \times \frac{400}{5} \times 22 = 1750 \text{ mm}$$

$$\text{for bottom rebar} \rightarrow 1.3 \times \frac{1 \times 1}{1.7} \times \frac{400}{5} \times 25 = 1529 \text{ mm} \approx 1550 \text{ mm}$$

$$l_d > 300 \text{ mm} \rightarrow O.K$$

$$l_{st} (\phi 22) \rightarrow 0.071 \times F_y \times d_b = 0.071 \times 400 \times 22 = 624 \text{ mm} \approx 625 \text{ mm}$$

$$l_{st} (\phi 25) \rightarrow 0.071 \times F_y \times d_b = 0.071 \times 400 \times 25 = 710 \text{ mm} \approx 725 \text{ mm}$$

$$l_{st} (\phi 22) > 300 \text{ mm} \rightarrow O.K$$

$$l_{st} (\phi 25) > 300 \text{ mm} \rightarrow O.K$$

در نهایت برای میلگرد بالا

$$\max(1750, 625, 300) = 1750$$

در نهایت برای میلگرد پایین

$$\max(1550, 725, 300) = 1550$$

میلیمتر طول وصله