باسلام

لطفا توجه فرمایید

اگر قصد شرکت در آزمون نظام مهندسی را دارید به شما پیشنهاد میکنیم از کلیدواژه های منابع آزمون نظام مهندسی که هر سال با توجه به منابع اعلام شده برای هر رشته تدوین میشود بهره ببرید

همواره میتوانید با مراجعه به آدرس اینترنتی زیر یک نمونه رایگان برای آشنایی با نحوه کار با این مجموعه دانلود کرده و کلیدواژه های مورد نیاز خود را تهیه بفرمایید

http://icivil.ir/nezam

آشنایی با کلید واژه های نظام مهندسی

۱- کلید واژه های نظام مهندسی چیست و در آزمون چه کمکی به ما میکند؟

توجه به اینکه آزمون نظام مهندسی کتاب باز میباشد مهمترین عامل در موفقیت در آزمون زمان پاسخگویی به سوالات میباشد .کلیدواژه ها پل ارتباطی بین سوالات و جواب آن در منابع آزمون میباشد بصورتی که شما کلمه کلیدی سوال را در فهرست کلیدواژه ها پیدا کرده و جلوی آن کلمه آدرس محل تکرار این کلمه در منابع آزمون به شما داده شده است و میتوانید با سرعت زیادی به آن شماره صفحه در مقررات ملی مراجعه کرده و پاسخ را بیابید.

۲-کلیدواژه ها برای چه رشته هایی کاربرد دارد؟

اکنون این کلیدواژه ها برای تمام رشته – آزمونها تهیه شده است و برای تمام رشته ها بصورت جداگانه قابل تهیه میباشد .برای برخی از رشته ها مثل عمران و معماری که ۳ آزمون جداگانه دارند نیز بصورت جداگانه برای هر آزمون کلیدواژه تهیه شده است.

۳- کلیدواژه ها شامل چه مباحثی میباشد و آیا با منابع آزمون هماهنگی دارد؟

این مجموعه ها به طور کلی از منابع ۲۲ گانه مقررات ملی و همچنین قانون نظام مهندسی و راهنمای جوش و راهنمای قالب بندی استخراج شده است و با منابع آزمون کاملا هماهنگ است و از ویرایش های مشخص شده در سایت ثبت نام آزمون استفاده شده است که برای هر رشته آزمون بصورت جداگانه و با توجه به تعداد منابعی که در آزمون آن رشته معرفی شده است آماده گردید است

جزوه کلاسی(آمادگی آزمون نظام مهندسی)

سازه‌های بتن آرمه

دکتر: رامین گرمرودی

garmroudiramin@yahoo.com

www.icivil.ir پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران

خواص بتن و فولاد

۱-۱ مقدمه

بتنی را که توسط فولاد مسلح شده است را بتن‌آرمه گویند. عموما بتن را به علت ضعف کششی آن، توسط فولاد در ناحیه کششی تقویت می‌کنند. مه مجموعه حاصل را بتن‌آرمه یا بتن مسلح می‌نامند.

نکته: در آزمایشات مشاهده گردیده است که تیر بتن آرمه ظرفیت باربری حدود ۲۰ برابر تیرهای ساده را از خود نشان می‌دهد.

۱-۲ ویژگی‌های سازه‌های بتن‌آرمه

- مقاومت فشاری خوب و شکل‌گیری عالی بتن درون قالب.

- چسبندگی قابل قبول بین بتن سخت شده و فولاد.

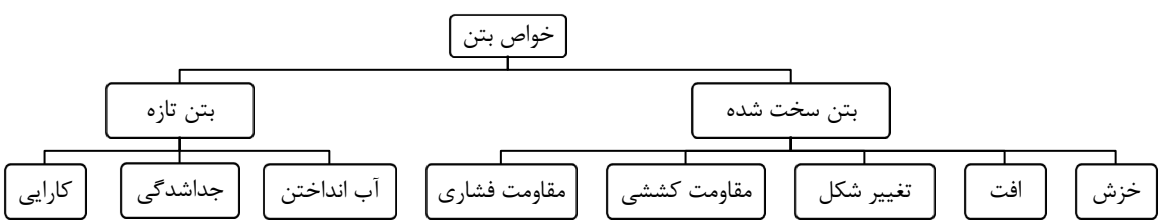
- ضریب انبساط حرارتی یکسان بتن و فولاد.

$$\alpha_{concret} = ۱/۰ \times ۱۰^{-۶}\,{}^{۱}/_{C^\circ}$$

$$\alpha_{steel} = ۱/۲ \times ۱۰^{-۶}\,{}^{۱}/_{C^\circ}$$

- مقاومت نسبتا بالای بتن در مقابل آتش‌سوزی و خورندگی

۱-۳ 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.

$$f_c = ۰/۸ f_{cu}$$

نکته: فقط بتن‌های رده C۲۰ ($f_c = ۲۰\ N/mm^۲$) و بالاتر را می‌توان مبنای طراحی قرار داد.

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

www.icivil.ir پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران

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

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.

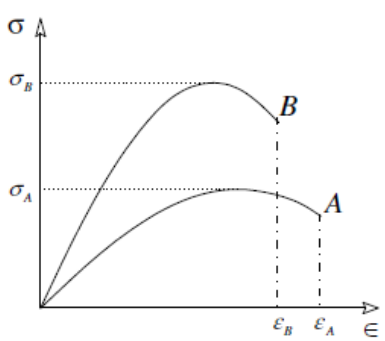
$$f_r = ۰/۶۳\sqrt{f_c}$$

که در آن:

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

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.

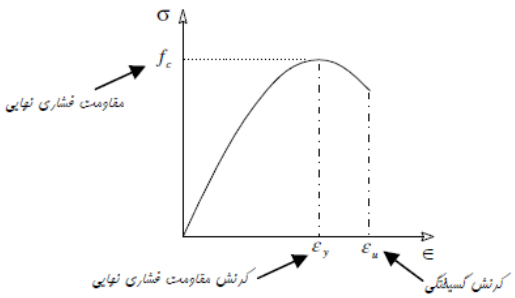


نکته: نمودار در قسمت‌های اولیه خطی و در تنش‌های بالا دارای انحنا می‌باشد.

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.

افت

تغییر حجم بتن بدون وابستگی به تاثیر نیروهای خارجی را افت یا جمع شدگی تن گویند.

خزش

تغییر شکل پی در پی بتن به مرور زمان تحت اثر بار ثابت (با شرط اینکه تنش در محدوده الاستیک باشد) را خزش می‌گویند.

۴-۱ ضوابط پذیرش بتن

📖 مطابق مبحث نهم مشخصات بتن در صورتی منطبق بر رده مود نظر و از لحاظ مقاومتی قابل قبول تلقی می‌شود که حداقل یکی از شرایط (الف) و (ب) برقرار باشد.

الف) در آزمایش سه نمونه‌برداری متوالی، مقاومت هیچ کدام کمتر از مقاومت فشاری مشخصه نباشد:

$$f_۱, f_۲, f_۳ \geq f_c (N/mm^۲)$$

ب) متوسط مقاومت‌های سه نمونه‌برداری حداقل ۱/۵ مگاپاسکال بیشتر اط مقاومت فشاری مشخصه باشد و کوچکترین مقاومت نمونه‌ها از مقاومت فشاری مشصه بیش از ۴ مگاپاسکال کمتر نباشد:

$$\bar{f_c} = \frac{f_۱ + f_۲ + f_۳}{۳} \quad , \quad f_{min} = min(f_۱, f_۲, f_۳)$$
$$\bar{f_c} \geq f_c + ۱/۵ \, (N/mm^۲) \quad , \quad f_{min} \geq f_c - ۴$$

www.icivil.ir پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران

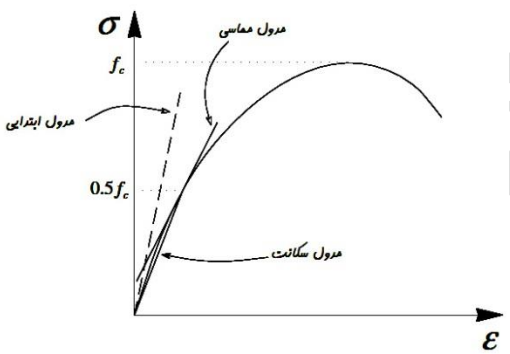
۱-۵ مدول الاستیسته بتن E_c

با توجه به اینکه برخلاف فولاد نمودار تنش – کرنش بتن بصورت خطی نمی‌باشد. بنابراین نمی‌توان مدول الاستیسته مشخص و ثابتی برای آن در نظر گرفت. به همین جهت مدول ابتدایی، مدول مماسی و مدول سکانت استفاده می‌گردد.

- مدول ابتدایی: شیب خط مماس به ابتدای منحنی تنش-کرنش را مدول ابتدایی می‌گویند.

- مدول مماسی: شیب خط مماس به منحنی تنش-کرنش در هر نقطه از منحنی را مدول مماسی می‌گویند.

- مدول سکانت: شیب خط مماسی را که نقطه ابتدای منحنی را به نقطه نظیر تنش $۰/۵\,f_c$متصل می‌کند را مدول سکانت گویند.



نکته: مدول الاستیسته بتن ثابت نیست و بستگی به مقدار f_c دارد. از مدول سکانت نظیر ۲۵ تا ۵۰ درصد مقاومت بتن بعنوان مدول الاستیسیته استفاده می‌شود.

📖 مطابق مبحث نهم مدول الاستیسیته بتن از رابطه زیر بدست می‌آید.

$$f_c = ۵۰۰۰\sqrt{f_c}$$

که در آن:

f_c : مقاومت فشاری ۲۸ روزه نمونه استاندار برحسب $N/mm^۲$

۱-۶ فولاد

فولاد آلیاژی پرمقاومت و شکل‌پذیر است که از آهن و کربن و عناصر دیگر از قبیل منگنز ساخته می‌شود. با توجه به مقدار عناصر فوق خاصیت آن تغییر می‌کند.

نکته: با افزایش مقدار کربن به آهن مقاومت باعث افزایش مقاومت و کاهش شکل‌پذیری می‌شود.

نکته: میزان کربن فولاد در حدود ۰/۲تا ۰/۳درصد می‌باشد.

نکته: افزودن منگنز به آهن باعث افزایش مقاومت می‌گردد.

نقش فولاد در سازه‌های بتنی عمدتا به سه صورت زیر می‌باشد.

۱- تحمل کشش مستقیم

۲- نحمل کشش ناشی از برش

۳- تحمل فشار در عناصر فشاری و خمشی

میلگردها (آرماتور)

فولاد معمولاد در سازه‌های بتنی به صورت میلگرد استفاده می‌شود. میلگردها به دو صورت ساده و آجدار در بازار موجود می‌باشند.میلگردهای ساده فقط می‌توانند بعنوان میلگرد دورپیچ در سازه‌های بتن‌آرمه بکار روند و استفاده از آنها به‌عنوان میلگرد سازه‌ای غیر از موارد فوق، در سازه‌های بتن‌آرمه مجاز نیست.

📖 مطابق مبحث نهم : مدول الاستیسته فولاد $E_s = ۲ \times ۱۰^۵ \, N/mm^۲$

رده بندی مکانیکی میلگردهای فولادی(مبحث نهم مقررات ملی ساختمان)

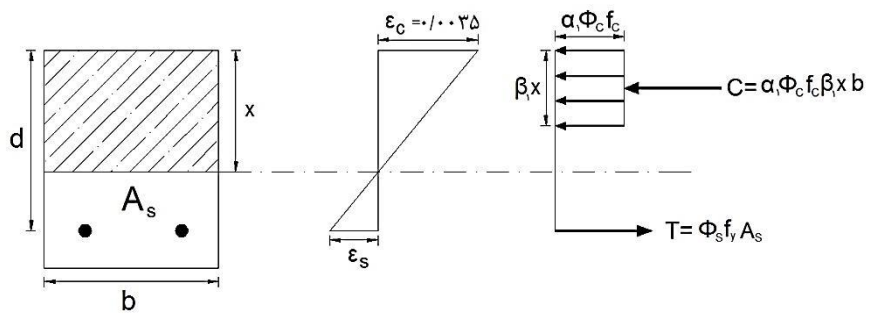
رده	علامت مشخصه در استاندار ملی۳۱۳۲ ایران	f_{su}حداقل مقدار مجاز مقاومت کششی حداکثر فولاد $(N/mm^۲)$	f_{yk} $(N/mm^۲)$	طبقه بندی از نظر شکل رویه	رده از نظر سختی
$S۲۴۰$	س ۲۴۰	۳۶۰	۲۴۰	ساده	نرم
$S۳۴۰$	آج ۳۴۰	۵۰۰	۳۴۰	آجدار مارپیچ	نیم سخت
$S۴۰۰$	آج ۴۰۰	۶۰۰	۴۰۰	آجدار جناقی	نیم سخت
$S۵۰۰$	آج ۵۰۰	۶۵۰	۵۰۰	آجدار مرکب	سخت

نکته: رده میلگردهای بکار برده در قاب و اجزای لبه‌ای دیوارهای مقاوم در برابر زلزله و همچنین فولادهای دورپیچ، برشی و اصطکاکی نباید بالاتر از $S۴۰۰$ باشد.

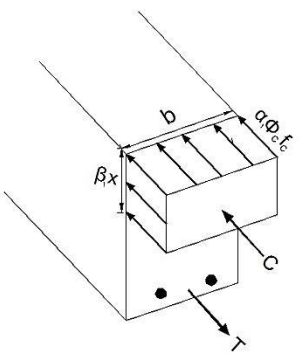
طراحی اعضای خمشی

۲-۱ فرضیات طراحی تیر مستطیلی براساس مبحث نهم مقررات ملی ساختمان

به منظور سهولت در طراحی، آیین‌نامه استفاده از یک توزیع تنش فشاری مستطیلی بجای توزیع تنش‌های دقیق‌تر را برای بتن مجاز می‌داند. این توزیع در شکل زیر نشان داده شده است.



در بلوک تنش مستطیلی معادل، از تنش متوسطی برابر با $\alpha_۱ \times \phi_c f_c$ و ارتفاع $\beta_۱ x$ استفاده می‌شود. ضرایب $\alpha_۱$ و $\beta_۱$ وابسته به مقدار f_c بوده و از روابط زیر محاسبه می‌شود:



$$\alpha_۱ = ۰/۸۵ - ۰/۰۰۱۵ f_c \geq ۰/۶۷$$

$$\beta_۱ = ۰/۹۷ - ۰/۰۰۲۵ f_c \geq ۰/۶۷$$

در این حالت تغییر شکل نسبی بتن در دورترین تار فشاری برابر ۰/۰۰۳۵ منظور می‌شود.

نکته: در روابط فوق ϕ_c و ϕ_s ضرایب ایمنی جزیی هستند که بصورت زیر تعریف می‌شوند.

الف) ضریب ایمنی جزیی مقاومت بتن در قطعات درجا $\phi_c = ۰/۶۵$

ب) ضریب ایمنی جزیی مقاومت بتن در قطعات پیش ساخته $\phi_c = ۰/۷$

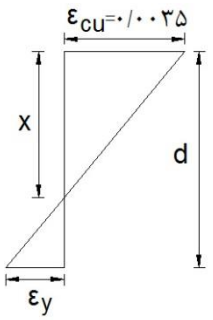
ج) ضریب ایمنی جزیی مقاومت فولاد $\phi_s = ۰/۸۵$

نیروی فشاری بتن: $C = \alpha_۱ \phi_c f_c \beta_۱ x = \alpha_۱ f_{cd} \beta_۱ x b$

نیروی کششی فولاد: $T = \phi_s f_y A_s = f_{yd} A_s$

۲-۲ مقطع بالانس

به مقطعی اطلاق می‌شود که همزمان با رسیدن کرنش بتن به $\varepsilon_{cu} = ۰/۰۰۳۵$ فولاد کششی نیز به حدی جاری شدن برسد ($\varepsilon_s = \varepsilon_y$). عمق تار خنثی در مقطع بالانس یک مقدار واحد است که رابطه زیر بدست می‌آید.



$$\frac{x}{d} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y} = \frac{۰/۰۰۳۵}{۰/۰۰۳۵ + \varepsilon_y}$$

با ضرب صورت و مخرج رابطه فوق در $E_s = ۲ \times ۱۰^۵$ داریم:

$$\frac{x}{d} = \frac{۷۰۰}{۷۰۰ + f_y}$$

نکته: درصد فولاد کششی در مقطع بالانس از رابطه زیر بدست می‌آید.

$$\rho_b = \alpha_۱ \beta_۱ \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \left(\frac{۷۰۰}{۷۰۰ + f_y} \right)$$

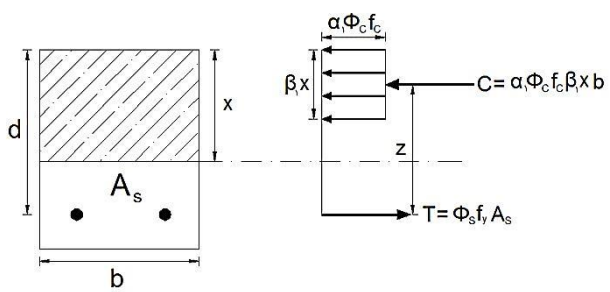
📖 مطابق مبحث نهم: حداکثر درصد فولاد ρ_{max} محدود به درصد فولاد بالانس و می‌باشد.

$$\rho_{max} = min(\rho_b \ , ۰/۰۲۵)$$

۲-۳ طراحی تیرهای بتن‌آرمه مستطیلی با فولاد کششی تنها

بدست آوردن لنگر مقاوم مقطع در صورت معلوم بودن ابعاد و مقدار فولاد کششی

با توجه به توزیع تنش مستطیلی داریم:



$$C = \alpha_۱ \phi_c f_c \beta_۱ x = \alpha_۱ f_{cd} \beta_۱ x b$$

$$T = \phi_s f_y A_s = f_{yd} A_s$$

$$T = C \rightarrow f_{yd} A_s = \alpha_۱ f_{cd} \beta_۱ x b \rightarrow x = \frac{f_{yd} A_s}{\alpha_۱ f_{cd} \beta_۱ b}$$

$$M_r = T \times Z = T \left(d - \frac{\beta_۱ x}{۲} \right)$$

$$\boxed{M_r = A_s f_{yd} \left(d - \frac{A_s f_{yd}}{۲ \times \alpha_۱ f_{cd} b} \right)}$$

📖 مطابق مبحث نهم لنگر مقاوم نباید از مقدار زیر تجاوز نماید.

$$M_{r\,max} = ۰/۱۲\, f_c b d^۲$$

مراحل گام به گام طراحی مقاطع تحت اثر خمش وقتی ابعاد تیر معلوم باشد

در این حالت (b , d , f_y , f_c , و لنگر نهایی وارد بر تیر M_u) معلوم هستند و هدف بدست آوردن مقدار فولاد کششی (A_s) می‌باشد.

گام اول: محاسبه مقدار $\alpha_۱$ و $\beta_۱$:

$$\alpha_۱ = ۰/۸۵ - ۰/۰۰۱۵\, f_c \geq ۰/۶۷$$

$$\beta_۱ = ۰/۹۷ - ۰/۰۰۲۵\, f_c \geq ۰/۶۷$$

گام دوم: محاسبه مقدار R:

$$R = \frac{M_u}{f_{cd} b d^۲}$$

گام سوم: محاسبه مقدار q:

$$q = \alpha_۱ - \sqrt{\alpha_۱^۲ - ۲\alpha_۱ R}$$

گام چهارم: محاسبه درصد فولاد ρ:

$$\rho = q \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

گام پنجم: مقایسه مقدار ρ با ρ_{min} و ρ_{max}:

$$\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$$

$$\rho_{max} = \alpha_۱ \beta_۱ \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \left(\frac{۷۰۰}{۷۰۰ + f_y} \right)$$

$$\rho_{min} = max \left[\frac{۱/۴}{f_y} , \quad \frac{۰/۲۵ \sqrt{f_c}}{f_y} \right]$$

گام ششم: محاسبه مقدار فولاد کششی و انتخاب میلگرد و آرایش مناسب

$$A_s = \rho b d$$

نکته: درصد فولاد مقطع بالانس به ابعاد بستگی ندارد، و به مشخصات مصالح بستگی دارد

دکتر رامین گرمودی

نکته: مقدار فولادی کشش را می‌توان مستقیما از رابطه زیر محاسبه کرد.

$$A_s = \frac{\alpha_1 f_{cd} b d}{f_{yd}} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{\alpha_1 f_{cd} b d^2}} \right]$$

📖 مطابق مبحث نهم: اگر $\rho < 1/33\,\rho_{min}$ (ρ مقدار درصد فولاد محاسباتی)، می‌توان مقدار درصد فولاد لازم برابر $1/33\,\rho$ در نظر گرفته می‌شود.

مراحل گام به گام طراحی مقاطع تحت اثر لنگر خمشی وقتی ابعاد تیر مجهول باشد

در این حالت (M_u , f_c , f_y) معلوم هستند و هدف بدست آوردن ابعاد b و d به طوری‌که به فولاد فشاری نیاز نباشد.

گام اول: بدست آوردن درصد فولاد ماکزیمم

$$\rho_b = \rho_{max} = \alpha_1 \beta_1 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \left(\frac{700}{700 + f_y} \right)$$

گام دوم: بدست آوردن ابعاد مقطع

$$bd^2 = \frac{M_u}{\rho_b f_{yd} \left(1 - 0/5\,\rho_b \frac{f_{yd}}{\alpha_1 f_{cd}} \right)}$$

ابعاد مقطع b وd را طوری انتخاب می‌کنیم که رابطه فوق برقرار باشد.

📖 مطابق مبحث نهم:حداقل ارتفاع تیر را براساس طول دهانه به صورت جدول زیر پیشنهاد می‌کند.

جدول ۲-۱حداقل ارتفاع تیر بر اساس معیار خیز

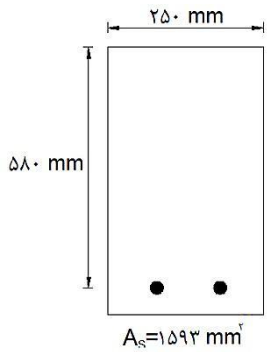
نوع آرماتور	با تکیه گاه‌های ساده	با تکیه‌گاهای پیوسته از یک‌طرف	با تکیه‌گاهای پیوسته از دو طرف	کنسول
$S400$	$\frac{l}{16}$	$\frac{l}{18/5}$	$\frac{l}{21}$	$\frac{l}{8}$
$S340$	$\frac{l}{18}$	$\frac{l}{21}$	$\frac{l}{24}$	$\frac{l}{9}$

گام سوم: مقدار فولاد کششی از رابطه زیر بدست می‌آید.

$$A_s = \frac{\alpha_1 f_{cd} b d}{f_{yd}} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{\alpha_1 f_{cd} b d^2}} \right]$$

دکتر امین گرمودی

تمرین۲-۱ یک تیر بتن‌آرمه با مشخصات زیر داده شده است. لنگر خمشی مقاوم نهایی مقطع و همچنین عمق تار خنثی و درصد فولاد مقطع بالانس را محاسبه کنید. ($f_c = ۲۵MPa \ , \ f_y = ۴۰۰MPa$)



حل: لنگر مقاوم مقطع از رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$$M_r = A_s f_{yd}\left(d - \frac{A_s f_{yd}}{۲ \times \alpha_۱ f_{cd} b}\right)$$

$$f_{cd} = \phi_c f_c = ۰/۶۵ \times ۲۵ = ۱۶/۲۵\,MPa$$

$$f_{yd} = \phi_s f_y = ۰/۸۵ \times ۴۰۰ = ۳۴۰MPa$$

$$\alpha_۱ = ۰/۸۵ - ۰/۰۰۱۵ \times ۲۵ = ۰/۸۱$$

$$\beta_۱ = ۰/۹۷ - ۰/۰۰۲۵ \times ۲۵ = ۰/۹۱$$

$$M_r = ۱۵۹۳ \times ۳۴۰\left(۵۸۰ - \frac{۱۵۹۳ \times ۳۴۰}{۲ \times ۰/۸۱ \times ۱۶/۲۵ \times ۲۵۰}\right) = ۲۶۹۵۶۵۶۶۲/۸\,N.mm \approx ۲۷۰KN.m$$

عمق تار خنثی از رابطه زیر بدست می‌آید.

$$T = C \rightarrow f_{yd}A_s = \alpha_۱ f_{cd}\beta_۱ xb \rightarrow x = \frac{f_{yd}A_s}{\alpha_۱ f_{cd}\beta_۱ b}$$

$$x = \frac{۳۴۰ \times ۱۵۹۳}{۰/۸۱ \times ۱۶/۲۵ \times ۰/۹۱ \times ۲۵۰} = ۱۸۰mm$$

درصد فولاد مقطع بالانس

$$\rho_{max} = \alpha_۱\beta_۱\frac{f_{cd}}{f_{yd}}\left(\frac{۷۰۰}{۷۰۰ + f_y}\right) = ۰/۸۱ \times ۰/۹۱ \times \frac{۱۶/۲۵}{۳۴۰}\left(\frac{۷۰۰}{۷۰۰ + ۴۰۰}\right) = ۰/۰۲۲\,\%$$

تمرین۲-۲ یک تیر بتن آرمه به ابعاد $b = ۲۵۰mm$ و $d = ۴۰۰mm$ مفروض است. بافرض $f_c = ۳۰MPa$ و $f_y = ۴۰۰MPa$، مطلوب است تعیین مقدار فولاد کششی لازم این تیر برای تحمل لنگرهای بهره برداری زیر:

$$M_D = ۵۰KN.m \ , M_L = ۷۵KN.m$$

حل:

ترکیب بار $= ۱/۲۵\,DL + ۱/۵\,LL$

$$M_u = ۱/۲۵\,M_D + ۱/۵\,M_L = ۱/۲۵ \times ۵۰ + ۱/۵ \times ۷۵ = ۱۷۵KN.m$$

گام اول: محاسبه مقدار α_1 و β_1:

$$\alpha_1 = ۰/۸۵ - ۰/۰۰۱۵ f_c = ۰/۸۵ - ۰/۰۰۱۵ \times ۳۰ = ۰/۸$$

$$\beta_1 = ۰/۹۷ - ۰/۰۰۲۵ f_c = ۰/۹۷ - ۰/۰۰۲۵ \times ۳۰ = ۰/۸۹$$

$$f_{cd} = \phi_c f_c = ۰/۶۵ \times ۳۰ = ۱۹/۵ MPa$$

$$f_{yd} = \phi_s f_y = ۰/۸۵ \times ۴۰۰ = ۳۴۰ MPa$$

گام دوم: محاسبه مقدار R:

$$R = \frac{M_u}{f_{cd} b d^2} = \frac{۱۷۵ \times ۱۰^۶}{۱۹/۵ \times ۲۵۰ \times ۴۰۰^۲} = ۰/۲۲$$

گام سوم: محاسبه مقدار q:

$$q = \alpha_1 - \sqrt{\alpha_1^2 - ۲\alpha_1 R} = ۰/۸ - \sqrt{۰/۸^۲ - ۲ \times ۰/۸ \times ۰/۲۲} = ۰/۲۶$$

گام چهارم: محاسبه درصد فولاد ρ:

$$\rho = q \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = ۰/۲۶ \times \frac{۱۹/۵}{۳۴۰} = ۰/۰۱۵$$

گام پنجم: مقایسه مقدار ρ با ρ_{min} و ρ_{max}:

$$\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$$

$$\rho_{max} = \alpha_1 \beta_1 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \left(\frac{۷۰۰}{۷۰۰ + f_y} \right) = ۰/۸ \times ۰/۸۹ \times \frac{۱۹/۵}{۳۴۰} \left(\frac{۷۰۰}{۷۰۰ + ۴۰۰} \right) = ۰/۰۲۶$$

$$\rho_{min} = max \left[\frac{۱/۴}{f_y} = \frac{۱/۴}{۴۰۰} = ۰/۰۰۳۵, \quad \frac{۰/۲۵\sqrt{f_c}}{f_y} = \frac{۰/۲۵\sqrt{۳۰}}{۴۰۰} = ۰/۰۰۳۴ \right]$$

درصد فولاد قابل قبول می‌باشد.

گام ششم: محاسبه مقدار فولاد کششی و انتخاب میلگرد و آرایش مناسب

$$A_s = \rho b d = ۰/۰۱۵ \times ۲۵۰ \times ۴۰۰ = ۱۵۰۰ mm^۲$$

اگر از میلگرد شماره ۲۶ استفاده کنیم

$$\Phi ۲۶ \rightarrow A = \frac{\pi D^۲}{۴} = \frac{\pi \times ۲۶^۲}{۴} = ۵۳۰/۹ mm^۲$$

$$n = \frac{A_s}{A} = \frac{۱۵۰۰}{۵۳۰/۹} = ۲/۸ \approx ۳ \rightarrow use \; ۳\Phi ۲۶$$

دکتر رامین گرمی

می‌توان بجای گام‌های بالا مقدار فولاد کششی را از رابطه زیر بدست آورد.

$$A_s = \frac{\alpha_1 f_{cd} bd}{f_{yd}}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{\alpha_1 f_{cd} bd^2}}\right] = \frac{0/8 \times 19/5 \times 250 \times 400}{340}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 175 \times 10^6}{0/8 \times 19/5 \times 250 \times 400^2}}\right]$$

$$= 1547 mm^2$$

تمرین ۲-۳ مطلوب است تعیین ابعاد و درصد فولاد لازم برای یک تیر بتن آرمه به طول دهانه ۴/۵ مار برای تحمل لنگر خمشی نهایی $230\ KN.m$، تیر دارای تکیه‌گاه ساده است.($f_y = 300MPa\ ,\ f_c = 20MPa$)

حل:

$$\alpha_1 = 0/85 - 0/0015 f_c = 0/85 - 0/0015 \times 20 = 0/82$$

$$\beta_1 = 0/97 - 0/0025 f_c = 0/97 - 0/0025 \times 20 = 0/92$$

$$f_{cd} = \phi_c f_c = 0/65 \times 20 = 13MPa$$

$$f_{yd} = \phi_s f_y = 0/85 \times 300 = 225MPa$$

گام اول: بدست آوردن درصد فولاد ماکزیمم

$$\rho_{max} = \alpha_1 \beta_1 \frac{f_{cd}}{f_{yd}}\left(\frac{700}{700 + f_y}\right) = 0/82 \times 0/92 \times \frac{13}{255} \times \left(\frac{700}{700 + 300}\right) = 0/027 \rightarrow \rho_b = 0/025$$

گام دوم: بدست آوردن ابعاد مقطع

$$bd^2 = \frac{M_u}{\rho_b f_{yd}\left(1 - 0/5\,\rho_b \frac{f_{yd}}{\alpha_1 f_{cd}}\right)}$$

$$bd^2 = \frac{230 \times 10^6}{0/025 \times 225 \times \left(1 - 0/5 \times 0/025 \times \frac{225}{0/82 \times 13}\right)} = 55/54 \times 10^6$$

با آزمون خطا مقدار d و b را بدست می‌آوریم:

$$try: d = 400mm\ , b = 300mm \rightarrow bd^2 = 48 \times 10^6 \ < 55/54 \times 10^6 NO$$

$$try: d = 450mm\ , b = 300mm \rightarrow bd^2 = 60/75 \times 10^6 \ > 55/54 \times 10^6 OK$$

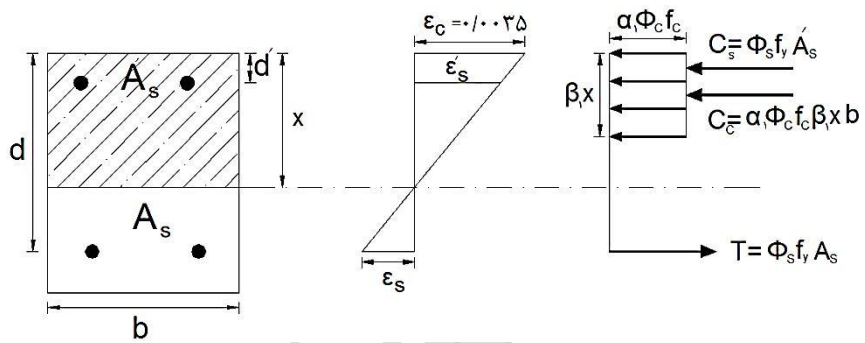
گام سوم: مقدار فولاد کششی از رابطه زیر بدست می‌آید.

$$A_s = \frac{\alpha_1 f_{cd} b d}{f_{yd}}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{\alpha_1 f_{cd} b d^2}}\right] = \frac{0/82 \times 13 \times 300 \times 450}{225}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 230 \times 10^6}{0/82 \times 13 \times 300 \times 450^2}}\right]$$

$$A_s = 2625/38\, mm^2 \rightarrow use: 4\Phi 30$$

۴-۲ طراحی تیرهای بتن‌آرمه مستطیلی با فولاد کششی و فولاد فشاری

اگر لنگر وارد به تیر بیشتر از لنگر مقاوم آن با حداکثر مجاز فولاد کششی باشد. و افزایش ابعاد مقطع به دلایلی امکان پذیر نباشد، لنگر مقاوم اضافی مورد نیاز باید با قرار دادن فولادهای فشاری تامین شود. در شکل زیر مقطع چنین تیری با فولاد کششی A_s و فولاد فشاری $\acute{A}_s$ نشان داده شده است.



نکته: اگر $\rho_b < \rho < 0/025$ باشد، نیاز به فولاد فشاری داریم

نکته: اگر $\rho > 0/025$ باشد، مقطع کفایت ندارد.

نکته: درصد فولاد متعادل در مقطع داری فولاد کششی و فشاری برابر: $\bar{\rho}_b = \rho_b + \acute{\rho}$

$$\rho = \frac{A_s}{bd}\,,\acute{\rho} = \frac{\acute{A}_s}{bd}$$

$$\bar{\rho}_{max} = \bar{\rho}_b$$

نکته: اگر $\rho > \rho_{max}$ باشد، مقطع با فولاد فشاری طراحی شده است و فولاد کششی جاری می‌شود

نکته: اگر $\rho - \acute{\rho} > \rho_b$ باشد، فولاد فشاری جاری می‌شود. اگر $\rho - \acute{\rho} < \rho_b$ فولاد کششی جاری می‌شود.

اگر مقطع کم فولاد باشد وجود آرماتور فشاری باعث افزایش تقریبا ۱۰ درصدی لنگر مقاوم مقطع می‌گردد. درصورتی که اگر مقطع پر فولاد باشد افزایش لنگر مقاوم مقطع بعلت وجود آرماتور فشاری قابل توجه خواهد بود.همچنین وجود فولاد فشاری موجب کاهش خزش و تغییر شکل‌های بلند مدت خواهد شد.

بدست آوردن لنگر مقاوم نهایی مقطع تیر خمشی با فولاد کششی و فشاری

ابعاد و مقدار فولاد کششی و فشاری معلوم است.

با نوشتن تعادل بین نیروهای فولاد و بتن داریم:

$$T = C_c + C_s$$

$$A_s f_{yd} = \alpha_1 f_{cd} b \beta_1 x + \bar{A}_s(\phi_s f_y - \beta_1 f_{cd}) \rightarrow x = \frac{A_s f_{yd} - \bar{A}_s(\phi_s f_y - \beta_1 f_{cd})}{\alpha_1 f_{cd} b \beta_1}$$

مقدار لنگر مقاوم نهایی مقطع از رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$$M_r = C_s(d - \acute{d}) + C_c\left(d - \frac{\beta_1 x}{2}\right)$$

مراحل گام به گام طراحی مقطع تحت اثر خمش با نیاز فولاد کششی و فشاری

(b , d , f_y , f_c , و لنگر نهایی وارد بر تیر M_u) معلوم هستند و هدف بدست آوردن مقدار فولاد کششی (A_s) و فولاد فشاری ($\acute{A}_s$)می‌باشد.

گام اول: محاسبه مقدار α_1 و β_1:

$$\alpha_1 = 0/85 - 0/0015 f_c \geq 0/67$$

$$\beta_1 = 0/97 - 0/0025 f_c \geq 0/67$$

گام دوم: محاسبه مقدار A_{smax}:

$$\rho_b = \alpha_1 \beta_1 \frac{f_{cd}}{f_{yd}}\left(\frac{7000}{7000 + f_y}\right)$$

$$A_{smax} = \rho_b b d$$

گام سوم: محاسبه مقدار M_{rmax}:

$$M_{rmax} = A_{smax} f_{yd}\left(d - \frac{\beta_1 x}{2}\right)$$

$$\beta_1 x = \frac{A_{smax} f_{yd}}{\alpha_1 f_{cd} b}$$

اگر $M_{rmax} < M_u$ باشد، احتیاج به فولاد فشاری است.

گام چهارم: محاسبه مقدار A_{ss}:

$$A_{ss} = \frac{M_u - M_{rmax}}{f_{yd}(d - \acute{d})}$$

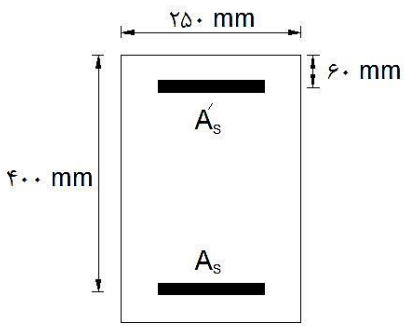
گام پنجم: محاسبه مقدار فولاد کششی A_s:

$$A_s = A_{smax} + A_{ss}$$

گام ششم: محاسبه مقدار فولاد فشاری $\acute{A}_s$:

$$\acute{A}_s = \frac{M_u - M_{rmax}}{(f_{yd} - \alpha_1 f_{cd})(d - \acute{d})}$$

تمرین۲-۴ مطلوب است طراحی آرماتورهای لازم برای مقطع نشان داده شده در شکل زیر، لنگر نهایی وارد بر مقطع برابر $۲۸۸KN.m$ می‌باشد. ($f_c = ۲۰MPa \ , \ f_y = ۳۰۰MPa$)



حل:

$$f_{cd} = \phi_c f_c = ۰/۶۵ \times ۲۰ = ۱۳MPa$$

$$f_{yd} = \phi_s f_y = ۰/۸۵ \times ۳۰۰ = ۲۵۵MPa$$

گام اول: محاسبه مقدار α_1 و β_1:

$$\alpha_1 = ۰/۸۵ - ۰/۰۰۱۵ f_c = ۰/۸۵ - ۰/۰۰۱۵ \times ۲۰ = ۰/۸۲$$

$$\beta_1 = ۰/۹۷ - ۰/۰۰۲۵ f_c = ۰/۹۷ - ۰/۰۰۲۵ \times ۲۰ = ۰/۹۲$$

گام دوم: محاسبه مقدار A_{smax}:

$$\rho_b = \alpha_1 \beta_1 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \left(\frac{۷۰۰}{۷۰۰ + f_y} \right) = ۰/۸۲ \times ۰/۹۲ \times \frac{۱۳}{۲۵۵} \times \left(\frac{۷۰۰}{۷۰۰ + ۳۰۰} \right) = ۰/۰۲۷ \rightarrow \rho_b = ۰/۰۲۵$$

$$A_{smax} = \rho_b bd = ۰/۰۲۵ \times ۲۵۰ \times ۴۰۰ = ۲۵۰۰mm^2$$

گام سوم: محاسبه مقدار M_{rmax}:

$$\beta_1 x = \frac{A_{smax} f_{yd}}{\alpha_1 f_{cd} b} = \frac{۲۵۰۰ \times ۲۵۵}{۰/۸۲ \times ۱۳ \times ۲۵۰} = ۲۳۹/۲۱ \approx ۲۴۰mm$$

$$M_{rmax} = A_{smax} f_{yd} \left(d - \frac{\beta_1 x}{۲} \right) = ۲۵۰۰ \times ۲۵۵ \times \left(۴۰۰ - \frac{۲۴۰}{۲} \right) = ۱۷۸/۵ KN.M < ۲۸۸KN.m$$

احتیاج به فولاد فشاری است.

گام چهارم: محاسبه مقدار A_{ss}:

$$A_{ss} = \frac{M_u - M_{rmax}}{f_{yd}(d - \acute{d})} = \frac{(۲۸۸ - ۱۷۸/۵) \times ۱۰^۶}{۲۵۵ \times (۴۰۰ - ۶۰)} = ۱۲۶۲/۹۸\, mm^۲$$

گام پنجم: محاسبه مقدار فولاد کششی A_s:

$$A_s = A_{smax} + A_{ss} = ۱۲۶۲/۹۸ + ۲۵۰۰ = ۳۷۶۲/۹۸\, mm^۲$$

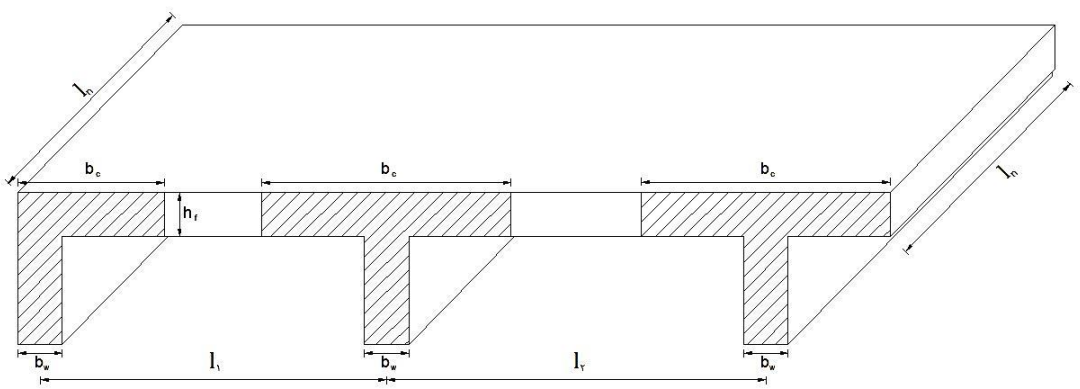
گام ششم: محاسبه مقدار فولاد فشاری $\acute{A}_s$:

$$\acute{A}_s = \frac{M_u - M_{rmax}}{(f_{yd} - \alpha_۱ f_{cd})(d - \acute{d})} = \frac{(۲۸۸ - ۱۷۸/۵) \times ۱۰^۶}{۲۴۴ \times (۴۰۰ - ۶۰)} = ۱۳۱۹/۹۱\, mm^۲$$

۴-۲ طراحی تیرهای بتن‌آرمه L و T شکل تحت اثر لنگر خمشی

با توجه به اینکه توزیع تنش‌های فشاری در تمام عرض بال اینگونه تیرها یکسان نمی‌باشد، برای مقاصد طراحی راحت‌تر است عرض موثری از بال فشاری را تعریف کنیم. که فرض شود به‌طور یکنواخت تحت تنش فشاری قرار می‌گیرد.مطالعات تئوریک نشان می‌دهد که عرض موثر بال فشاری بستگی به طول دهانه، ضخامت بال و نوع بارگذری تیر دارد.

📖 توصیه‌های مبحث نهم برای محاسبه عزض موثر فشاری



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

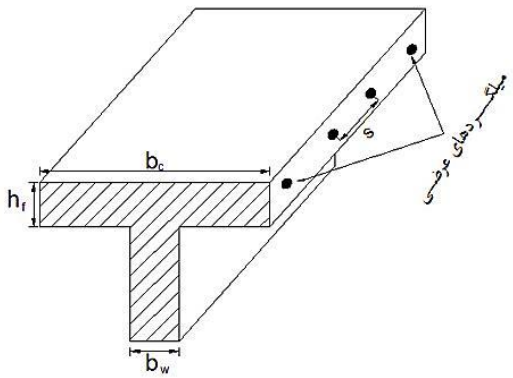
$$b_c = min\left\{\frac{l_n}{۴}\ ,۱۶h_f + b_w\ , \frac{l_۱ + l_۲}{۲}\right\}$$

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.

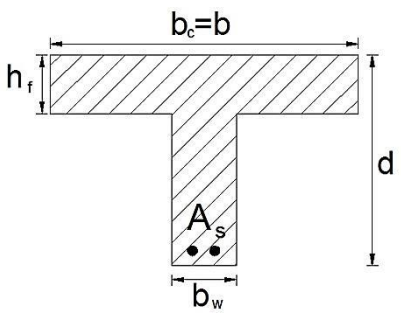


$$h_f \geq \frac{۱}{۲} b_w$$

$$b_e \leq ۴ b_w$$

$$s < \{۵h_f\ , ۳۵۰mm\}$$

بدست آودن ظرفیت خمشی تیرهای T شکل



گام اول: محاسبه مقدار $\alpha_۱$ و $\beta_۱$:

$$\alpha_۱ = ۰/۸۵ - ۰/۰۰۱۵ f_c \geq ۰/۶۷$$

$$\beta_۱ = ۰/۹۷ - ۰/۰۰۲۵ f_c \geq ۰/۶۷$$

گام دوم: بدست آوردن موثر بال فشاریb_c(مطابق روابط مبحث نهم)

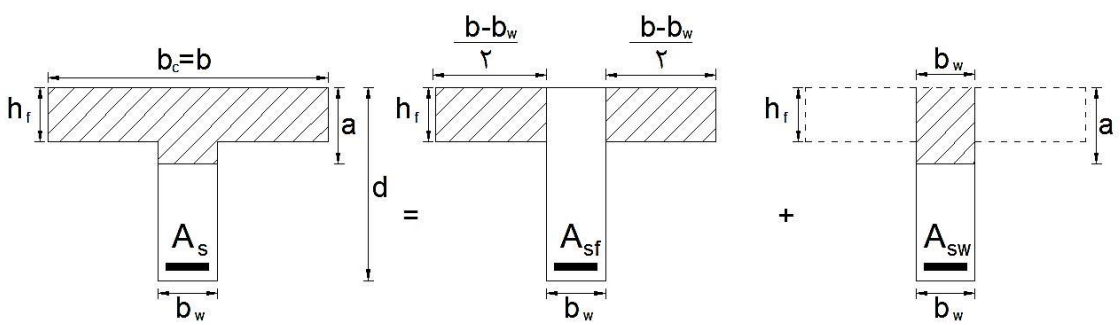
گام سوم: بدست آوردن عمق بلوک تنش($\beta_۱ x$):

$$a = \beta_۱ x = \frac{A_s f_{yd}}{\alpha_۱ f_{cd} b}$$

اگر $a < h_f$ باشد، بلوک تنش به طور کامل در داخل بال قرار دارد م مقطع را می‌توان مانند یک مقطع مستطیلی با ابعاد b و d تحلیل نمود.

اگر $a > h_f$ باشد، مقداری از بلوک تنش در داخل جان تیر قرار دارد، گام‌بعدی را انجام می‌دهیم.

گام چهارم: بدست آوردن فولاد کششی هم ارز نواحی برجسته بال فشاری(A_{sf}) و جان (A_{sw}):



$$A_{sf} = \frac{\alpha_1 f_{cd}(b - b_w)h_f}{f_{yd}}$$

$$A_{sw} = A_s - A_{sf}$$

گام پنجم: کنترل حداکثر فولاد کششی:

$$\rho_w < (\rho_w)_{max} = \rho_b + \rho_f$$

نکته: تمام درصد فولادهای فوق بر مبنای مساحت جان ($b_w d$) محاسبه می‌شود:

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w d} \quad , \quad \rho_f = \frac{A_{sf}}{b_w d}$$

نکته: اگر مقدار ρ_w از مقدار $(\rho_w)_{max}$ بیشتر باشد، مازاد آن در محاسبه لنگر مقاوم بحساب نمی‌آید.

گام پنجم: محاسبه ظرفیت مقاوم مقطع:

$$M_r = M_{rf} + M_{rw}$$

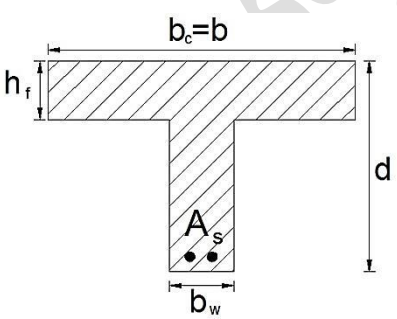
$$M_{rw} = A_{sw} f_{yd}\left(d - \frac{A_{sw} f_{yd}}{2 \times \alpha_1 f_{cd} b_w}\right)$$

$$M_{rf} = A_{sf} f_{yd}(d - 0.5\, h_f)$$

مراحل گام به گام طراحی مقاطع T شکل تحت اثر لنگرهای خمشی

در این حالت (b , d , f_y , f_c , h_f و لنگر نهایی وارد بر تیر M_u) معلوم هستند و هدف بدست آوردن مقدار فولاد کششی (A_s) می‌باشد.

گام اول: محاسبه مقدار α_1 و β_1:



$$\alpha_1 = 0.85 - 0.0015 f_c \geq 0.67$$

$$\beta_1 = 0.97 - 0.0025 f_c \geq 0.67$$

گام دوم: بدست آوردن موثر بال فشاری b_c(مطابق روابط مبحث نهم)

گام سوم: تعیین مقدار اولیه فولاد

$$A_s = \frac{M_u}{f_{yd}(d - 0.5\, h_f)}$$

گام چهارم: بدست آوردن عمق بلوک تنش($\beta_1 x$):

$$a = \beta_1 x = \frac{A_s f_{yd}}{\alpha_1 f_{cd} b}$$

اگر $a < h_f$ باشد، بلوک تنش به طور کامل در داخل بال قرار دارد م مقطع را می‌توان مانند یک مقطع مستطیلی با ابعاد b و d تحلیل نمود.

اگر $a > h_f$ باشد، مقداری از بلوک تنش در داخل جان تیر قرار دارد، گام‌بعدی را انجام می‌دهیم.

گام پنجم: تعیین دقیق فولاد هم از نواحی برجسته بال فشاری(A_{sf}) و جان (A_{sw}):

$$A_{sf} = \frac{\alpha_1 f_{cd}(b - b_w)h_f}{f_{yd}}$$

$$M_{rf} = A_{sf} f_{yd}\left(d - \cdot/\Delta\, h_f\right)$$

$$M_{rw} = M_u - M_{rf}$$

$$A_{sw} = \frac{M_{rw}}{f_{yd}(d - \cdot/\Delta\, a)}$$

در رابطه فوق ابتدا با فرض مقداری برای a، A_{sw} محاسبه شده و سپس مقدار a فرض با رابطه زیر کنترل می‌گردد. اگر حدس اولیه صحیح نبود دوباره مقدار A_{sw} را حساب می‌کنیم.

$$a = \frac{A_{sw} f_{yd}}{\alpha_1 f_{cd} b_w}$$

$$A_s = A_{sf} + A_{sw}$$

گام ششم: کنترل حداکثر و حداقل فولاد کششی:

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w d} \quad , \quad \rho_f = \frac{A_{sf}}{b_w d}$$

$$\rho_w < (\rho_w)_{max} = \rho_b + \rho_f$$

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.

دکتر امین گرمودی

تمرین ۲-۵ فولاد کششی لازم برای تیر شکل زیر را برای لنگر خمشی مثبت نهایی $M_u = ۶۰۰ KN.m$ طرح نمایید.

$f_c = ۲۰\ N/mm^۲$, $f_y = ۴۰۰\ N/mm^۲$

حل:

گام اول: محاسبه مقدار $\alpha_۱$ و $\beta_۱$:

$$\alpha_۱ = ۰/۸۵ - ۰/۰۰۱۵ f_c = ۰/۸۵ - ۰/۰۰۱۵ \times ۲۰ = ۰/۸۲$$

$$\beta_۱ = ۰/۹۷ - ۰/۰۰۲۵ f_c = ۰/۹۷ - ۰/۰۰۲۵ \times ۲۰ = ۰/۹۲$$

$$f_{cd} = \phi_c f_c = ۰/۶۵ \times ۲۰ = ۱۳\ MPa$$

$$f_{yd} = \phi_s f_y = ۰/۸۵ \times ۴۰۰ = ۳۴۰ MPa$$

گام دوم: مقدار پهنای موثر $۱۲۰۰ mm$

گام سوم: تعیین مقدار اولیه فولاد

$$A_s = \frac{M_u}{f_{yd}(d - ۰/۵ h_f)} = \frac{۶۰۰ \times ۱۰^۶}{۳۴۰ \times (۵۰۰ - ۳۷/۵)} = ۳۸۱۶ mm^۲$$

گام چهارم: بدست آوردن عمق بلوک تنش($\beta_۱ x$):

$$a = \beta_۱ x = \frac{A_s f_{yd}}{\alpha_۱ f_{cd} b} = \frac{۳۸۱۶ \times ۳۴۰}{۰/۸۲ \times ۱۳ \times ۱۲۰۰} = ۱۰۱/۴۲\ mm > ۷۵ mm$$

پس تحلیل مقطع T *لازم است.*

گام پنجم: تعیین دقیق فولاد هم از نواحی برجسته بال فشاری(A_{sf}) و جان (A_{sw}):

$$A_{sf} = \frac{\alpha_۱ f_{cd}(b - b_w) h_f}{f_{yd}} = \frac{۰/۸۲ \times ۱۳ \times (۱۲۰۰ - ۲۸۰) \times ۷۵}{۳۴۰} = ۲۱۶۳/۴\ mm^۲$$

$$M_{rf} = A_{sf} f_{yd}(d - ۰/۵ h_f) = ۲۱۶۳/۴ \times ۳۴۰ \times (۵۰۰ - ۳۷/۵) \times ۱۰^{-۶} \approx ۳۴۰ KN.m$$

$$M_{rw} = M_u - M_{rf} = ۶۰۰ - ۳۴۰ = ۲۶۰ KN.m$$

با فرض $a = ۲۲۰$ داریم:

$$A_{sw} = \frac{M_{rw}}{f_{yd}(d - ۰/۵ a)} = \frac{۲۶۰ \times ۱۰^۶}{۳۴۰ \times (۵۰۰ - ۱۱۰)} = ۱۹۶۰/۷۸\ mm^۲$$

کنترل a :

$$a = \frac{A_{sw} f_{yd}}{\alpha_1 f_{cd} b_w} = \frac{۱۶۹۰/۷۸ \times ۳۴۰}{۰/۸۲ \times ۱۳ \times ۲۸۰} = ۲۲۳/۳۵\, mm \quad OK$$

$$A_s = A_{sf} + A_{sw} = ۲۱۶۳/۴ + ۱۹۶۰/۷۸ = ۴۱۲۴/۱۸\, mm^2$$

گام ششم: کنترل حداکثر و حداقل فولاد کششی:

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w d} = \frac{۴۱۲۴/۱۸}{۲۸۰ \times ۵۰۰} = ۰/۰۲۶۹ \quad , \quad \rho_f = \frac{A_{sf}}{b_w d} = \frac{۲۱۶۳/۴}{۲۸۰ \times ۵۰۰} = ۰/۰۱۵۵$$

$$(\rho_w)_{max} = \rho_b + \rho_f = ۰/۰۱۸۴ + ۰/۰۱۵۵ = ۰/۰۳۳۹ > ۰/۰۲۶۹ \; OK$$

دکتر رامین گرمرودی

www.icivil.ir پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران

طراحی برای برش

۳-۱ مقدمه

برش یک مبحث مهم ولی تاحد مبهم در بتن سازه‌ای است. در طراحی معمولا سعی می‌شود که مقاومت نهایی عضو با گیسختگی در اثر خمش همراه باشد ، نه در اثر برش. گسیختگی برشی در حقیقت تحت اثر ترکیبی از نیروهای برشی و خمشی به‌وجود می‌آید، فاقد شکل‌پذیری بوده و همراه با خیزهای خیلی کم است. گاهی قبل از گسیختگی اخطار قابل توجی وجود ندارد و در نتیجه این نوع گسیختگی بسیار نامطلوب است.

توزیع تنش‌های برشی در مقطع یک تیر ترک خورده کاملا شناخته نشده است. و تعیین دقیق تنش برشی v غیرممکن است. بنابراین طراحان سعی در تعیین دقیق این تنش ندارند، و بجای آن از مفهوم تنش برشی اسمی استفاده می‌شود. درحال حاضر تنش برشی اسمی به عنوان تنش برشی طراحی مورد استفاده قرار می‌گیرد. که توسط رابطه زیر تعریف می‌شود.

$$v = \frac{V}{bd}$$

که در آن:

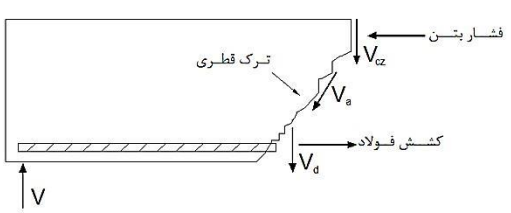
V : نیروی برشی نهایی وارد بر مقطع

b, d: ارتفاع و عرض تیر می‌باشند. البته در تیرهای T شکل مقدار مقدار b مقدار عرض جان تیر b_w در نظر گرفته می‌شود.

۳-۲ 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:

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



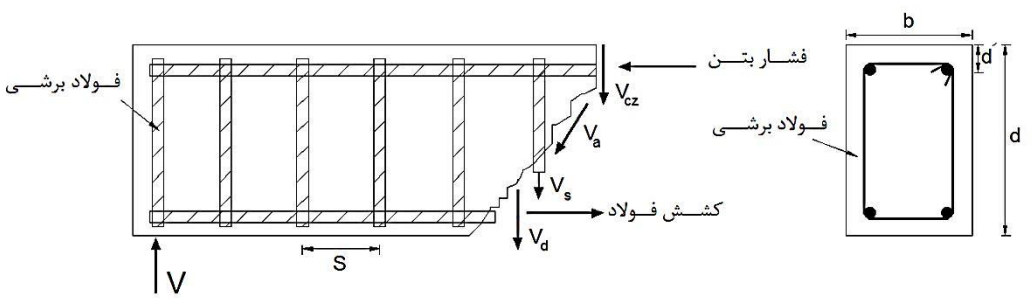
نکته: در نتیجه آزمایش‌های انجام شده، سهم تحمل برش در یک تیر بتن‌آرمه به ترتیب زیر تعیین شده است:

- 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.

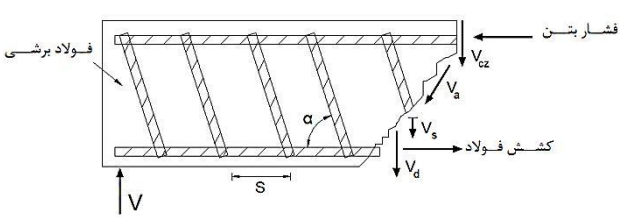
۳-۳ تاثیر آرماتورهای برشی

مقاومت برشی یک تیر را می‌توان با قرار دادن آرماتورهای برشی(خاموت) یا آرماتورهای جان تیر به‌طور قابل ملاحظه‌ای افزایش داد. مکانیزم انتقال برش در این حالت مطابق شکل زیر خواهد بود.



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

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

www.icivil.ir پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران

۳-۴ مراحل گام به گام طراحی مقاطع برای برش

گام اول: محاسبه مقدار برش نهایی وارد بر مقطع V_u.

گام دوم: محاسبه مقدار برش مقاوم بتن V_c:

۱. اعضایی که تحت اثر برش و خمش قرار دارند:

$$V_c = v_c b_w d$$

۲. اعضایی که تحت اثر برش، خمش و فشار محوری قرار دارند:

$$V_c = v_c \left(۱ + \frac{N_u}{۱۲A_g}\right) b_w d$$

۳. اعضایی که تحت اثر همزمان برش،خمش و کشش محوری قرار دارند:

$$V_c = v_c \left(۱ + \frac{N_u}{۳A_g}\right) b_w d \geq ۰$$

که در آن:

N_u :نیروی محوری نهایی بر مقطع که همزمان با V_u در مقطع اثر می‌کند، علامت این نیرو در فشار مثبت و در کشش منفی است.

A_g : مساحت کل مقطع

$$v_c = ۰/۲\,\phi_c \sqrt{f_c}$$

گام سوم:

اگر $۰/۵\,V_c \leq V_u \leq V_c$ باشد، حداقل آرماتور برشی آیین‌نامه‌ای در مقطع قرار داده می‌شود:

$$(A_{sv})_{min} = ۰/۳۵ \frac{b_w S}{f_y}$$

اگر $V_u \leq ۰/۵\,V_c$ باشد، مطابق آیین‌نامه قراردادن آرماتور برشی ضرورتی ندارد، ولی معمولا در این حالت نیز حداقل آرماتور برشی آیین‌نامه مورد استفاده قرار می‌گیرد.

اگر $V_u > V_c$ باشد، سطح مقطع آرماتور برشی از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$\frac{A_{sv}}{S} = \frac{V_u - V_c}{f_{yd} d} \geq \left(\frac{A_{sv}}{S}\right)_{min}$$

نکته: اگر $V_s = V_u - V_c > ۴V_c$ باشد، مقطع جوابگو نیست و باید ابعاد آن را فزایش داد.

نکته: نیروی برشی مقاوم مقطع از رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$$V_r = V_c + V_s = v_c b_w d + \phi_s A_{sv} f_y \frac{d}{S}$$

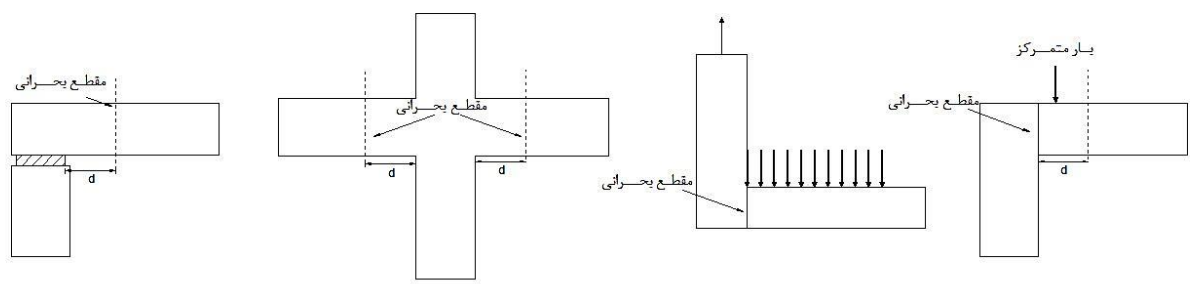
$$V_r \le ۰/۲۵\,\phi_c f_c b_w d$$

📖 محدودیت‌های آیین‌نامه ای

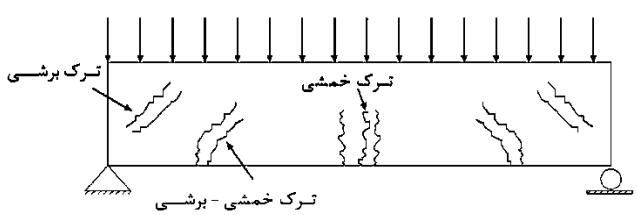
- حداکثر فاصله خاموت‌ها نباید از $\frac{d}{۲}$ بیشتر شود.
- فاصله بین خاموت‌های مایل و یا میلگردهای طولی خم شده باید چنان باشد که هر خط ۴۵ درجه‌ای که به طرف عکس‌العمل از وسط مقطع، $\frac{d}{۲}$تا میلگردهای کششی طولی رسم شود، حداقل به وسیله یک ردیف از آرماتورهای برشی قطع گردد
- اگر $V_u > ۰/۱۲۵\,\phi_c f_c b_w d$ باشد، فواصل فوق به نصف تقلیل داده می‌شود.
- از نظر اجرایی حداقل فاصله خاموت‌ها نباید کمتر از $۱۰۰mm$ کمتر باشد.

۳-۵ مقاطع بحرانی برای کنترل تنش

بعلت افزایش موضعی مقاومت برشی تیرها در نزدیکی تگیه‌گاهها در صورت وجود فشار تکیه‌گاهی، می‌توان نیروی برش بحرانی را بجای لبه تکیه‌گاه، در فاصله d (عمق موثر تیر) از لبه تکیه‌گاه محاسبه نمود. مقاطع بحرانی برش برای حالات مختلف در شکل زیر نشان داده شده است.



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.

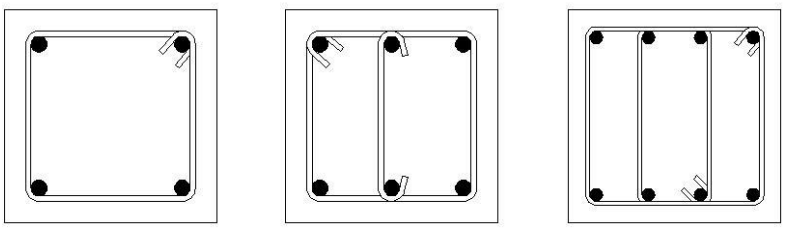


www.icivil.ir پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران

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.



$A_{sv}=۲A_s$ خاموت با دو ساق

$A_{sv}=۳A_s$ خاموت با سه ساق

$A_{sv}=۴A_s$ خاموت با چهار ساق

تمرین ۳-۱ یک تیر بتن آرمه به ابعاد$b = ۴۰۰mm$ و $d = ۵۶۰mm$ تحت اثر نیروی برشی نهایی $V_u = ۲۴۴KN$ قرار دارد با فرض $f_c = ۲۰MPa$ و$f_{yv} = ۳۰۰MPa$ ، فواصل خاموت‌ها در صورت استفاده از خاموت‌های مستطیلی به قطر $۱۰mm$ را تعیین کنید.

حل:

گام اول: محاسبه مقدار برش نهایی وارد بر مقطع $V_u = ۲۴۴KN$.

گام دوم: محاسبه مقدار برش مقاوم بتن V_c:

$$v_c = ۰/۲\,\phi_c\sqrt{f_c} = ۰/۲ \times ۰/۶۵ \times \sqrt{۲۰} = ۰/۵۸\,MPa$$

$$V_c = v_c b_w d = ۰/۵۸ \times ۴۰۰ \times ۵۶۰ \cong ۱۳۰KN$$

گام سوم:

$V_u > V_c$ باشد، سطح مقطع آرماتور برشی از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$f_{yd} = \phi_s f_{yv} = ۰/۸۵ \times ۳۰۰ = ۲۵۵MPa$$

$$A_{sv} = ۲ \times \frac{\pi \times ۱۰^۲}{۴} = ۱۵۷mm^۲$$

$$\frac{A_{sv}}{S} = \frac{V_u - V_c}{f_{yd} d}$$

$$\frac{۱۵۷}{S} = \frac{(۲۵۰ - ۱۳۰) \times ۱۰^{۳}}{۲۵۵ \times ۵۶۰} = ۰/۸۴ \rightarrow S = \frac{۱۵۷}{۰/۸۴} = ۱۸۶/۹۰\ mm$$

$$S_{max} = \frac{d}{۲} = \frac{۵۶۰}{۲} = ۲۸۰mm \rightarrow S < S_{max} \quad OK$$

کنترل حداقل مقدار آیین‌نامه

$$\left(\frac{A_{sv}}{S}\right)_{min} = ۰/۳۵\frac{b_w}{f_y} = ۰/۳۵\frac{۴۰۰}{۳۰۰} = ۰/۴۷ < ۰/۸۴ \quad OK$$

۳-۶ برش اصطکاکی

در موارد زیر انتقال برش توسط عملکرد برشی – اصکاکی صورت می‌گیرد.

- وجود ترک یا استداد ترک خوردن بین دو سطح
- دو سطح ساخته شده با مصالح غیر متشابه
- دو سطح بتن ریزی شده در زمان‌های متفاوت.

در مواردی که آرماتور برش اصطکاکی نسبت به صفحه برش مایل باشد، به‌طوری که نیروی برشی در آن ایجاز کشش کند، نیروی برشی مقاوم مقطع، V_r، از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$V_r = \Phi_c A_{vf} f_y$$

در مواردی که آرماتور برشی اصطکاکی عمود بر صفحه برش باشد، نیروی برشی مقاوم مقطع، V_r، از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$V_r = \mu \Phi_c A_{vf} f_y$$

که در آن:

Φ_s: ضریب ایمنی جزیی فولاد

A_{vf}: سطح مقطع آرماتور برش اصطکاکی

f_y: مقاومت مشخصه فولاد

μ: ضریب اصطکاک می‌باشد.

مطابق مبحث نهم ضریب اصطکاک μ برابر با یکی از مقادیر زیر در نظر گرفته می‌شود:

- برای بتنی که بصورت یکپارچه ریخته شده باشد: $\mu = ۱/۲۵$

www.icivil.ir پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران

- برای بتنی که در مجاورت بتن سخت شده‌ای که سطح تماس برای انتقال برش تمیز و عاری از دوغاب خشک شده باشد. و خراش‌های به عمق تقریبی ۵ میلی‌متر در آن ایجاد شده باشد: $\mu = ۰/۹۰$
- برای بتنی که در مجاورت بتن سخت شده اس که عمق تقریبی خراش‌های ایجاده در آن کمتر از ۵ میلی‌متر باشد: $\mu = ۰/۵۰$
- برای بتنی که بوسیله گل میخ‌ها یا به وسیله میلگردهایی به پروفیل فولاد ساختمانی مهار شده باشد: $\mu = ۰/۶۰$

نکته: مقدار V_r در هیچ حالت نباید کمتر از مقادیر زیر باشد:

$$V_r \geq \begin{cases} ۰/۲۵\,\Phi_c f_c A_{cv} \\ ۶/۵\,\Phi_c A_{cv} \end{cases}$$

که در آن:

Φ_c: ضریب ایمنی جزیی بتن

f_c: مقاومت مشخصه بتن

A_{cv}: سطح مقطعی از بتن که در مقابل انتقال برش مقاومت می‌کند، می‌باشد.

۳-۶ برش دوطرفه(منگنه‌ای یا پانچ)

ناحیه بحرانی برای برش در دالهای تخت و پی‌ها، برش منگنه‌ای یا سوراخ کننده (پانچ) در اطراف ستون‌ها می‌باشد. به توجه به سطح شکست برشی، مبحث نهم مقطع بحرانی برش منگنه‌ای را مقطعی عمود بر سطح دال و یا پی و به فاصله $\frac{d}{۲}$ از محیط خارجی تکیه گاه (ستون) تعیین کرده است.

مطابق مبحث نهم، در دال‌ها و پی‌هایی که در آنها از آرماتور برشی یا کلاهک برشی استفاده نمی‌شود. نیروی مقاوم برش منگنه‌ای برابر با کمترین مقدار به‌دست آمده از سه رابطه زیر می‌باشد:

$$V_c = \left(۱ + \frac{۲}{\beta_c}\right) v_c b_o d$$

$$V_c = \left(\frac{\alpha_s d}{b_o}\right) v_c b_o d$$

$$V_c = ۲ v_c b_o d$$

که در آن:

b_o: محیط برش

β_c: نسبت طول به عرض مقطع ستون

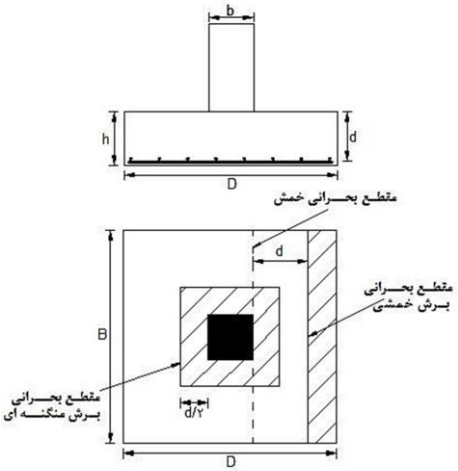
α_s: ضریبی است برای ستون‌های میانی برابر با ۲۰، برای ستون‌های کناری ۱۵ و ستون‌های گوشه ۱۰ در نظر گرفته می‌شود

d: ضخامت موثر پی

v_c:تنش برشی مقاوم بتن که برابر است با $v_c = ۰/۲\ \Phi_c\sqrt{f_c}$ می‌باشد.

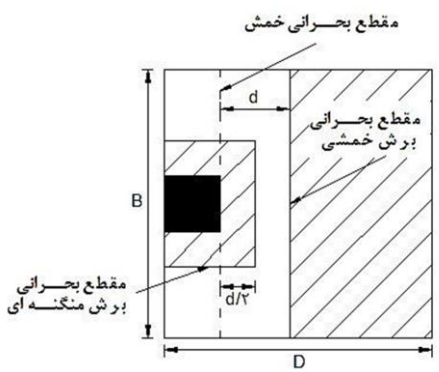
محیط بحرانی برش برای ستون‌های میانی، کناری و گوشه در اشکال زیر نشان داده شده است.

محیط برش در ستون‌های میانی برابر است با:



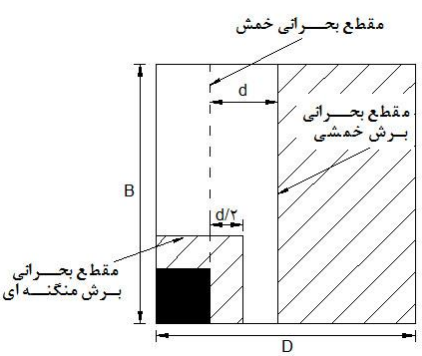
$$b_o = ۴(b + d)$$

محیط برش در ستون‌های کناری برابر است با:



$$b_o = ۳\left(b + \frac{۲d}{۳}\right)$$

محیط برش در ستون‌های کناری برابر است با:



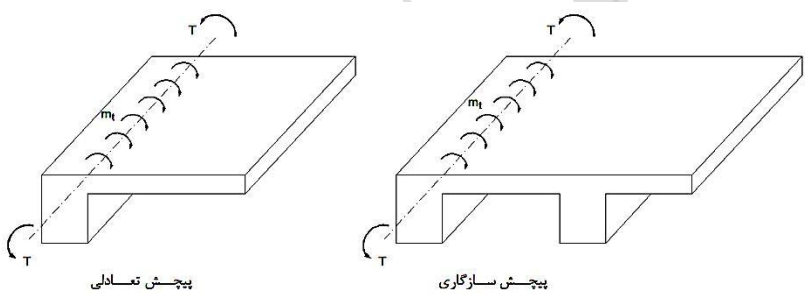
$$b_o = ۲\left(b + \frac{d}{۲}\right)$$

طراحی برای پیچش

۴-۱ انواع پیچش در سازه‌های بتن‌آرمه

۱- پیچش تعادلی (پیچش اولیه): این پیچش برای حفظ تعادل در سازه مورد نیاز است، مانند یک تیر یا دال که به صورت کنسوب به یک یا تیر دیگر متصل شده باشد.

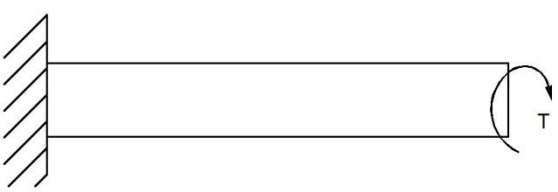
۲- پیچش سازگاری (پیچش ثانویه): این پیچش در سازه‌های نامعین استاتیکی برای حفظ سازگاری بین عضوها وجود دارد. اگر در سازه نامعین،عکس‌العمل‌های اضافی نامعین کننده برداشته شوند، این نوع پیچش نیز از بین خواهد رفت.



نکته: در سیستم‌های معمولی دال و تیر در قاب‌های ساختمانی، معمولا محاسبات خاص پیچشی لازم نیست و ترک‌های پیچشی توسط آرماتورهای برشی به خوبی کنترل می‌شود. به عبارت دیگر، از پیچس سازگاری می‌توان صرف‌نظر کرد ولی با این حال پیچش تعادلی باید کنترل شود.

۴-۲ تنش برشی پیچشی در مقاطع همگن

بر انتهای عضو نشان داده شده در شکل زیر لنگر پیچشی T وارد می‌شود. در اثر این لنگر پیچشی، بر حسب هندسه مقطع عضو، تنش‌های برشی v_t به شرح زیر در صفحه مقطع بوجود می‌آید.



الف) مقطع دایره:

$$v_t = \frac{T}{\frac{۱}{۲}\pi r^۳}$$

ب) مقاطع مستطیلی:

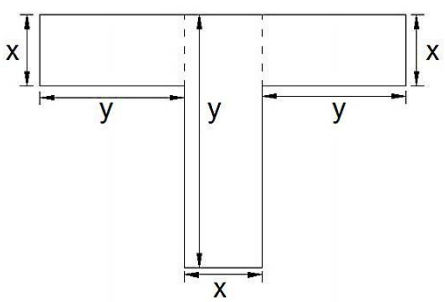
$$v_t = \frac{T}{\alpha x^۲ y}$$

x/y	۱	۱/۲	۱/۵	۲	۲/۵	۳	۵	∞
α	۰/۲۰۸	۰/۲۱۹	۰/۲۳۱	۰/۲۴۶	۰/۲۵۶	۰/۲۶۷	۰/۲۹۰	۰/۳۳۳

که در آن:

y : ضلع بزرگ و x: ضلع کوچک مستطیل می‌باشد.

پ) مقاطع T ، L و I شکل:



برای تعیین تنش برشی پیچشی در این مقاطع ابتدامقطع را به مستطیل‌های با ضلع بزرگ y و ضلع کوچک x تقسیم می‌کنیم در این صورت تنش برشی حداکثر در وسط ضلع بزرگ y مستطیلی رخ می‌دهد که دارای بزرگترین ضخامت x_m است:

$$v_t = \frac{T x_m}{\sum \frac{۱}{۳} x^۳ y \left(۱ - ۰/۶۳ \frac{x}{y}\right)}$$

ت) در مقاطع قوطی شکل:

$$v_t = \frac{T}{۲At}$$

که در آن:

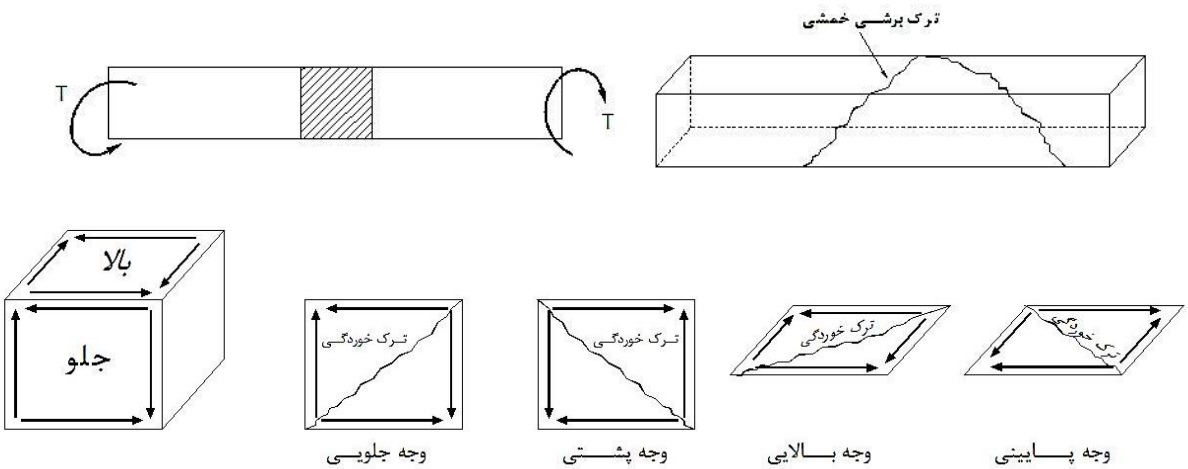
t : ضخامت مقطع

A : سطح مقطع

دکتر رامین نیکروی

۴-۳ 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.



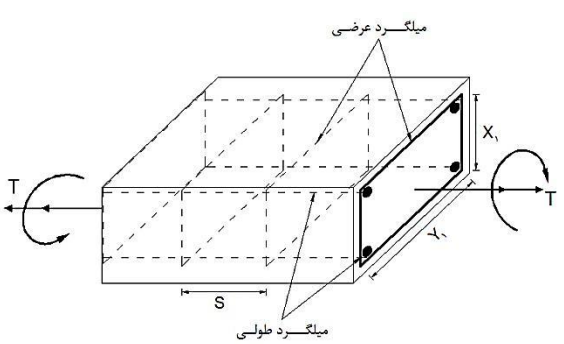
نکته: در مقاطع مستطیلی ترک خوردگی به صورت مورب در پوسته خارجی ظاهر شده و هر دو فولاد عرضی و طولی در مقاوم پیچشی نقش دارند.

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.

۴-۴ 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.



لنگر پیچشی مقاوم از رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$$T_r = T_s + T_{cr}$$

T_s لنگر پیچشی مقاوم تامین شده توسط آرماتورهای پیچشی است که با استفاده از رابطه زیر محاسبه می‌شود(مبحث نهم).

$$T_s = ۲\phi_s \frac{A_o}{A_t} \times \frac{f_{yv}}{S} \cot\theta \quad , \quad ۳۰^\circ < \theta < ۶۰^\circ$$

که در آن:

ϕ_s : ضریب جزیی ایمنی فولاد

A_o : مساحت محصور شده به وسیله جریاب برش ناشی از پیچش در مقطع

A_t : سطح مقطع یک شاخه خاموت پیچشی

f_{yv} :مقاومت مشخصه فولادهای عرضی

📖 در صورت عدم محاسبات دقیق می‌توان $A_o = ۰/۸۵ X_۱ Y_۱$ و $\cot\theta = ۱$ در نظر گرفت.

T_{cr} لنگر پیچشی ترک خوردگی است که مقدار آن از رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$$T_{cr} = ۲\left(\frac{A_c^۲}{P_c}\right) v_c$$

$$v_c = ۰/۲\,\phi_c \sqrt{f_c}$$

که در آن:

A_c :سطح مقطع کل عضو بتنی

P_c :محیط خارجی مقطع عضو بتنی

۴-۵ مراحل گام به گام طرای مقاطع تحت اثر برش و پیچش توام

گام اول: مقدار نیروی برشی نهایی V_u و لنگر پیچشی نهایی T_u در اثر بارهای نهایی با تحلیل سازه تعیین می‌شود.

نکته: مقاطع بحرانی پیچش همانند مقاطع بحرانی برش می‌باشند.

گام دوم: اگر $T_u < ۰/۲۵\,T_{cr}$ باشد، طراحی برای پیچش ضرورتی ندارد.

$$۰/۲۵\,T_{cr} = ۰/۱\,\phi_c \sqrt{f_c} \left(\frac{A_c^۲}{P_c}\right)$$

گام سوم: اگر $T_u \geq ۰/۲۵\, T_{cr}$ باشد، ابتدا باید کنترل شود که آیا روابط زیر برقرا است:

الف) برای مقاطع قوطی شکل:

$$\frac{V_u}{b_w d} + \frac{T_u P_h}{۱/۷\, A_{oh}^{۲}} \leq ۰/۲۵\, \phi_c f_c$$

ب) برای مقاطع توپر:

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^{۲} + \left(\frac{T_u P_h}{۱/۷\, A_{oh}^{۲}}\right)^{۲}} \leq ۰/۲۵\, \phi_c f_c$$

$$P_h = ۲(X_۱ + Y_۱) \quad , \qquad A_{oh} = X_۱ Y_۱$$

نکته: اگر روابط فوق برقرار نباشد، مقطع از نظر پیچش قابل قبول نیست و باید ابعد آن را افزایش داد.

گام چهارم: درصورت لازم بودن طراحی برای پیچش، سطح مقطع یک ضلع خاموت A_t از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$\frac{A_t}{S} = \frac{T_s}{۱/۷\, A_{oh} f_{yd}} = \frac{T_s}{۱/۷\, X_۱ Y_۱ f_{yd}}$$

گام: پنجم: سطح مقطع دو ضلع خاموت برای مقاومت در برابر برش از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$\frac{A_{sv}}{S} = \frac{V_s}{f_{yd} d}$$

$$V_s = V_u - V_c = V_u - ۰/۲\, \phi_c \sqrt{f_c}\, b_w d$$

گام ششم: سطح مقطع دوضلع خاموت لازم برای مقابله با ترکیب برش و پیچش برابر است با:

$$\frac{A_{tv}}{S} = ۲\frac{A_t}{S} + \frac{A_{sv}}{S} \geq \left(\frac{A_{tv}}{S}\right)_{min}$$

$$\left(\frac{A_{tv}}{S}\right)_{min} = ۰/۳۵ \frac{b_w}{f_y}$$

📖 علاوه بر رعایت محدودیت فاطله خاموت‌های برشی، برای کمترل عرض ترک‌های پیچشی، فاصله خاموت‌ها باید شرایط زیر را برآورد کند.

$$S_{max} = min\left[\frac{P_h}{۸}\ , ۳۰۰mm\right]$$

گام هفتم: سطح مقطع آرماتور طولی لازم برای مقاومت پیچشی از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$A_l = \left(\frac{A_t}{S}\right) \rho_h \left(\frac{f_{yv}}{f_{yl}}\right) \cot^{۲}\theta \cong ۲\frac{A_t}{S}(X_۱ + Y_۱)$$

که در آن:

ρ_h :نسبت سطح مقطع آرماتور برشی افقی به مساحت کل مقطع قائم بتن

f_{yl} , f_{yv} : به ترتیب مقاومت مشخصه فولادهای عرضی و طولی می‌باشند.

📖 این آرماتورها باید بطور یکنواخت در محیط خاموت‌ها توزیع شده و در هر گوشه حداقل یک آرماتور با قطر $\frac{S}{۱۶}$ یا بیشتر قرار گیرد.

نکته: آرماتورهای طولی پیچشی به آرماتورهای طولی خمشی اضافه می‌شوند.

📖 این آرماتورها به اندازه طول مهاری در داخل ستون قرار می‌گیرند. مطابق مبحث نهم، خاموت‌ها و آرماتورهای پیچشی باید بعد از نقطه‌ای تئوریک که نیازه به آنها نیست، به اندازه $d + b_t$ (b_t عرض موثر مقطع) ادامه یابند. همچنین $f_y \le ۴۰۰MPa$

تمرین ۶-۱ یک تیر بتن آرمه با ابعاد $b_w = ۴۰۰mm, d = ۵۴۰mm$ تحت اثر لنگر پیچشی نهایی $T_u = ۵۰KN$ و نیروی برشی نهایی $V_u = ۸۰KN$ قرار دارد. میلگردهای برشی و پیچشی تیر را با فرض فاصله سطح خارجی تیر تا میان تار خاموت برابر ۴۵mm طراحی کنید.

حل:

گام اول: مقدار نیروی برشی نهایی V_u و لنگر پیچشی نهایی T_u در اثر بارهای نهایی با تحلیل سازه تعیین می‌شود.

$$T_u = ۵۰KN, V_u = ۸۰KN$$

گام دوم:

$$۰/۲۵\,T_{cr} = ۰/۱\,\phi_c\sqrt{f_c}\left(\frac{A_c^۲}{P_c}\right) = ۰/۱ \times ۰/۶۵\sqrt{۳۰}\left[\frac{(۴۰۰ \times ۶۰۰)^۲}{۲ \times (۴۰۰ + ۶۰۰)}\right] = ۱۰/۲۵\,KN < ۵۰KN$$

طراحی برای پیچش ضرورت دارد.

گام سوم:

$$X_۱ = b_w - ۲e = ۴۰۰ - ۲ \times ۴۵ = ۳۱۰\,, Y_۱ = h - ۲e = ۶۰۰ - ۲ \times ۴۵ = ۵۱۰$$

$$P_h = ۲(X_۱ + Y_۱) = ۱۶۴۰\ , \qquad A_{oh} = X_۱Y_۱ = ۱۵۸۱۰۰$$

$$\frac{V_u}{b_w d} + \frac{T_u P_h}{۱/۷\,A_{oh}^۲} \le ۰/۲۵\,\phi_c f_c$$

$$\frac{۸۰ \times ۱۰^۳}{۴۰۰ \times ۵۴۰} + \frac{۵۰ \times ۱۰^۲ \times ۱۶۴۰}{۱۵۸۱۰۰^۲} = ۰/۳۷ + ۳/۲۸ = ۳/۶۵$$

$$۰/۲۵\,\phi_c f_c = ۰/۲۵ \times ۰/۶۵ \times ۳۰ = ۴/۸۷ > ۳/۶۵$$

بنابراین ابعاد مقطع جوابگو می‌باشد.

گام چهارم: محاسبه سطح مقطع یک ضلع خاموت A_t:

$$\frac{A_t}{S}=\frac{T_s}{1/7X_1Y_1f_{yd}}=\frac{50\times10^6}{1/7\times310\times510\times(0/85\times400)}=0/54\,mm^2/mm$$

گام: پنجم: سطح مقطع دو ضلع خاموت برای مقاومت در برابر برش از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$V_c=0/2\,\phi_c\sqrt{f_c}b_wd=0/2\times0/65\times\sqrt{30}\times400\times540=154KN$$

$$V_s=V_u-V_c<0$$

بعلت اینکه در رابطه فوق V_s منفی گردید، نیاز به خاموت برشی محاسباتی نمی‌باشد.

گام ششم: سطح مقطع دوضلع خاموت لازم برای مقابله با ترکیب برش و پیچش برابر است با:

$$\frac{A_{tv}}{S}=2\frac{A_t}{S}+\frac{A_{sv}}{S}=2\times0/54+0=1/08\,mm^2/mm$$

$$S_{max}=min\left[\frac{P_h}{8}\ ,300mm\right]=min\left[\frac{2\times(310+510)}{8}=205mm,300mm\right]$$

کنترل خاموت حداقل:

$$\left(\frac{A_{tv}}{S}\right)_{min}=0/35\frac{b_w}{f_y}=0/35\frac{400}{400}=0/35$$

$$\text{use}:\Phi12\rightarrow A_v=2\times113=226mm^2$$

$$S=\frac{226}{1/08}=209/26\,mm$$

$S=200mm$ انتخاب می‌گردد.

گام هفتم: سطح مقطع آرماتور طولی لازم برای مقاومت پیچشی از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$A_l=2\frac{A_t}{S}(X_1+Y_1)=2\times0/54\times(310+510)=885/6\,mm^2$$

$$\Phi14\rightarrow n=\frac{885/6}{\frac{\pi\times14^2}{4}}=5/75\cong6$$

بنابراین از ۶عدد$\Phi14$ در گوشه‌ها و ارتفاع تیر استفاده می‌کنیم.

ستونها

۵-۱ مقدمه

قطعات فشاری هستند که تحت اثر نیروی محوری فشاری و یا ترکیب نیروی محوری فشار و لنگر خمشی قرار دارند. در ساختمانهای ستون‌ها تنش‌ها از تیرها گرفته و به پی‌ها منتقل می‌کنند. ستون‌ها به دو نوع ستون کوتاه و ستون لاغر تعریف و طراحی می‌شوند.

۵-۲ ستون‌های کوتاه

ستون کوتاه، ستونی است که حداکثر طول آن از ۱۵ برابر حداقل بعد جانبی مقطع آن بیشتر نباشد. تعیین مقاومت نهایی یک ستون کوتاه که تحت اثر لنگر خمشی و بار محوری قرار دارد، با استفاده از همان فرضیات به عمل آمده برای خمش تیرها انجام می‌گیرد. تنها اختلاف مهم در روش محاسبات این است که در خمش خالص مجموع نیرهای داخلی در مقطع باید برابر صفر باشد، درحالی که در ستون‌ها 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

در ادامه بعلت راحتی استفاده در آزمون نظام مهندسی روش دوم بررسی خواهد شد.

www.icivil.ir پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران

۵-۳ منحنی اثر متقابل بار محوری و لنگر خمشی

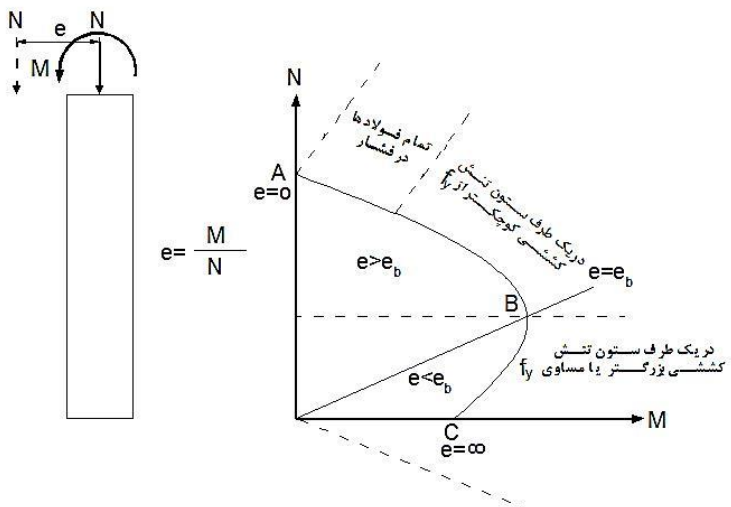
منحنی اثر متقابل بار محوری و لنگر خمشی در شکل زیر نشان داده شده است. در این منحنی سه نقطه وجود دارد:

۱- نقطه A: نقطه متناظر با بار محوری خالص و لنگر خمشی صفر.

۲- نقطه B: وضعیت متعادل مقطع ستون.

۳- نقطه C: نقطه متناظر با لنگر خمشی خالص با نیروی محوری صفر.

با افزایش نیروی محوری فشاری در مقطع ستون ابتدا ظرفیت خمشی مقطع افزایش یافته(ناحیه کنترل کشش) و بعد از رسیدن به نقطه تعادل با افزایش نیروی محوری فشاری ظرفیت خمشی مقطع کاهش می‌یابد.(ناحیه کشش).



نکته: هر نقطه داخل منحنی، معرف ترکیب باری از نیروی محوری و لنگر خمشی است که منجر به شکست ستون نمی‌شود. و هر نقطه واقع بر منحنی، آستانه شکست ستون را نشان میدهد. و نقطه خارج از منحنی بعلت شکست ستون در آن حالت وجود ندارد.

۵-۴ اعضای فشاری تحت بار محوری خالص

برای اعضا بتن‌آرمه بار محوری خالص، باری است که به مرکز پلاستیک مقطع وارد می‌شود. در لحظه نهایی شکست کرنش تمام نقاط مقطع همزمان به ε_{cu} برسد(نقطه A در منحنی بار محوری و لنگر خمشی). مقاومت ستون کوتاه تحت بار محوری از رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$$N_r = n\left(\alpha_1 \Phi_c f_c A_c + \Phi_s f_y A_{st}\right)$$

$$\alpha_1 = ۰/۸۵ - ۰/۰۰۱۵ f_c \geq ۰/۶۷$$

که درآن:

f_c:مقاومت مشخصه بتن

A_c: سطح مقطع بتن

A_{st}: سطح فولاد آرماتور طولی

f_y:تنش جاری شدن فولاد

Φ_c , Φ_s: ضرایب جزی ایمتی بتن و فولاد

n: ضریب کاهش(در صورت استفاده از تنگ موازی برابر ۰/۸و در صورت استفاده از دورپیچ برابر ۰/۸۵می‌باشد)

۵-۵ مراحل گام به گام طراحی مقاطع تحت اثر نیروی محوری و لنگر خمشی

آرایش میلگردها، بارمحوری نهایی N_u، لنگر نهایی M_u و ابعاد مقطع معلوم هستند و هدف بدست آوردن مقدار آرماتور طولی می‌باشد.

گام اول: محاسبه γ و بدست آوردن دیاگرام مربوطه:

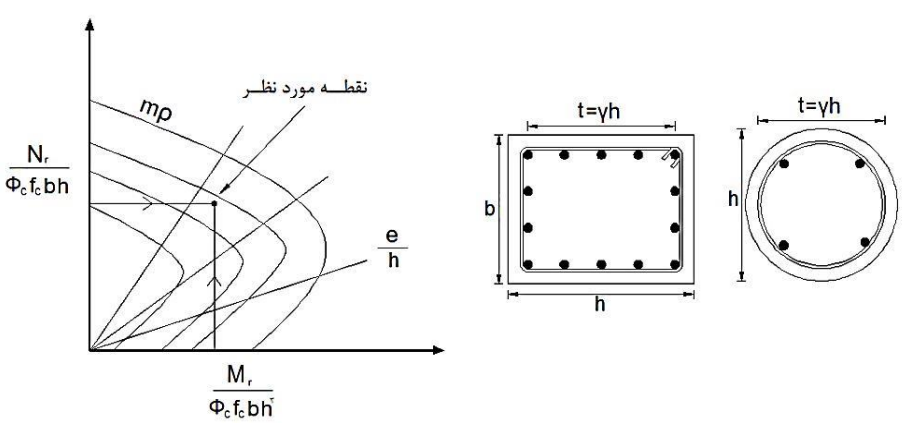
$$\gamma = \frac{t}{h}$$

گام دوم: محاسبه مقادیر:

مقاطع مستطیلی : $\left[\frac{N_r}{\Phi_c f_c b h} \ , \ \frac{M_r}{\Phi_c f_c b h^2}\right]$

مقاطع دایره : $\left[\frac{N_r}{\Phi_c f_c D^2} \ , \ \frac{M_r}{\Phi_c f_c D^3}\right]$

گام سوم: پیدا کردن نقطه نظیر مقادیر گام دوم و بدست آوردن مقدار $m\rho$ از روی دیاگرام



www.icivil.ir پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران

گام چهارم: محاسبه مقدار m:

$$m = \frac{\Phi_y f_y}{\alpha_1 \Phi_c f_c}$$

$$\alpha_1 = ۰/۸۵ - ۰/۰۰۱۵ f_c \geq ۰/۶۷$$

گام پنجم: محاسبه مقدار درصد آرماتور طولی ρ: با استفاده از مقادیر بدست آمده در گام سوم و چهارم:

$$\rho = \frac{m\rho}{m}$$

گام ششم: کنترل مقدار ρ:

$$\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$$

$$۰/۰۱ < \rho < ۰/۰۶$$

📖 مطابق مبحث نهم: محدودیت حداکثر باید در محل وصله‌های پوششی نیز رعایت شود.

📖 مطابق مبحث نهم: در صورت استفاده از فولاد $S۴۰۰$ در آرماتورهای طولی در خارج از محل وصله‌ها $\rho_{max} = ۰/۰۴۵$ می‌باشد.

گام هفتم: محاسبه مقدار فولاد طولی A_s:

$$A_s = \rho b h$$

گام هشتم: انتخاب میلگرد مناسب.

تمرین ۵-۱ با استفاده از دیاگرام‌های طراحی ستون، سطح مقطع لازم آرماتورهای طولیی برای ستون مستطیلی به ابعاد ۴۰۰ × ۳۰۰ را برای تحمل بار محوری نهایی و لنگر خمشی نهایی داده شده محاسبه کنید.

$$M_u = ۷۰ KN.m \ , N_u = ۲۲۰۰ KN \ , \quad t = ۳۰۰ mm \ , \acute{d} = ۵۰ mm \ , \quad \left(f_c = ۳۰ MPa \ \ , f_y = ۴۰۰ MPa\right)$$

حل:

گام اول: محاسبه γ و بدست آوردن دیاگرام مربوطه:

$$\gamma = \frac{t}{h} = \frac{۳۰۰}{۴۰۰} = ۰/۷۵$$

جهت اطمینان از دیاگرام $\gamma = ۰/۷$ استفاده می‌کنیم

گام دوم: محاسبه مقادیر:

$$\phi_c = ۰/۶۵$$

$$\frac{N_r}{\Phi_c f_c bh} = \frac{۲۲۰۰ \times ۱۰^۳}{۰/۶۵ \times ۳۰ \times ۳۰۰ \times ۴۰۰} = ۰/۹۴$$

$$\frac{M_r}{\Phi_c f_c bh^۲} = \frac{۷۰ \times ۱۰^۶}{۰/۶۵ \times ۳۰ \times ۳۰۰ \times ۴۰۰} = ۰/۰۷۴$$

گام سوم: پیدا کردن نقطه نظیر مقادیر گام دوم و بدست آوردن مقدار $m\rho$ از روی دیاگرام

$$\rho m = ۰/۳$$

گام چهارم: محاسبه مقدار m:

$$m = \frac{\Phi_y f_y}{\alpha_۱ \Phi_c f_c}$$

$$\alpha_۱ = ۰/۸۵ - ۰/۰۰۱۵ f_c = ۰/۸۵ - ۰/۰۰۱۵ \times ۳۰ = ۰/۸۰۵$$

$$\Phi_y = ۰/۸۵$$

$$m = \frac{۰/۸۵ \times ۴۰۰}{۰/۸۰۵ \times ۰/۶۵ \times ۳۰} = ۲۱/۶۵$$

گام پنجم: محاسبه مقدار درصد آرماتور طولی ρ: با استفاده از مقادیر بدست آمده در گام سوم و چهارم:

$$\rho = \frac{m\rho}{m} = \frac{۰/۳}{۲۱/۶۵} = ۰/۰۱۴$$

گام ششم: کنترل مقدار ρ:

$$\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$$

$$۰/۰۱ < ۰/۰۱۴ < ۰/۰۴۵ \quad \text{OK}$$

گام هفتم: محاسبه مقدار فولاد طولی A_s:

$$A_s = \rho bh = ۰/۰۱۴ \times ۳۰۰ \times ۴۰۰ = ۱۶۸۰ mm^۲$$

گام هشتم: انتخاب میلگرد شماره ۲۲.

$$\mathrm{A} = \frac{\pi \mathrm{D}^۲}{۴} = \frac{\pi ۲۰^۲}{۴} = ۳۱۴ mm^۲$$

$$n = \frac{A_s}{A} = \frac{۱۶۸۰}{۳۱۴} = ۵/۳۵ \rightarrow use\ ۶\Phi ۲۰$$

www.icivil.ir پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران

۵-۶ مراحل گام به گام کنترل مقاطع تحت اثر نیروی محوری و لنگر خمشی

آرایش میلگردها، بارمحوری نهایی N_u، لنگر نهایی M_u و ابعاد مقطع معلوم هستند و هدف بررسی کفایت مقطع می‌باشد.

گام اول: محاسبه γ و بدست آوردن دیاگرام مربوطه:

$$\gamma = \frac{t}{h}$$

گام دوم: : محاسبه مقدار $m\rho$ و پیدار کردن منحنی مربوطه

$$m = \frac{\Phi_y f_y}{\alpha_1 \Phi_c f_c}$$

گام سوم محاسبه مقدار خروج از مرکزیت e:

$$e = \frac{M_u}{N_u}$$

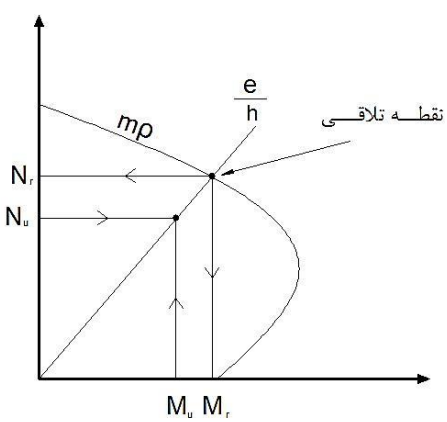
گام چهارم: محاسبه مقدار $\frac{e}{h}$ و پیدا کردن خط مربوط به آن.

گام پنجم: پیدا کردن محل تلاقی خط گام پنجم با منحنی گام سوم و تصویر آن بر محورهای قائم یا افقی

گام ششم: قرائت مقدار $\frac{N_r}{\Phi_c f_c bh}$ یا $\frac{M_r}{\Phi_c f_c bh^2}$.

گام هفتم: بدست آوردن مقدار N_r یا M_r

گام هشتم: محاسبه مقدار $Ratio$



$$Ratio = \frac{N_u}{N_r} = \frac{M_u}{M_r}$$

- اگر $Ratio < ۱$ باشد، نقطه مورد نظر داخل منحنی می‌باشد و مقطع جوابگو می‌باشد.

- اگر $Ratio = ۱$ باشد، نقطه روی منحنی می‌باشد و مقطع بهینه می‌باشد.

- اگر $Ratio > ۱$ باشد، نقطه داخلی منحنی قرار نگرفته و مقطع جوابگو نمی‌باشد.

تمرین ۵-۲ کفایت مقطع تمرین ۵-۱ را کنترل نمایید.

$$M_u = ۷۰KN.m \ , N_u = ۲۲۰۰KN \ , \quad t = ۳۰۰mm \ , \acute{d} = ۵۰mm \ , \quad (f_c = ۳۰MPa \ , f_y = ۴۰۰MPa)$$

حل:

گام اول: محاسبه γ و بدست آوردن دیاگرام مربوطه:

$$\gamma = \frac{t}{h} = \frac{۳۰۰}{۴۰۰} = ۰/۷۵$$

جهت اطمینان از دیاگرام $\gamma = ۰/۷$ استفاده می‌کنیم

گام دوم:: محاسبه مقدار $m\rho$ و پیدا کردن منحنی مربوطه

$$m = \frac{\Phi_y f_y}{\alpha_۱ \Phi_c f_c} = \frac{۰/۸۵ \times ۴۰۰}{۰/۸۰۵ \times ۰/۶۵ \times ۳۰} = ۲۱/۶۵$$

$$\rho = \frac{A_s}{bh} = \frac{۱۸۸۵}{۳۰۰ \times ۴۰۰} = ۰/۰۱۶$$

$$\rho m = ۰/۰۱۶ \times ۲۱/۶۵ = ۰/۳۵$$

گام سوم محاسبه مقدار خروج از مرکزیت e:

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{۷۰ \times ۱۰^۶}{۲۲۰۰ \times ۱۰^۳} = ۳۱/۸\, mm$$

گام چهارم: محاسبه مقدار $\frac{e}{h}$ و پیدا کردن خط مربوط به آن.

$$\frac{e}{h} = \frac{۳۱/۸}{۴۰۰} = ۰/۰۸$$

گام پنجم: پیدا کردن محل تلاقی خط گام پنجم با منحنی گام سوم و تصویر آن بر محورهای قائم یا افقی

گام ششم: قرائت مقدار $\frac{N_r}{\Phi_c f_c b h}$ یا $\frac{M_r}{\Phi_c f_c b h^۲}$.

$$\frac{N_r}{\Phi_c f_c b h} = ۰/۹۵ \quad , \quad \frac{M_r}{\Phi_c f_c b h^۲} = ۰/۸$$

گام هفتم: بدست آوردن مقدار N_r یا M_r

$$\mathrm{N_r} = ۰/۹۵ \times ۰/۶۵ \times ۳۰ \times ۳۰۰ \times ۴۰۰ = ۲۲۲۳\mathrm{KN}$$

$$M_\mathrm{r} = ۰/۸۰ \times ۰/۶۵ \times ۳۰ \times ۳۰۰ \times ۴۰۰^۲ = ۷۴/۸۸\ \mathrm{KN.m}$$

گام هشتم: محاسبه مقدار $Ratio$

$$Ratio_۱ = \frac{N_u}{N_r} = \frac{۲۲۰۰}{۲۲۲۳} = ۰/۹۸ < ۱$$

www.icivil.ir پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران

$$Ratio_۲ = \frac{M_u}{M_r} = \frac{۷۰}{۷۴/۸۸} = ۰/۹۳ < ۱$$

$Ratio < ۱$ می‌باشد، نقطه مورد نظر داخل منحنی می‌باشد و مقطع جوابگو می‌باشد.

نکته: اگر در مقطع ستون کرنش‌ها در حال تعادل باشند آنگاه:

$$N_r = \left(\frac{N_{rb} - N_{ro}}{M_{rb}}\right) M_r + N_{ro}$$

که در آن:

N_{rb} و M_{rb} : بترتیب نیروی محوری و لنگر خمشی مقاوم در حالت تعادل کرنش‌ها

N_r و M_r : بترتیب نیروی محوری و لنگر خمشی مقاوم نهایی

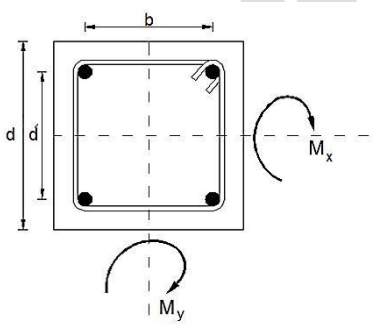
N_{ro}: نیروی محوری مقاوم ستون تحت بار محوری خالص

۷-۵ طراحی مقاطع تحت اثر نیروی محوری و لنگر خمشی دو محوری

ستون‌های بتن‌آرمه در ساختمان‌ها ممکن است تحت اثر خمش در دوجهت قرار گیرند، مانند ستون‌های گوشه. اگر مقطع ستون دایره باشد، طراحی ستون با حالت تک محوری تفاوتی نخواهد داشت و فقط کافی است برآیند لنگر در دو محور محاسبه شود:

$$M = \sqrt{M_x^۲ + M_y^۲}$$

ولی در مورد مقاطع مربع- مستطیل نمی‌توان بصورت بالا عمل کرد. مقطع نشان داده شکل زیر را که تحت اثر نیروی محوری N و لنگرهای M_x و M_y قرار گرفته است را در نظر بگیرید.



در این صورت می‌توان ستون را برای ترکیب نیروی محوری N و لنگر خمشی $\acute{M}_x$ یا $(\acute{M}_y, N)$ بسته به اینکه کدام یک از دو حالت زیر برقرار باشد طراحی کرد.

$$\frac{M_x}{\acute{h}} \geq \frac{M_y}{\acute{b}} \Rightarrow \acute{M}_x = M_x + \beta \frac{\acute{h}}{\acute{b}} M_y$$

$$\frac{M_x}{\acute{h}} \leq \frac{M_y}{\acute{b}} \Rightarrow \acute{M}_y = M_y + \beta \frac{\acute{h}}{\acute{b}} M_x$$

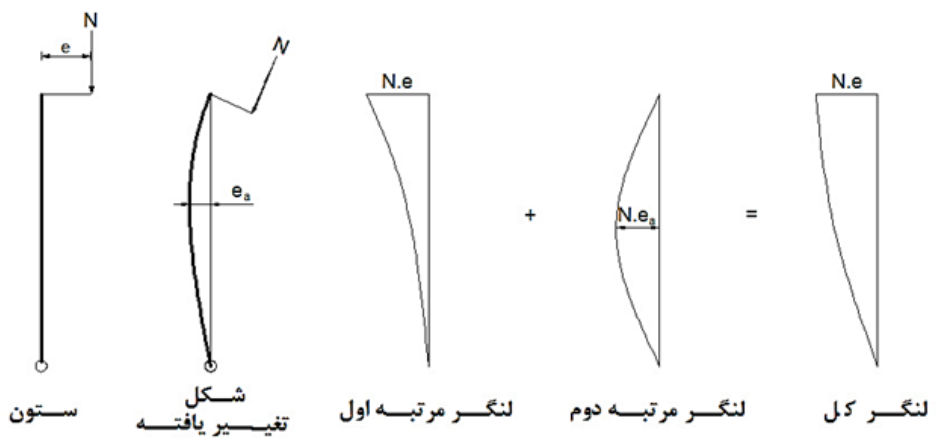
مقدار β با استفاده از رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$$\beta = ۱ - \frac{۷N}{۷/۵\, bhf_c}$$

ادامه روند طراحی همانند طراحی برای مقاطع تحت بار محوری و لنگر خمشی تک محوری با بار محوری N و لنگر خمشی $\acute{M}_x$ (یا بار محوری N و لنگر خمشی $\acute{M}_y$) می‌باشد.

۸-۵ 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.



الف) خیز بصورت ناپایدار افزایش یافته و ستون گسیخته شود. (گسیختگی کمانشی)

ب) یک حالت پایدار ایجاد می‌شود.

نکته: حنی یک ستون با بار محوری خالص، در اثر خطاهای احتمالی در مرحله ساخت که ممکن است دچار خیز شده و در اثر کمانش گسیخته شود. معادله اساسی مقاومت کمانشی یک ستون دوسر مفصل بوسیله رابطه اولر تعریف می‌شود.

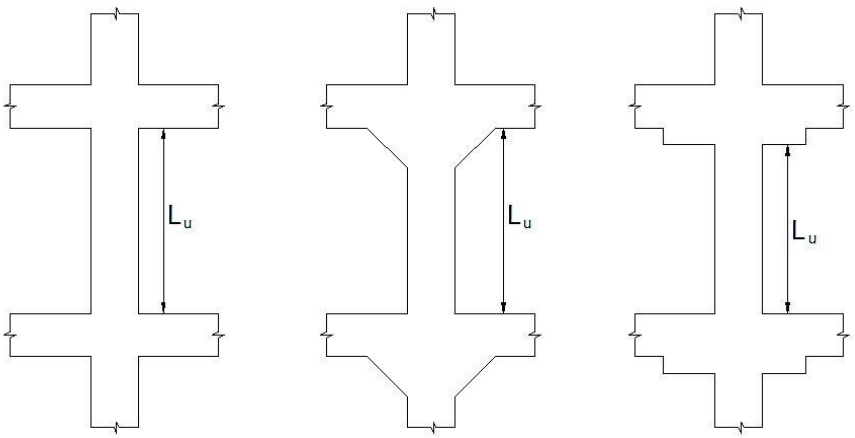
$$P = \frac{\pi^2 EI}{l^2}$$

نکته: رابطه اولر تابعی از سختی عضو است، نه مقاومت آن.

ستونی را که ابعاد مقطع آن در مقایسه با طولش کم است، ستون لاغر می‌نامند.ضریب لاغری ستون به صور نسبت طول موثر آن به شعاع ژیراسیون مقطع تعریف می‌شود. طول موثر ستون l_e با اعمال ضریب موثر K در طول آزاد ستون l_u (طول آزاد فاصله زیر سقف تا روی کف) بدست می‌آید.

$$l_e = k.l_u$$

www.icivil.ir پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران



ضریب k به شرایط انتهایی ستون از نظر میزان گیرداری بستگی دارد. مبحث نهم روابط زیر را برای محاسبه k توصیه کرده است.

۱- درقاب‌های مهار شده: در این قاب‌ها پایداری جانبی توسط سیستمی مانند دیوار برشی که سختی آن حداقل ۶ برابر سختی ستون‌ها در جهت مورد نظر است، تامین شده است. ضریب طول موثر قاب‌ها را برابر یک و یا کوچکترین دو مقدار زیر در نظر گرفته می‌شود.

$$k = min\begin{cases} ۰/۷ + ۰/۱\,\psi_m \le ۱ \\ ۰/۸۵ + ۰/۰۵\,\psi_{min} \le ۱ \end{cases}$$

۲- قاب‌های مهار نشده: دراین قاب‌ها پایداری جانبی توسط خود قاب تامین می‌شود. مقدار k با استفاده از روابط زیر بدست می‌آید.

$$IF\ \psi_m < ۲ \rightarrow k = (۱ - ۰/۰۵\,\psi_m)\sqrt{۱ + \psi_m} \ge ۱$$

$$IF\ \psi_m \ge ۲ \rightarrow k = ۰/۹\sqrt{۱ + \psi_m}$$

مقدار k در قطعات فشاری مهارنشده‌ای که یک انتهای آن مفصلی باشد از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$k = ۲ + ۰/۳\,\psi$$

در روابط فوق ψ شاخص شرایط انتهایی ستون است که بصورت زیر تعریف می‌شود.

$$\psi = \frac{\sum \frac{EI_c}{I_c}}{\sum \frac{EI_b}{I_b}}$$

که در آن:

$\sum \frac{EI_c}{I_c}$: مجموع سختی ستون‌های متصل به گره

$\sum \frac{EI_b}{I_b}$: مجموع سختی تیرهای متصل به گره

نکته: به منظور در نظر گرفتن اثر ترک خوردگی، ۰/۷ ممان اینرسی ستون و ۰/۳۵ ممان اینرسی تیر موثر د نظر گرفته می‌شود.

ψ_m: میانگین مقدار ψ در دو انتهای ستون.

ψ_{min}: حداقل مقدار ψ در دو انتهای ستون.

بجای محاسبه k از روش فوق می‌توان مقدار آن را بطور تقریبی از جداول زیر بدست آورد.

ضریب k در ستون مهار شده			
شرایط انتهای در بالای ستون	شرایط انتهایی در پایین ستون		
	(۱)	(۲)	(۳)
(۱)	۰/۷۵	۰/۸۰	۰/۹۰
(۲)	۰/۸۰	۰/۸۵	۰/۹۵
(۳)	۰/۹۰	۰/۹۵	۰۰
(۴)	–	–	–

ضریب k در ستون مهار نشده			
شرایط انتهای در بالای ستون	شرایط انتهایی در پایین ستون		
	(۱)	(۲)	(۳)
(۱)	۱/۲	۱/۳	۱/۶
(۲)	۱/۳	۱/۵	۱/۸
(۳)	۱/۶	۱/۸	–
(۴)	۲/۲	–	–

شرایط انتهای مذکور در جداول فوق به شرح زیر است:

(۱) **تقریبا گیردار:** انتها به فونداسیون یا تیرهایی با مقطع هم ارتفاع با مقطع ستون و در دو طرف به صورت صلب متصل است.

(۲) **نیمه‌گیردار:** انتهای ستون به تیرهای با ارتفاع مقطعی کمتر از ارتفاع مقطع ستون و در دو طرف به صورت صلب متصل است.

(۳) **تقریبا مفصلی**.

(۴) **آزاد:** انتهای ستون هم برای دوران و هم برای انتقال جانبی آزاد است.

با معلوم بودن ضریب k طول آزاد ستون و ابعاد مقطع آن ضریب لاغری از رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$$\lambda = \frac{kl_u}{r}$$

r شعاع ژیراسیون مقطع در حالت کلی برابر است با:

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

نکته: در مقاطع رایج بتن‌آرمه می‌توان در مقطع دایره $r = ۰/۲۵\,d$ (d قطر دایره) و در مقطع مربع-مستطیل $r = ۰/۳\,b$ (b بعد جهت خمش) در نظر گرفت.

با معلوم بودن λ، مطابق مبحث نهم اگر شرایط زیر برقرار باشد ستون کوتاه و در غیر اینصورت ستون لاغر محسوب می‌شود.

- در قاب مهار شده:

$$\lambda = \frac{kl_u}{r} \le \left(۳۴ - ۱۲\frac{M_۱}{M_۲}\right) \Rightarrow \left(\frac{M_۱}{M_۲} \ge -۰/۵\right)$$

www.icivil.ir پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران

- در قاب مهار نشده:

📖 برای جلوگیری از گسیختگی ناپایدار، حداکثر لاغری مجاز λ در مبحث نهم ۲۰۰ تعیین شده است. درصورت عدم استفاده از تحلیل مرتبه دوم سازه (در نظر گرفتن اثرات لنگر اضافی در اثر خمش ستون‌ها) حداکثر لاغری مجاز ۱۰۰ می‌باشد.

نکته: مقدار M_x و یا M_y نباید از $N.e_m$ کمتر در نظر گرفته شود. e_{min} مطابق مبحث نهم برابر است با:

$$e_{min} = ۰/۰۳\,h - ۱۵mm$$

۵-۹ ستون‌های بتن‌آرمه با تنگ

آرماتورهای طولی، ظرفیت فشاری بتن را افزایش داده و نیز باعث تحمل کشش ناشی از خمش می‌شوند. اگر آرماتورهای طولی با آرماتورهای عرضی بصورت تنگ بسته شده و در فواصل مناسب اجرا می‌شود. این فولادهای عرضی از حرکت آرماتورهای طولی هنگام بتن ریزی جلوگیری کرده و از کمانش آنها جلوگیری می‌کنند.

نکته: فولادهای عرضی وطولی باعث محصور شده هرچه بیشتر بتن شده و شکل‌پذیری و مقاومت فشاری آن را افزایش می‌دهد.

نکته: ستون با خاموت دورپیچ رفتار شکل‌پذیری نسبت با ستون بتن آرمه با خاموت معمولی دارد و انرژی بیشتری را دریافت می‌کند.

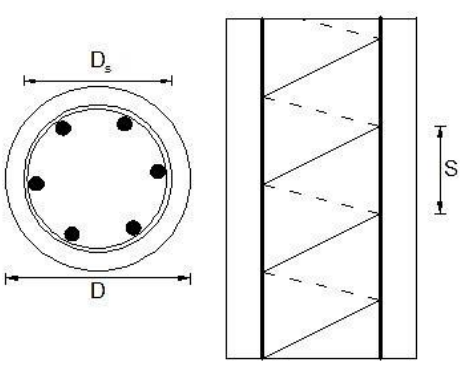
نکته: وجود خاموت‌های دورپیچ در ستون‌های کوتاه دایره‌ای تاثیر چندانی بر مقاومت نهایی ستون ندارند، ولی وجود آن‌ها باعث می‌شود بعد از رسدن لحظه گسیختگی، ستون بعلت کمانش آرماتور طولی که در صورت استفاده از خاموت‌های معمولی روی می‌دهد، دچار ریزش کامل نگردد.

📖 مطابق مبحث نهم در صورت استفاده از خاموت دورپیچ مقدار آن از رابطه زیر بدست می‌آید.

$$(\rho_s)_{min} = ۰/۴۵\left(\frac{A_g}{A_c} - ۱\right)\frac{f_c}{f_y}$$

که در آن:

ρ_s:نسبت حجمی آرماتور دورپیچ به حجم کل هسته $(f_y \le ۴۰۰MPa)$



$$\rho_s = \frac{A_{sp}}{A_c} \cong \frac{۴a_s}{D_c.S}$$

$$A_g = \frac{\pi D^۲}{۴}\,, A_c = \frac{\pi D^۲}{۴}$$

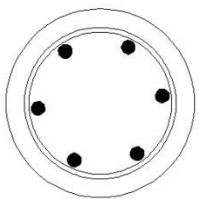
$$۲۵\text{mm} < S < ۷۵\text{mm}$$

a_s: سطح مقطع آرماتور دورپیچ به قطر d_b

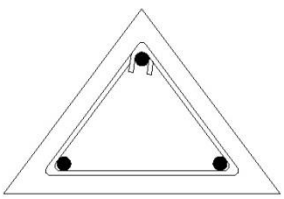
📖 مطابق مبحث نهم حداقل قطر آرماتور دورپیچ $۶mm$ و حداکثر گام دورپیچ $\frac{۱}{۶}D_c$ می‌باشد.

📖 محدویت‌های آرماتورگذاری طولی و عرضی درستون‌های بتن‌آرمه

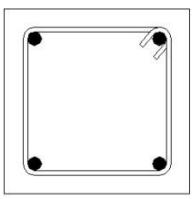
- تعداد میلگردهای طولی نباید کمتر از مقادیر زیرباشد:



حداقل ۶ عدد

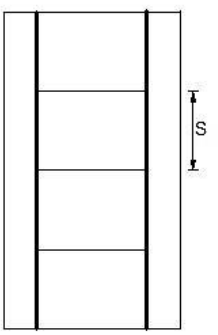


حداقل ۳ عدد



حداقل ۴ عدد

- فاصله هر دو خاموت متوالی از هم نباید از هیچ یک از مقادیر زیر بشتر شود.



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

- تمام آرماتورهای طولی نمره ۳۰ و پایین‌تر باید با خاموت‌های با حداقل قطر $\frac{۱}{۴}$ آرماتور طولی و آرماتورهای طولی بالاتر با خاموت با حداقل قطر ۱۰ میلیمتر احاطه شوند.

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

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

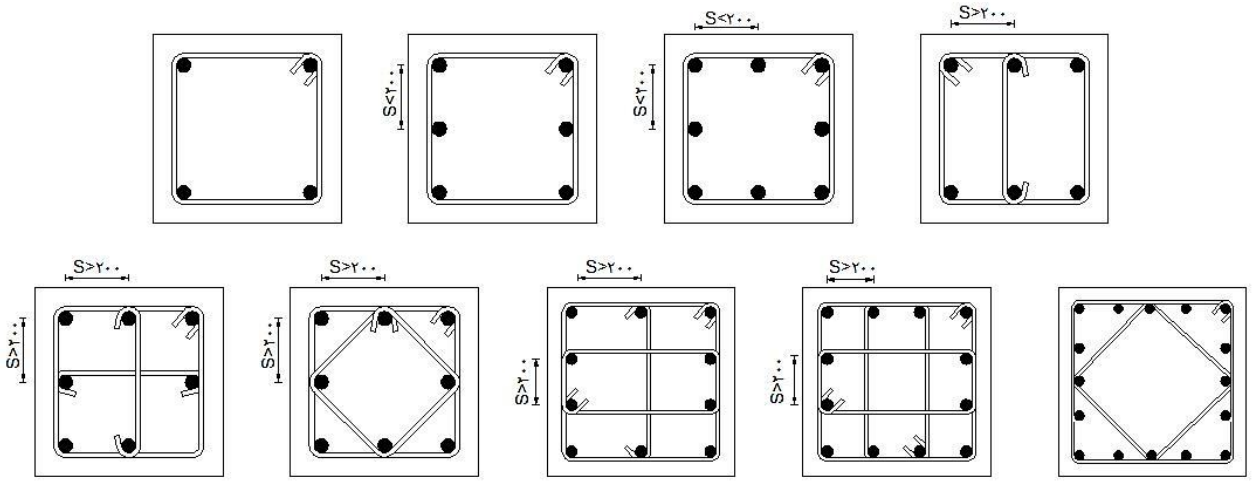
- در اعضای تحت فشار و خمش فاصله محور تا محور میلگردهای طولی از یکدیگر، نباید کمتر از ۲۰۰ میلیمتر باشد.

- 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.

در شکل زیر نمونه‌هایی از انواع متداول آرایش خاموت‌ها و آرماتورهای طولی در ستون‌ها نشاد داده شده است.

www.icivil.ir پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران



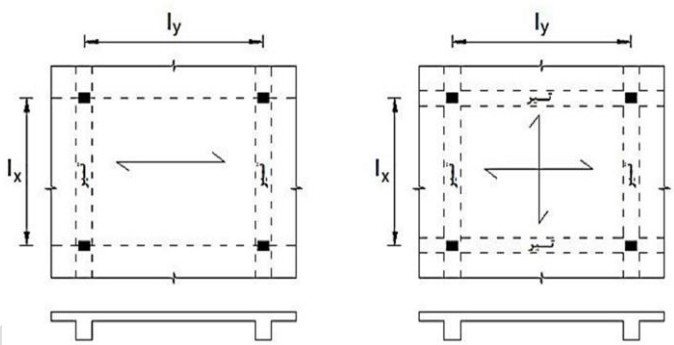
دکتر رامین گرمرودی

دال‌ها

۷-۱ مقدمه

در بتن مسلح دال عبارت است از یک مسطح معمولا افقی که ممکن است روی دیوار، تیرهای بتن آرمه (که معمولا به طور یکپارچه همراه دال بتن ریزی می‌شوند) و یا مستقیما روی ستون‌ها قرار گیرد.

دال‌هایی که روی ایرها قرار می‌گیرند ممکن است یک‌طرفه یا دو طرفه باشند. بنا به تعریف اگر نسبت دهانه در یک جهت نسبت به دهانه در جهت عمود بر آن کمتر یا مساوی ۲ باشد، دال دو طرفه نامیده می‌شود که در این صورت بار وارده به دال به تکیه‌گاه‌های هر دو جهت وارد می‌شود. اگر نسبت فوق بیش از ۲ باشد دال یک‌طرفه نامیده می‌شود که در این صورت می‌توان فرض کرد که بار دال تنها به تکیه‌گاه‌ها در جهت کوتاه‌تر وارد می‌شود.



۷-۲ سیستم‌های مختلف دال بتن‌آرمه

۱) دال‌های قرار گرفته بر روی تیرها

در این نوع دال‌ها انتقال نیرو از دال به تیر و از تیر به ستون انجام می‌گیرد. معیار اصلی در تعیین ضخامت و طول دهانه کنترل خیز است. با رعایت حداقل ضخامت لازم برای دال، نیازی به محاسبات خیز نخواهد بود. به همین منظور مبحث نهم مقررات ملی ساختمان جدولی بر حسب نسبت دهانه آزاد به ضخامت دال ارائه شده است. جدول زیر حداکثر نسبت دهانه به ضخامت و طول دهانه اقتصادی را برای دال یک‌طرفه نشان می‌دهد.

www.icivil.ir پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران

نوع دال	حداقل ضخامت دال h	طول دهانه اقتصادی
دال یک‌طرفه یا تیرچه بلوک با تکیه‌گاه ساده	$\frac{l}{۲۰}$	$۴/۵ \sim ۵/۵ m$
دال یک‌طرفه یا تیرچه بلوک با تکیه‌گاه پیوسته از یک طرف	$\frac{l}{۲۴}$	$۵/۵ \sim ۶m$
دال یک‌طرفه یا تیرچه بلوک با تکیه‌گاه پیوسته از دو طرف	$\frac{l}{۲۸}$	$۵/۵ \sim ۶m$

در مورد دال‌های دوطرفه مطابق مبحث نهم مقررات ملی ساختمان، ابتدا با فرض ابعاد مناسبی برای تیرهای تیکه‌گاهی، نسبت سختی خمشی مقطع تیر به سختی خمشی نواری از دال که از طرفین به محورهای مرکزی پانل‌های مجاور محدود شده باشد، تعیین شودα، سپس مقدار میانگین α برای تمات تیرهای پانل محاسبه شود(). در مرحله بعد با توجه به مقدار α_m یکر از سه حالت زیر برقرار خواهد بود:

الف) اگر $\alpha_m \leq ۰/۲$ باشد، طبق شرایط دال تخت عمل خواهد شد.

ب) اگر $۰/۲ < \alpha_m < ۲$ باشد، ضخامت دال بر حسب میلی‌متر از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$h = \frac{l_n(۸۰۰ + ۰/۶ f_y)}{۳۶۰۰۰ + ۵۰۰۰\beta(\alpha_m - ۰/۲)} \geq ۱۲۵mm$$

$$\beta = \frac{l_y}{l_x}$$

پ) اگر $\alpha_m > ۰/۲$ باشد، ضخامت دال برحسب میلی‌متر از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$h = \frac{l_n(۸۰۰ + ۰/۶ f_y)}{۳۶۰۰۰ + ۹۰۰۰\beta} \geq ۹۰mm$$

روش فوق که در مبحث نهم مقررات ملی ساختمان و همچنین آیین‌نامه آبا تعیین شده است، نیاز به فرض مقادیر اولیه‌ای برای سختی تیرو دال و سپس استفاده از روابط دارد. به همین منظور از جدول زیر برای تعییین مقادیر اولیه ضخامت و دهانه دال می‌توان استفاده نمود. اعداد ارائه شده در جدول زیر برحسب ضخامت موثر دال d می‌باشد و برای تعیین ضخامت کل باید مقدار مناسبی به ضخامت موثر اضافه کرد.

نوع دال	ضخامت موثر دال d	طول دهانه اقتصادی
دوطرفه با تکیه‌گاه‌های ساده	$\frac{l}{۲۷}$	$۵/۵ \sim ۶/۰ m$
دو طرفه با تکیه‌گاه پیوسته	$\frac{l}{۳۵}$	$۶/۰ \sim ۶/۵ m$

نکته: معمولا باید ضخامت دال حداکثر ۲۰۰ میلی‌متر و در سخت‌ترین شرایط حداکثر ۳۰۰ میلی‌متر باشد.

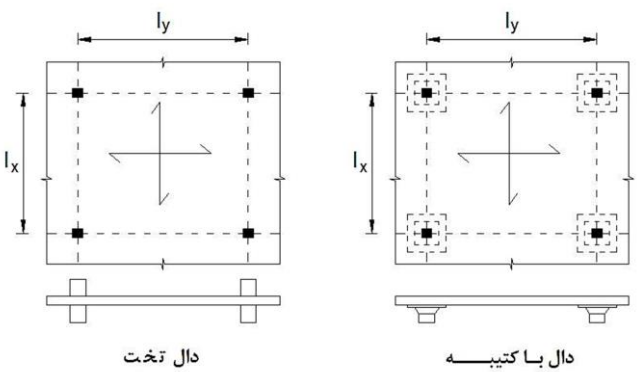
۲) دال‌های تخت

در این دال‌ها انتقال نیرو مستقیما از دال به ستون انجام می‌گیرد. به دلیل حذف تیرهای بتن‌آرمه، ضخامت کلی سقف کاهش یافته و یک سطح صاف و بدون برآمدگی در سقف به وجود می‌آید. هزینه و زمان لازم برای قالب بندی و آرماتور گذاری را کاهش می‌دهد. این نوع سیستم

دال برای ساختمان‌های بیش از چهار طبقه در صورتی می‌تواند به کار رود که از سیستم بادبندی مناسب مانند دیوار برشی استفاده شود. همچنین در صورت بالا بودهن بار وارد بر دال و فاصله زیاد ستون‌ها ممکن است برای غلبه بر نیروی برشی در محل اتصال ستون به دال ایجاد ژهنه یا سر ستون ضروری باشد. طول دهانه اقتصادی در دال تخت ۶ الی ۱۰ متر می‌باشد. ضخامت دال تخت نباید از مقادیر به دست آمده از جدول زیر کمتر باشد. تیر لبه در صورت وجود باید دارای سختی معادل $\alpha = ۰/۸$ باشد.

نوع فولاد	بدون کتیبه			با کتیبه		
	چشمه‌های بیرونی		چشمه‌های درونی	چشمه‌های بیرونی		چشمه‌های درونی
	بدون تیر لبه	با تیر لبه		بدون تیر لبه	با تیر لبه	
$S۳۰۰$	$\frac{l_n}{۳۳}$	$\frac{l_n}{۳۶}$	$\frac{l_n}{۳۶}$	$\frac{l_n}{۳۶}$	$\frac{l_n}{۳۶}$	$\frac{l_n}{۴۰}$
$S۴۰۰$	$\frac{l_n}{۳۰}$	$\frac{l_n}{۳۳}$	$\frac{l_n}{۳۳}$	$\frac{l_n}{۳۳}$	$\frac{l_n}{۳۶}$	$\frac{l_n}{۳۶}$

در شکل زیر دالک تخت با بهنه و بدون ژهنه نشاد داده شده است.



۳-۷ نوار پوششی، ستونی، میانی و کناری در سیستم دال

مطابق تعاریف ارائه شده در مبحث نهم مقررات ملی ساختمان:

نوارپوششی:

به قسمتی از سیستم دال گفته می‌شود که در دو سمت محور ستون‌های واقع در یک ردیف در پلان قرار می‌گیرند و به محورهای طولی گذرنده از وسط چشمه‌های مجاور محدود می‌شود.

نوار ستونی:

به قسمتی از نوار ژوششی گفته می‌شود که در دو سمت محور ستون‌ها واقع شود و عرض آن در هر قسمت محور برابر با $۰/۲۵\, l_۱$ و یا $۰/۲۵\, l_۲$، هر کدام کوچکتر است، باشد. این نوار شامل تیر بین ستون‌ها در صورت وجود، نیز می‌شود.

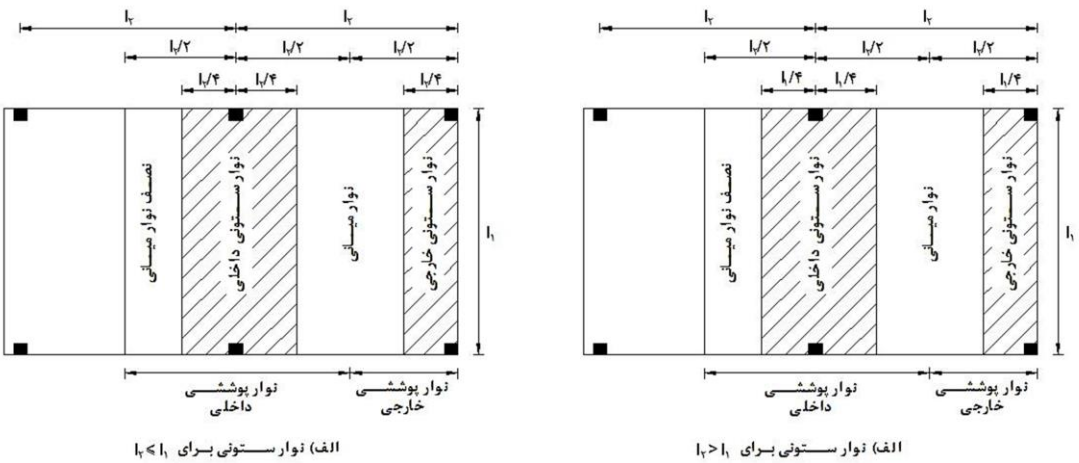
www.icivil.ir پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران

نوار میانی:

نواری از سیستم دال است که در حد فاصل دو نوار ستونی قرار می‌گیرد.

نوار کناری:

در سیستم (تیر، دال) نواری از دال است که در هر سمت تیر در نوار ستونی قرار می‌گیرد.



بازشو ها در سیتم دال‌ها

ضوابط زیر در تعیین محل و ابعاد بازشوها باید رعایت شوند. در تمامی موارد باید در طرفین بازشوها در هر امتداد، آرماتورهای اضافی به اندازه آرماتورهای قطع شده قرار داده شود.

- در نواحی مشترک بین دو نوار میانی متقاطع دال می‌توان هر بازشویی با هر اندازه‌ای پیش‌بینی کرد.
- در نواحی مشترک بین دو نوار ستونی متقاطع دال فقط بازشوهایی با ابعاد کمتر از یک هشتم عرض نوار در هر جهت می‌توان پیش‌بینی کرد.
- در نواحی مشترک بین یک نوار ستونی و یک نوار میانی متقاطع دال فقط بازشوهایی با ابعاد کمتر از یک چهارم عرض نوار در هر جهت می‌توان پیش بینی کرد.

نکته: در سیستم‌های دال‌ها می‌توان بازشوهایی با هر اندازه و در هر محل پیش‌بینی کرد، مشروط بر آنکه با انجام تحلیل ویژه نشاد داد سیستم از مقاومت کافی برخوردار است و ضوابط مربوط به حالات حدی بهره‌برداری به ویژه ضوابط مربوط به تغییر شکل‌ها را ارضا می‌کند.

نکته: در دال‌های سیستم‌های دال و تیر، بازشوها نباید از محل تیرها عبور کند، مگز آنکه تحلیل قابل قبولی ارائه شود.

۴-۷ مقاومت خمشی دال‌های بتن‌آرمه

برای تعیین مقدار فولاد خمشی در دال‌های بتن‌آرمه همان روش ارائه شده برای تیرهای بتن‌آرمه بکار می‌رود البته با توجه به اینکه دال‌ها معمولا دارای درصد فولاد پایین‌تری نسبت به تیرها می‌باشند، تقریبا می‌توان گفت که هیچ وقت فولاد فشاری برای دال‌ها مورد نیاز نخواهد بود.

نکته: بجای استفاده از روابط ارائه شده برای تعیین مقدار فولاد خمشی می‌توان از روش ساده زیر استفاده کرد.

$$M_r = \acute{K} f_c b d^2$$

$$\acute{K} = \Phi_c \alpha_1 \beta_1 \left(\frac{700}{700 + f_y}\right)\left(1 - 0/5\,\beta_1 \frac{700}{700 + f_y}\right)$$

$$if\ M_u \le M_r \Rightarrow A_s = \frac{M}{\Phi_s f_y \cdot z}$$

$$z = \left(0/5 + \sqrt{0/25 - k}\right) d$$

$$k = \frac{M_u}{f_c b d^2}$$

که در آن:

z : بازوی لنگر مقاوم

d : عمق موثر مقطع

A_s : سطح نقطع فولاد کششی در عرض b از دال

b : عرض طراحی دال (معمولا ۱۰۰۰ میلی‌متر در نظر گرفته می‌شود)

بقیه پارامترها همان پارامترهای مربوط به طراحی تیرها می‌باشند.

آنالیز و طراحی دال‌های یک‌طرفه به راحتی مانند تیرهای مستطیلی انجام می‌شود و برای این کار معمولا عرضی برابر با ۱۰۰۰ میلی‌متر ار دال در نظر گرفته شده و مانند یک تیر طراحی می‌شود. در مورد دال‌های دو طرفه و تخت با رعایت شرایط می‌توان از روش‌های ساده شده آیین‌نامه برای تعیین لنگرهای طراحی در مقاطع استفاده کرد و س۱س مقدار فولاد لازم در هر مقطع را محاسبه کرد.

نکته: در مواردی که لنگر خمشی متعادل نشده‌ای، M_u ، ناشی از بارهای قائم، باد یا زلزله باید بین دال بدون تیر به ستون منتقل شود، قسمتی از آن، M_{uf} ، با عملکرد خمشی و بقیه آن، M_{uv} ، با اثر نیروی برشی خارج از مرکزی که در اطراف ستون در دال ایجاد می‌شود، منتقل می‌گردد. مقدار M_{uf} از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$M_{uf} = \frac{M_u}{1 + \frac{2}{3}\sqrt{\frac{b_1}{b_2}}}$$

www.icivil.ir پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران

$b_۱ = c_۱ + d$

$b_۲ = c_۲ + d$

که در آن:

d :عمق موثر مقطع

$c_۱$, $c_۲$: به ترتیب بعد ستون در امتداد محور طولی و عرضی نوار پوششی می‌باشند.ظط

۷-۵ ضوابط و محدودیت‌های آرماتورگذاری دال‌ها

نسب سطح مقطع میلگردهای حرارت و جمع شدگی به کل سطح مقطع بتن برای دال‌هایی به ضخامت کمتر یا مساوی ۱۰۰۰ میلی‌متر نباید از مقادیر زیر کمتر اختیار شود.

نوع میلگرد	نسبت سطح مقطع میلگردهای حرارت و جمع‌شدگی
$S۳۴۰$, $S۲۴۰$	۰/۰۰۲
$S۴۰۰$	۰/۰۰۱۸
$S۵۰۰$	۰/۰۰۱۵

در دال‌های یک‌طرفه که آرماتور خمشی فقط در یک جهت دال قرار دارد در جهت دیگر باید آرماتورهای توزیع (حرارتی) با سطح مقطع فوق قرارد داده شوند. در دال‌های دوطرفه که آرماتور خمشی در هر جهت وجود دارد، نیازی به آرماتور توزیع نیست.

فاصله میلگردهای خمشی در دال‌ها (بجز دال مشبک) نباید بیشتر از دوبرابر ضخامت یا ۳۵۰ میلی‌متر باشد.

نکته: در شرایط محیطی شده فاصله میلگردهای به دوبرابر ضخامت و ۲۵۰ میلی‌مترو در برای شرایط محیطی خیلی شدید و فوق‌العاده شده به ۱/۵ برابر ضخامت و ۲۰۰ میلی‌متر محدود می‌شود.

۷-۶ تیرچه بلوک

این نوع سقف نوعی سیستم دال یکطرفه است که در آن برای کاهش بار مرده از بلوک‌های سفالی یا بتنی توخالی برای ژر کردن قسمتی از حجم سقف استفاده می‌شود.

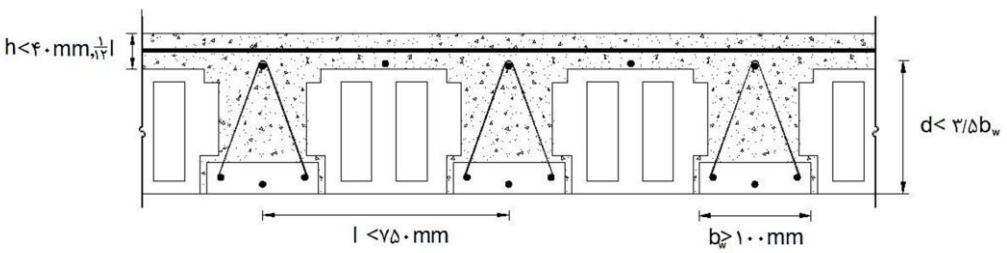
یک سقف تیرچه بلوک دارای اجزای اصلی به شرح زیر است:

۱- تیرچه ۲- بلوک ۳- میلگرد حرارتی،افت و میلگرد منفی ۴- بتن درجا

محدودیت‌ها و ویژگی‌های فنی سقف تیرچه بلوک و اجزای آن

این نوع سقف دارای محدودیت‌های اجرائی به شرح زیر است:

۱) فاصله محور تا محور تیرچه‌ها نباید از ۷۵۰ میلی‌متر بیشتر باشد.
۲) بتن بتن پوششی قسمت بالای تیر (روی بلوک)، نباید از ۴۰ میلیمتر یا یک دوازدهم فاصله آزاد بین تیرچه‌ها کمتر باشد.
۳) عرض تیرچه‌ها نباید از ۱۰۰ میلی‌متر و ارتفاع کل آنها نباید از سه و نیم برابر حداقل عرض آنها باشد.
۴) آرماتورهای حرارتی در دو جهت عمود بر هم روی تیرچه و بلوک‌ها قرار می‌گیرند. مقدار این آرماتورها معمولا آرماتور به قطر ۶ میلمیتر به فاصله ۲۵۰ میلی‌متر در هر دو جهت است.



نکته: در سیستم‌هایی که از قالب موقت استفاده می‌شود ضخامت دال فوقانی نباید از یک دوازدهم فاصله آزاد بین تیرچه‌ها و نه از ۵۰ میلی‌متر کمتر اختیار شود.

حداکثر دهانه مورد پوشش سقف (در جهت تیرچه پیش ساخته خرژایی) با تیرچه‌های منفرد، نباید از۸ متر بیشتر شود. توصیه می‌شود برای اطمینان بیشتر دهانه مورد پوشش، بیشتر از ۷ متر نباشد و در صورت وجود سربارهای زیاد، و یا دهانه بیش از ۷ متر از تیرچه‌های مضاعف استفاده شود.

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 می‌آید که در نقاط با لنگر 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

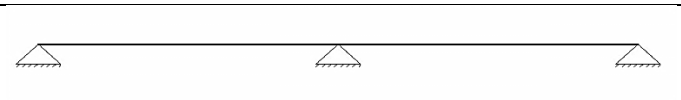
ω: بار خطی وارد بر تیرچه

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

www.icivil.ir پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران

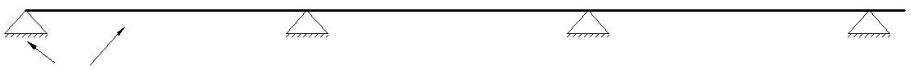
مقدار ضریب K مطابق جداول زیر بدست می‌آید.

در تیر یا دال با دو دهانه



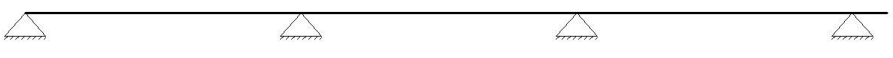
شرایط تکیه‌گاهی					
ساده(تیر روی دیوار)	صفر	$+\frac{۱}{۱۱}$	$-\frac{۱}{۹}$	$+\frac{۱}{۱۱}$	صفر
تیر روی تیر و متصل به آن	$-\frac{۱}{۲۴}$	$+\frac{۱}{۱۴}$	$-\frac{۱}{۹}$	$+\frac{۱}{۱۴}$	$-\frac{۱}{۲۴}$
تیر به ستون	$-\frac{۱}{۱۶}$	$+\frac{۱}{۱۴}$	$-\frac{۱}{۹}$	$+\frac{۱}{۱۴}$	$-\frac{۱}{۱۶}$

در تیر یا دال با بیشتر از دو دهانه



مانند تیر با دو دهانه $-\frac{۱}{۱۰}$ $+\frac{۱}{۱۶}$ $-\frac{۱}{۱۱}$ $+\frac{۱}{۱۶}$ $-\frac{۱}{۱۱}$

در دال‌ها با دهانه‌های کوچکتر از ۳ متر



$-\frac{۱}{۱۲}$ $+\frac{۱}{۱۶}$ $-\frac{۱}{۱۲}$ $+\frac{۱}{۱۶}$ $-\frac{۱}{۱۲}$ $+\frac{۱}{۱۶}$ $-\frac{۱}{۱۲}$

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

مقدار برش در تکیه‌گاه‌ها

$\frac{\omega l_n}{۲}$ $۱/۱۵\frac{\omega l_n}{۲}$ $\frac{\omega l_n}{۲}$

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.

نکته: مطابق مبحث نهم مقررات، مقاومت برشی تامین شده توسط بتن در تیرچه‌ها را می‌توان ۱۰ درصد بیشتر از مقدار معمول برای تیرها در نظر گرفت.

دکتر رامین گرمرودی

www.icivil.ir پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران

حالت‌های حدی بهره برداری: تغییر شکل و ترک خوردگی

۶-۱ مقدمه

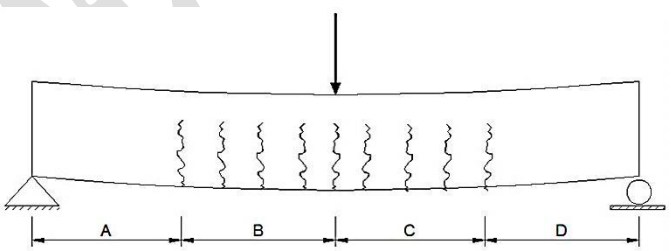
تغییر شکل یک سازه یا قسمتی از آن نباید بر وضعیت ظاهری یا کارایی سازه تاثیر منفی بگذارد. همچنین هرگونه ترک خوردگی بتن نباید تاثیر منفی بر وضعیت ظاهری یا دوام آن داشته باشد. معمولا در حالت حدی بهره برداری مقدار خیز و ترک خوردگی باید در طراحی مورد توجه قرار گیرد. در طراحی‌های عادی معمولا شرایط حالت حدی نهایی با استفاده از روش‌های ساده زیر برآورد می‌شود:

الف) خیز با انتخاب مقدار مناسبی برای دانه به ارتفاع مقطع کنترل می‌شود.

ب) عرض ترک‌های بتن با محدود کردن حداکثر فاصله آرماتوهای کششی کنترل می‌شود.

۶-۲ تغییر شکل

در محاسبات تغییرشکل، مدول الاستیسیته فولاد معمولا $E_S = ۲۰۰GPa$ فرض می‌شود. در مورد بتن مدول الاستیسیته از روش‌های آزمایشگاهی یا از روابط تجربی آیین نامه‌ها تعیین می‌شود. ممان اینرسی مقطع به میزان ترک خوردگی بتن دارد. تیر ساده مطابق شکل زیر را در نظر بگیرید.



در ناحیه A و D تنش‌های کششی در حدی است که بتن ترک نخورده باقی مانده است. بنابراین ممان اینرسی بتن برابر مقدار آن در یک مقطع ترک نخورده I_u خواهد بود. در ناحیه B و C وضعیت پیچیده‌تر است. در مقطعی که شامل یک ترک است، ممان اینرسی مقطع ترک خوده I_{cr} ملاک است، ولی در فاصله بین ترک‌ها نیروهای کششی بتن به طور کامل از بین نرفته‌اند. ولی در فاصله بین ترک‌ها نیروهای کششی به طور کامل از بین نرفته‌اند. در این نواحی هیچ یک از مقادیر I_u و I_{cr} ملاک نخواهند. در محاسبات تغییر شکل تاثیر کلی EI موثر است و مقدار مناسب ممان اینرسی باید با توجه به دو مقدار فوق تعیین شود. مبحث نهم مقررات ملی ساختمان برای محاسبه ممان اینرسی موثر مقطع I_e بر اساس مقطع و میزان ترک خودرگی آنها روابط زیر را پیشنهاد کرده است:

الف) در وسط دهانه اعضای تکیه‌گاه‌های ساده و در تکیه‌گاه اعضای طره‌ای :

$$I_e = I_{cr} + (I_g + I_{cr})\left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)$$

$$M_{cr} = \frac{f_r + I_g}{y_t}$$

$$f_r = ۰/۶\sqrt{f_c}$$

که در آن:

I_{cr} :ممان اینرسی مقطع ترک خورده

I_g :ممان اینرسی مقطع ترک نخورده بدون در نظر گرفتن اثر آرماتورها

M_{cr} :لنگر ترک خوردگی مقطع

M_a :لنگر خمشی حداکثر در مقطع مورد نظر تحت اثر بارهای سرویس

y_t :فاصله محور خنثی در مقطع ترک نخورده، بدون در نظر گرفتن اثر آرماتورها از دورترین تار کششی

f_c :مقاومت مشخصه بتن

f_r :مدول گسیختگی بتن می‌باشد.

ب) در تیرهای سراسری، ممان اینرسی موثر برابر با مقدار متوسط آن بر اساس مشخصات مقطع بحرانی در وسط دهانه و در روی تکیه‌گاه‌ها می‌باشد. به طوری که I_e وسط دهانه به ضریب ۲ و I_e در محل تکیه‌گاه با ضریب ۱ تاثیر داده شود. در قطعات منضوری که ابعاد مقطع در طول تیر ثابت است می‌توان همان مقدار وسط دهانه را برای ممان اینرسی موثر در نظر گرفت.

$$I_e = \frac{۱}{۴}(I_{eL} + ۲I_{eM} + I_{eR})$$

که در آن:

I_{eL} ، I_{eM} و I_{eR} به ترتیب ممان اینرسی مقطع در تکیه‌گاه سمت چپ، وسط دهانه و تکیه‌گاه سمت راست می‌باشد.

خیز دراز مدت در اثر تاثیرات خزش و انقباض بتن.

مقاطع بتن‌آرمه در دراز مدت علاوه بر خیز الاستیک، دچار خیز اضافی نیز خواهد شد که در اثر خزش و انقباض بتن روی می‌دهد. تعیین دقیق مقدار این خیز تقریبا غیر ممکن می‌باشد. مطابق مبحث نهم مقررات ملی ساختمان در صورت عدم استفاده از روشهای تحلیلی دقیق‌تر می‌توان از حاصل‌ضرب تغییرشکل آنی ناشی از بار دائمی در ضریب λ استفاده کرد. مقدار λ از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

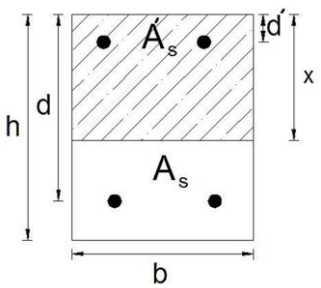
$$\lambda = \frac{\xi}{۱ + ۵۰\acute{\rho}}$$

در این رابطه $\acute{\rho}$ نسبت آرماتور فشاری در وسط دهانه در اعضای با تکیه‌گاه ساده یا پیوسته و مقطع تکیه‌گاه، دراعضای طره‌ای است. مقدار ضریب وابسته به زمان، ξ ، برابر مقادیر زیر در نظر گرفته می‌شود:

مقدار ضریبξ وابسته به زمان

زمان	ξ
۵ سال یا بیشتر	۲/۰
زمان ۱۲ ماه	۱/۴
زمان ۶ ماه	۱/۲
زمان ۳ ماه	۱/۰

مراحل گام به گام محاسبه خیز دراز مدت



گام اول: محاسبه مقدار ارتفاع تار خنثی x:

$$\frac{x}{d} = -n(\rho + \acute{\rho}) + \sqrt{\left[n^{۲}(\rho + \acute{\rho})^{۲} + ۲n\left(\rho + \frac{\acute{d}}{d}\acute{\rho}\right)\right]}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c}\ , \rho = \frac{A_c}{bd}\ , \acute{\rho} = \frac{\acute{A_s}}{bd}$$

گام دوم: محاسبه ممان اینرسی مقطع ترک خورده I_{cr}:

$$I_{cr} = \left[\frac{۱}{۳}\left(\frac{x}{d}\right)^{۳} + n\rho\left(۱ - \frac{x}{d}\right)^{۲} + n\acute{\rho}\left(\frac{x}{d} + \frac{\acute{d}}{d}\right)^{۲}\right] \times bd^{۳}$$

گام سوم: محاسبه مدول گسیختگی بتن f_r:

$$f_r = ۰/۶\sqrt{f_c}$$

گام چهارم: محاسبه لنگر ترک خورده مقطع M_{cr}:

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{y_t}$$

$$I_g = \frac{۱}{۱۲} bh^۳ \, , y_t = \frac{۱}{۲} h$$

گام پنجم: محاسبه ممان اینرسی موثر I_e:

$$I_e = I_{cr} + (I_g - I_{cr}) \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^۳$$

گام ششم: محاسبه انحنا:

$$\frac{۱}{r} = \frac{M}{E_c I_e}$$

M لنگر دائمی وارد بر مقطع می‌باشد.

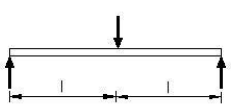
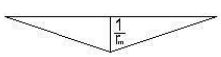
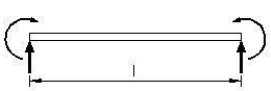
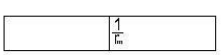
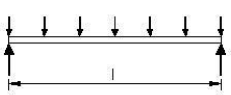
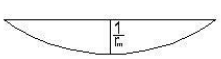
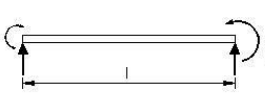
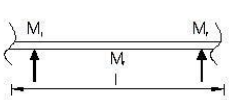
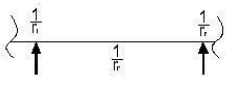
گام ششم: محاسبه خیز آنی Δ:

خیز نقطه B، اندازه‌گیری شده از مماس در نقطه A، برابر است با لنگر دیاراگرام انحنا بین دو نقطه A و B نسبت به نقطه B که خیز آن مورد نظر است.

$$\Delta = \int_B^A x \left(\frac{۱}{r}\right) dx$$

x از نقطه B اندازه گیری می‌شود.

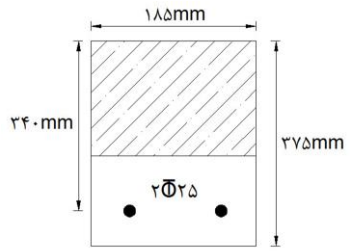
در زیر مقادیر خیز در وسط دهانه برای حالت‌های مختلف بارگذاری داده شده است.

نوع بارگذاری	دیاگرام انحنا	مقدار خیز Δ
		$\frac{l^۲}{۱۲}\left(\frac{۱}{r_m}\right)$
		$\frac{l^۲}{۸}\left(\frac{۱}{r_m}\right)$
		$\frac{l^۲}{۹/۶}\left(\frac{۱}{r_m}\right)$
		$\frac{l^۲}{۱۶}\left(\frac{۱}{r_۱}+\frac{۱}{r_۲}\right)$
		$\frac{l^۲}{۹/۶}\left(\frac{۱}{r_۲}\right)\left(۱-\frac{\beta}{۱۰}\right), \beta = \frac{\frac{۱}{r_۱}+\frac{۱}{r_۲}}{\frac{۱}{r_۲}}$

گام ششم: محاسبه خیز دراز مدت:

$$\delta = \lambda \Delta$$

تمرین۱-۶ تیر بتن آرمه با مقطع مطابق شکل دارای دهانه‌ای به طول ۵ متر با تکیه‌گاه‌های ساده مس‌باشد. روی این تیر بار گسترده مرده به شدت $DL = ۷/۶۸\,kN/m$ و بار گسترده زنده به شدت $LL = ۷/۶۸\,kN/m$ وارد می‌شود. مقدار کل خیز وسط دهانه در دراز مدت (بیش از ۵ سال) را محاسبه کنید ($f_c = ۳۵MPa\,, f_y = ۴۰۰MPa$)



لنگر بار مرده : $M_d = q_{DL}\frac{l^۲}{۸} = ۷/۶۸ \times \frac{۵^۲}{۸} = ۲۴\,kN/m$

لنگر بار زنده : $M_d = q_{LL}\frac{l^۲}{۸} = ۷/۶۸ \times \frac{۵^۲}{۸} = ۲۴\,kN/m$

لنگر بار دائمی: $M = ۲۴ + \frac{۲۴}{۲} = ۳۶\,kN/m$

گام اول: محاسبه مقدارارتفاع تار خنثی:

$$۲\Phi ۲۵ \Longrightarrow A_s = ۲ \times \frac{\pi \times ۲۵^۲}{۴} = ۹۸۲mm^۲, A_s' = ۰$$

$$\rho = \frac{A_c}{bd} = \frac{۹۸۲}{۱۸۵ \times ۳۴۰} = ۰/۰۱۵۶\,, \acute{\rho} = ۰$$

مطابق بند ۹۰-۱۰-۷ مبحث نهم:

$$E_c = ۵۰۰۰ \times \sqrt{f_c} = ۵۰۰۰ \times \sqrt{۳۵} \approx ۳۰۰۰MPa$$

$$E_s = ۲۰۰۰۰۰MPa$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{۲۰۰۰۰۰}{۳۰۰۰} = ۶/۶۷$$

$$\frac{x}{d} = -n(\rho + \acute{\rho}) + \sqrt{\left[n^۲(\rho + \acute{\rho})^۲ + ۲n\left(\rho + \frac{\acute{d}}{d}\acute{\rho}\right)\right]}$$

$$\frac{x}{۳۴۰} = -۶/۶۷\,(۰/۰۱۵۶) + \sqrt{\left[۶/۶۷^۲ \times (۰/۰۱۵۶)^۲ + ۲ \times ۶/۶۷\,(۰/۰۱۵۶)\right]} = ۰/۳۶$$

$$x = ۰/۳۶ \times ۳۴۰ = ۱۲۲mm$$

گام دوم: محاسبه ممان اینرسی مقطع ترک خورده I_{cr}:

$$I_{cr} = \left[\frac{۱}{۳}\left(\frac{x}{d}\right)^۳ + n\rho\left(۱ - \frac{x}{d}\right)^۲ + n\acute{\rho}\left(\frac{x}{d} + \frac{\acute{d}}{d}\right)^۲\right] \times bd^۳$$

$$I_{cr} = \left[\frac{۱}{۳}\left(\frac{۱۲۲}{۳۴۰}\right)^{۳} + ۶/۶۷ \times ۰/۰۱۵۶\left(۱ - \frac{۱۲۲}{۳۴۰}\right)^{۲}\right] \times ۱۸۵ \times ۳۴۰^{۳} = ۴/۲۳ \times ۱۰^{۸} mm^{۲}$$

گام سوم: محاسبه مدول گسیختگی بتن f_r:

$$f_r = ۰/۶\sqrt{f_c} = ۰/۶ \times \sqrt{۳۵} = ۳/۵۵\, MPa$$

گام چهارم: محاسبه لنگر ترک خورده مقطع M_{cr}:

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{y_t}$$

$$I_g = \frac{۱}{۱۲}bh^{۳} \xrightarrow{\text{احتیاط}} \frac{۱}{۱۲}bd^{۳} = \frac{۱}{۱۲} \times ۱۸۵ \times ۳۴۰^{۳} = ۶/۰۶ \times ۱۰^{۸} mm^{۴}$$

$$y_t = \frac{۱}{۲}h = \frac{۱}{۲} \times ۳۷۵ = ۱۸۷/۵\, mm$$

$$M_{cr} = \frac{۳/۵۵ \times ۶/۰۶ \times ۱۰^{۸}}{۱۸۷/۵} = ۱۱/۴۷ \times ۱۰^{۶} N \cdot mm = ۱۱/۴۷\, kN \cdot m$$

گام پنجم: محاسبه ممان اینرسی موثر I_e:

$$I_e = I_{cr} + \left(I_g - I_{cr}\right)\left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^{۳}$$

$$I_e = ۴/۲۳ \times ۱۰^{۸} + (۶/۰۶ \times ۱۰^{۸} - ۴/۲۳ \times ۱۰^{۸})\left(\frac{۱۱/۴۷}{۳۶}\right)^{۳} = ۴/۲۵ \times ۱۰^{۸} mm^{۴}$$

گام ششم: محاسبه انحنا:

$$\frac{۱}{r} = \frac{M}{E_c I_e}$$

$$\frac{۱}{r_{all}} = \frac{۴۸ \times ۱۰^{۶}}{۳۰۰۰ \times ۴/۲۵ \times ۱۰^{۸}} = ۳۷/۸ \times ۱۰^{-۷}$$

$$\frac{۱}{r} = \frac{۳۶ \times ۱۰^{۶}}{۳۰۰۰ \times ۴/۲۵ \times ۱۰^{۸}} = ۲۸/۲ \times ۱۰^{-۷}$$

$\frac{۱}{r_{all}}$ و $\frac{۱}{r}$ به ترتیب انحنا تحت بار کل و بار دائمی می‌باشند.

گام ششم: محاسبه خیز آنی Δ:

خیز برای تیر دارای تکیه‌گاه‌های ساده با بار گسترده بصورت زیر محاسبه می‌شود:

$$\Delta = \frac{l^2}{9/6}\left(\frac{1}{r}\right)$$

$$\Delta_{all} = \frac{500^2}{9/6}(37/8 \times 10^{-7}) = 9/84 = 10mm$$

$$\Delta = \frac{500^2}{9/6}(28/2 \times 10^{-7}) = 7/5\,mm$$

Δ_{all} و Δ به ترتیب خیز آنی در اثر بار کل و بار دائمی می‌باشند.

گام ششم: خیز دراز مدت:

$$\delta = \lambda\Delta$$

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50\acute{\rho}} = \frac{2}{1 + 50 \times 0/0} = 2$$

در این رابطه $\acute{\rho}$ نسبت آرماتور فشار در وسط دهانه می‌باشد(مساوی صفر).

$$\delta = 2 \times 7/5 = 15mm$$

$$\delta_{all} = \Delta_{all} + D = 10 + 15 = 25mm$$

δ_{all} خیز کل دراز مدت می‌باشد.

محدودیت تغییر شکل در تیرها و دال‌ها

مطابق مبحث نهم مقررات ملی ساختمان تغییر شکل ایجاد شده در تیرها و دال‌ها نباید مقادیر مشخص شده در جدول زیر تجاوز نکند.

محدودیت تغییر شکل در تیرها و دال‌ها

انواع قطعه	تغییر شکل مورد نظر	محدودیت تغییر شکل	ملاحظات
۱- بام‌های تخت که به قطعاتی غیر سازه‌ای متصل نیستند یا آنها را نگهداری نمی‌کنند، لذا تغییرشکل زیاد آسیبی در این قطعات ایجاد نمی‌کند.	تغییر شکل آنی ناشی از بارهای زنده	$\frac{1}{180}$	-
۲- مانند بالا در کف‌ها	همانند بالا	$\frac{1}{360}$	-
۳- بام‌ها یا کف‌هایی کهبه قطعات غیر سازه‌ای متصل هستند یا آنها را نگهداری می‌کنند و تغییر شکل زیاد ممکن است آسیبی در این قطعات ایجاد کند.	آن قسمت از تغییرشکل که بعد از اتصال قطعات غیر سازه‌ای ایجاد می‌شود. منظور مجموع اضافه افتادگی دراز مدت ناشی از بارهای دائمی و تغییر شکل آنی ناشی از بارهای زنده است	$\frac{1}{480}$	تبصره ۱
۴- بام‌ها یا کف‌هایی کهبه قطعات غیر سازه‌ای متصل هستند یا آنها را نگهداری می‌کنند و تغییر شکل زیاد آسیبی در این قطعات ایجاد نمی‌کند.		$\frac{1}{240}$	تبصره۲ و تبصره۳

تبصره ۱- در صورتی که بتوان با اتخاذ تدابیر ویژه از ایجاد آسیب به قطعات غیر سازه‌های جلوگیری کرد، حد مربوط به محدودیت را می‌توان افزایش داد.

تبصره۲- تغییر شکل نباید از حد رواداری قطعات غیرسازه‌ای تجاوز نکند. در صورتی که در قطعه خیز ایجاد شده باشد، حد محدودیت نشخص شده در مورد تفاضل تغییر شکل و خیز اعمال می‌گردد.

تبصره۳- اضافه تغییرشکل دراز مدت براساس ضابطه ۱-۳ محاسبه می‌شود ولی می‌توان اضافه تغییر شکل دراز مدت را که قبل از اتصال قطعات غیر سازه‌ای در عضو ایجاد شده محاسبه نمود و از کل مقدار اضافه تغییرشکل دراز مدت کاست. در محاسبات تغییر شکل مورد نظر مقاده باقیمانده دخالت داده می‌شود.

در ساختمان‌های متعارف مسکونی، اداری و تجاری رعایت محدودیت‌های شماره‌های ۲ و ۴ از جدول بالاکافی تلقی می‌شود.
در ساختمان‌های متعارف و تحت بارگذاری‌های معمول در تیرها و دال‌های یک‌طرفه‌ای که ارتفاع یا ضخامت آنها از مقادیر مندرج در جدول زیر بیشتر است، محاسبه تغییرشکل الزامی نیست. مشروط بر آنکه این تیرها و دال‌ها بر قطعات غیر سازه‌ای مانند دیوارهای تقسیم که تغییر شکل زیاد در آنها خصارتی ایجاد کند، متصل نباشد و یا آنها را نگهداری نکند.

نکته: جدول زیر برای فولاد طولی نوع $S۴۰۰$ تنظیم شده است . برای سایر انواع فولادها مقادیر جدولی زیر باید در ضریب $\left(۰/۴ + \frac{f_y}{۷۰۰}\right)$ ضرب شوند.

حداقل ارتفاع یا ضخامت تیر یا دال یک‌طرفه

عضو	با تکیه‌گاه ساده	با تکیه‌گاه‌های پیوسته از یک طرف	با تکیه‌گاه‌های پیوسته از دو طرف	کنسول
تیر یا دال‌های یک‌طرفه پشت بند دار	$\frac{l}{۱۶}$	$\frac{l}{۱۸/۵}$	$\frac{l}{۲۱}$	$\frac{l}{۸}$
دال‌های توپر یا سقف‌های تیرچه بلوک	$\frac{l}{۲۰}$	$\frac{l}{۲۴}$	$\frac{l}{۲۸}$	$\frac{l}{۲۱۰۸}$

۳-۶ ترک‌خوردگی‌ها

با توجه به تحقیقات صورت گرفته، با افزایش بار روی سک تیر، تعداد ترک‌ها و در نتیجه فاصله آنها به سرعت به یک مقدار سابت می‌رسد که با افزایش بار تغییر چندانی نمی‌کند. در چنین تیری، نتایج بررسی‌ها نشان داده است که مستقیما روی یک آرماتور عرض ترک نسبت مستقیم با ژوشش بتن و کرنش متوسط در تراز مورد نظر از نظر ترک خوردگی دارد. همچنین ، عرش ترک نسبت مستقیم با مقدار $(h - x)$دارد.
مبحث نهم مقررات ملی ساختمان رابطه زیر را برای محاسبه عرض ترک در تیرها و دال‌های یک‌طرفه را پیشنهاد کرده است:

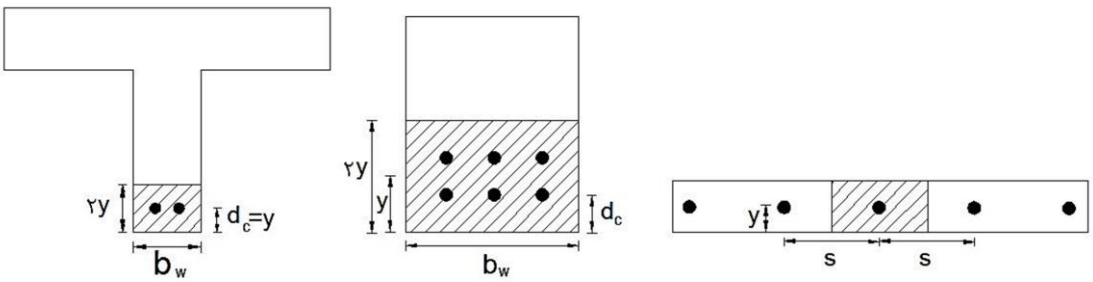
$$w = ۱۳ \times ۱۰^{-۶} f_s \sqrt[۳]{d_c . A}$$

که در آن:

f_s: تنش در آرماتور کششی زیر اثر بارهای بهره‌برداری

d_c: ضخامت قشر محافظ بتنی که برابر با فاصله دورترین تار کششی تا مرکز نزدیک‌ترین میلگرد به آن در نظر گرفته می‌شود.

A: مساحت موثر کششی بتن تقسیم بر تعداد میلگردها (m)می‌باشد.



تیر T شکل | تیر با دو ردیف آرماتور کششی | دال بتن آرمه

$$A = \frac{b_w \times ۲y}{m}$$

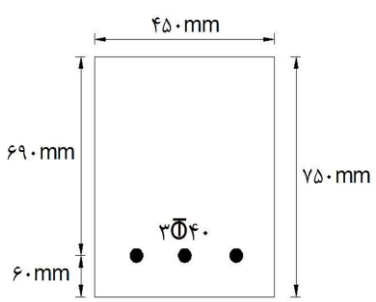
نکته: در دال $A = ۲ys$ در نظر گرفته می‌شود. که در آن s فاصله مرکز به مرکز آرماتورها می‌باشد.

درشرایط محیطی ملایم، متوسط و شدید مقدار تنش f_s به $\frac{۲}{۳}f_y$ و در شرایط محیطی خیلی شدید و فوق العاده شدید مقدار این تنش به $\frac{۱}{۲}f_y$ محدود می‌شود.

مقادیر مجاز عرض ترک در تیرهای و دال‌های یک‌طرفه متناسب با شرایط محیطی و شرایط لازم برای آب‌بندی سازه به مقادیر جدول زیر محدود می‌شود

محدودیت عرض ترک	
شرایط محیطی	حداکثر عرض ترک
ملایم یا متوسط	۰/۳۵ میلی‌متر
شدید	۰/۲ میلی‌متر
خیلی شدید و فوق‌العاده شدید و یا آب‌بندی سازه	۰/۱ میلی‌متر

تمرین۱-۶ تیر بتن آرمه با مقطع مطابق شکل مفروض است. حداکثر عرض ترک ایجاد شده با فرض $f_s = ۰/۶f_y$ محاسبه کنید($f_y = ۴۰۰MPa$).



$$y = d_c = ۶۰mm$$

$$A = \frac{b_w \times ۲y}{m} = \frac{۴۵۰ \times ۲ \times ۶۰}{۳} = ۱۸۰۰۰mm^۲$$

$$f_s = ۰/۶f_y = ۰/۶ \times ۴۰۰ = ۲۴۰MPa$$

$$w = ۱۳ \times ۱۰^{-۶} f_s \sqrt[۳]{d_c.A} = ۱۳ \times ۱۰^{-۶} \times ۲۴۰ \times \sqrt[۳]{۶۰ \times ۱۸۰۰۰}$$

$$w = ۰/۳۰۶mm$$

کنترل عرض ترک

عرض ترک ایجاد شده، با رعایت حداکثر فاصله مجاز برای آرماتورهای کششی کنترل می‌شود. به همین منظور مبحث نهم مقررات ملی ساختمان ضوابط زیر را تعیین کرده است:

- در مواردی که بال تیرهای T شکل در کشش‌اند(در محل لنگرهای منفی تیرهای سراسری)، قسمتی از آرماتور کششی باید در بال‌ها توزیع شود. این آرماتوها باید در ناحیه‌ای به اندازه عرض موثر بال تیر، یا یک دهم دهانه (هرکدام کوچکتر باشد)، قرار بگیرد. اگر عرض موثر بال از یک دهم دهانه بزرگ‌تر باشد، مقداری آرماتور اضافی باید در ناحیه خارج از محدوده ذکر شده قرار گیرد.
- در موارد که ارتفاع جان تیر از ۶۰۰ میلی‌متر بیشتر باشد، در شرایط محیطی ملایم و متوسط باید آرماتورهایی به سطح مقطع کل معادل $(d - ۷۵۰) \geq ۱۵۰ mm^۲$در هر متر ارتفاع، در هر یک از طرفین تیر در ناحیه‌ای به ارتفاع $\frac{d}{۲}$ از آرماتور کششی قرار داده شود. مقدار کل این آرماتور لازم نیست از نصف آرماتور کششی بیشتر باشد. در شرایط محیطی شدید مقدار سطح مقطع آرماتور به ازای هر متر طول جدار از ۳۰۰ میلی‌متر و در شرایط محیطی خیلی شدید و فوق‌العاده شدید مقدار این سطح مقطع از ۰۰ میلی‌متر تباید کمتر امنظور گردد. مقدارفاصله این آرماتوها از همدیگر نباید از $\frac{d}{۶}$ یا ۳۰۰ میلی‌متر بیشتر باشد. تاثیر این آرماتورها در مقاومت خمشی را می‌توان در نظر گرفت.

www.icivil.ir پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران

مهار و وصله آرماتور

۱۰-۱ مقدمه

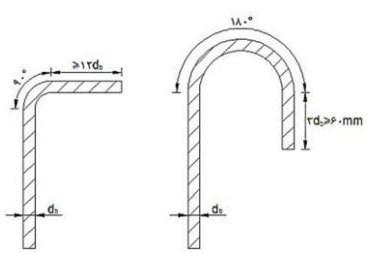
تغییر شکل خمشی یک تیر علاوه بر ایجاد تنش‌های طولی در میلگردها و بتن، باعث ایجاد تنش بین میلگردها و بتن نیز می‌شود. اگر مقدار این تنش‌ها که تنش پیوستگی نامیده می‌شود، محدود نباشد، باعث خرد شدن یا شکافتگی بتن اطراف میلگردها شده و در نتیجه تنش در آنها به صفر می‌رسد و عملکرد ترکیبی فولاد و بتن از بین می‌رود. وقتی که پیوستگی بتن با فولاد از بین رفت، رفتار تیر مانند یک تیر غیر مسلح بوده و بلافاصله بعد از ترک خوردن بنت، گسیختگی آنی اتفاق خواهد افتاد. بنابراین میلگردها باید به طور مناسبی در بتن مهار شوند .

۱۰-۲ مهار میلگردها

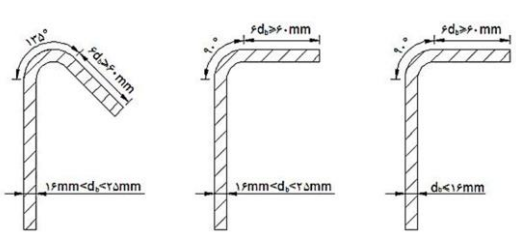
در تمامی قطعات بتن‌آرمه نیروهای کششی یا فشاری موجود در میلگردها در هر مقطع باید به وسیله مهار میلگردها در دو سمت آن مقطع به بتن منتقل گردد. مطابق مبحث نهم مهار میلگردها در بتن به یکی از سه طریق زیر امکان پذیر است.

- پیوستگی موجود بین بتن و آرماتور در سطح جانبی آرماتور
- ایجاد قلاب استاندارد در انتهای میلگرد
- به‌کارگیری وسایل مکانیکی در طول میلگرد

برای مهار میلگردهای کششی به وسیله قلاب، انتهای میلگردها خم شده و به‌صورت قلاب درآورده می‌شوند. برای انتقال نیروی کششی میلگرد($T = A_b f_y$) از میلگرد به بتن ایجاد قلاب به تنهایی نیست و باید علاوه بر آن طول اضافی مستقیم میلگرد از انتهای آزاد میلگرد تا شروع قلاب در بتن وجود داشته باشد. حداقل این طول اضافی به‌علاوه شعاع قلاب انتهای آن به‌علاوه قطر میلگرد، که برای انتقال نیروی کششی $T = A_b f_y$ لازم است، طول گیرایی میلگرد قلاب‌دار نامیده می‌شود. شکل زیر انواع قلاب استاندار را برای میلگردهای اصلی و خاموت‌ها را براساس ضوابط مبحث نهم نشان می‌دهد.



قلاب‌های استاندار برای میلگردهای اصلی



قلاب‌های استاندار برای میلگردهای خاموت

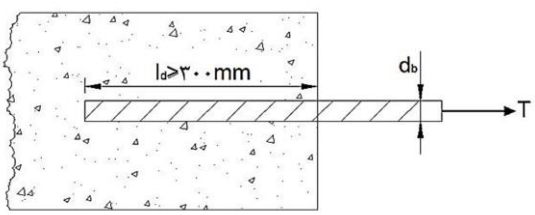
حداقل قطر داخلی خم در قلاب بر اساس ضوابط مبحث نهم باید مطابق جدول زیر باشد:

حداقل قطر داخلی خم برای میلگردهای اصلی و خاموت‌ها		
قطر میلگردها	حداقل قطر خم آرماتورهای اصلی	حداقل قطر خم خاموت‌ها
کمتر از۱۶ 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.

طول گیرایی میلگردهای کششی

طول گیرایی یک میلگرد در کشش l_d، باید از رابطه زیر محاسبه می‌شود:



$$l_d = \left[\frac{f_y}{۱/۱\sqrt{f_c}}\frac{\alpha\beta\gamma\lambda}{\left(\frac{c+k_{tr}}{d_b}\right)}\right]d_b \geq ۳۰۰mm$$

که در آن:

f_y: مقاومت مشخصه جاری شدن میلگردها

f_c: مقاومت فشاری مشخصه بتن

α: ضریب موقعیت میلگردها: برای میلگردهای افقی که حداقل ۳۰۰ میلی‌متر بتن تازه در زیر آنها، در ناحیه طول گیرایی، ریخته می‌شوند برابر با ۱/۳ و برای سایر میلگردها برابر یک است.

β: ضریب اندود میلگرد، برای میلگردهای که با ماده اپوکشی اندود شده‌اند و در آنها ضخامت پوشش بتنی روی میلگردها کمتر از $۳d_b$ و فاصله آزاد میلگردها کمتر از $۶d_b$ است،برابر با ۱/۵ و برای سایر میلگردهایی که با ماده اپوکسی اندود شده‌اند برابر با۱/۲ و برای یلگردهایی که اندود اپوکسی نشده‌اند برابر با یک است.

γ: ضریب قطر میلگرد، برای میلگردهای با قطر کمتر یا مساوی ۲۰ میلی‌متر با ۰/۸ و برای میلگردهای با قطر بیش از ۲۰ میلی‌متار برابر با یک است.

λ: ضریب نوع بتن، برای بتن‌های سبک برابر ۱/۳ و برای بتن معمولی برابر یک است.

www.icivil.ir پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران

C : ضریب فاصله از یکدیگر و از رویه قطعه برابر با کوچکترین دو مقدار فاصله مزکز میلگرد از نزدیکترین رویه بتن و نصف فاطله مرکز تا مرکز میلگردهایی است که در یک محل قطع و یا وصله می‌شوند.

K_{tr}: ضریبی است که با توجه به مقدار آرماتور عرضی موجود در طول گیرایی از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$K_{tr} = \frac{A_{tr}/f_y}{۱۰sn}$$

در این رابطه A_{tr}، سطح مقطع کل آرماتور عرضی قرار گرفته با فاصله S از یکدیگر در امتداد عمود بر سفره میلگردهایی که مهار یا وصله می‌شوند و n تعداد میلگردهای است که در یک محل وصله می‌شوند.

برای سهولت در محاسبات، چنانچه فاصله آزاد میلگردها و پوشش روی ان‌ها کمتر از d_b نباشد و حداقل آرماتور برشی در ناحیه طول گیرایی به‌کار برده شده باشد و یا اینکه فاصله آزاد میلگردها کمتر از $۲d_b$ و پوشش روی آنها کمتر از d_b نباشد $\frac{c+k_{tr}}{d_b}$ را می‌توان برابر با ۱/۵ و در غیر اینصورت برابر با یک در نظر گرفت.

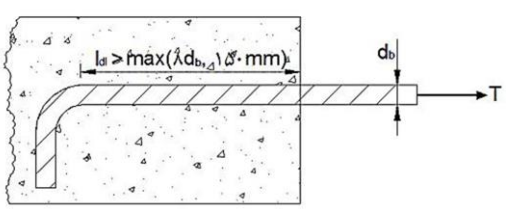
d_b: قطر اسمی میلگرد می‌باشد.

نکته: $\alpha \times \beta \leq ۱/۷$ و $\frac{c+k_{tr}}{d_b} \leq ۲/۵$

نکته: در شرایط معمولی طول‌گیرایی میلگرد در کشش بصورت زیر ساده می‌شود:

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

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



$$l_{dh} = \left[۰/۲۵\, k_۱ k_۲ \beta \lambda \frac{f_y}{f_c}\right] b_d \geq max(۸d_b\,, ۱۵۰mm)$$

$k_۱$: 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.

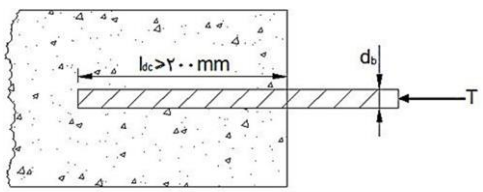
$k_۲$: در تمامی موارد برابر یک منظور می‌شود مگر در مواردی که میلگردهای در طول گیرایی با خاموت‌هایی با فاصله‌ای مساوی یا کمتر از $۳d_b$ محصور شده باشند در این مقاورد ضریب $k_۲$ را می‌توان ۰/۸ منظور کرد.

نکته: در شرایط معمولی طول گیرایی میلگردهای قلاب‌دار در کشش از رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$$l_{dh} = \left[۰/۲۵ \frac{f_y}{f_c} \right] b_d \geq max(۸d_b \, , ۱۵۰mm)$$

طول گیرایی میلگردهای فشاری

طول گیرایی یک میلگرد در فشار، باید حداقل بزرگترین مقدار بدست آمده از روابط زیر باشد:



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

که در آن:

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.

نکته: طول گیرایی گروه میلگردهای سه‌تایی و چهارتایی در کشش یا فشار به ترتیب ۱/۲ و ۱/۳۳ برابر طول گیرایی یک میلگرد تنها در نظر گرفته شود.

نکته: برای گروه میلگردهای دوتایی افزایش طول گیرایی الزامی نیست.

۱۰-۳ ضوابط مهار آرماتورهای خمش

ضوابط کلی (برای میلگردهای خمشی مثبت و منفی)

۱) نقطه قطع عملی میلگردها، در فاصله $۱۲d_b$و یا d (هر کدام که بیشتر است) فراتر از نقطه قطع تئوری قرار گیرند.

۲) در مقاطعی که در آنها لنگر خمشی ماکزیمم است و یا در قسمتی که میلگردها قطع می‌شوند، باید حداقل طول گیرایی،l_d در دو طرف این مقاطع تامین شود.

امین گرمودی

www.icivil.ir پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران

۳) آرماتور خمشی را نمی‌توان در ناحیهه بتن کششی قطع کرد مگر یکی از شرایط زیر تامین شود:

- مقدار نیروی برشی مقاوم، V_r ، در محل قطع آرماتور به اندازه حداقل پنجاه درصد بیشتر از نیروی برشی نهایی در مقطع، V_u ، باشد.
- خاموت‌های اضافی در ناحیه برابر d)۰/۷۵ d: ارتفاع موثر مقطع) از محل عملی قطع میلگردها علاوه بر خاموت‌های لازم برای تحمل برش و پیچش، در جهت افزایش ممان خمشی قرار گیرد. سطح مقطع خاموت‌های اضافی از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$A_v = ۰/۴۶\, b_w \frac{s}{f_y}$$

$$s \le \frac{d}{۸\beta_b}$$

که در آن:

d: ارتفاع موثر مقطع

b_w: پهنای جان یا قطر مقطع مدور

f_y: مقاومت مشخصه فولاد

s: فاصله بین خاموت‌ها

β_b: نسبت سطح مقطع آرماتور قطع شده به سطح مقطع کل آرماتور کششی در مقطع می‌باشد.

- مقدار آرماتورکه ادامه پیدار می‌کند حداقل دوبرابر مقدار مورد نیاز در مقطع باشد و مقدار نیروی برشی مقاوم، V_r، در محل قطع آرماتور به اندازه حداقل سی و سه درصد بیشتر از مقدار نیروی برشی نهایی مقطع، V_u، باشد.

ضوابط خاص مهار آرماتور خمشی مثبت

- حداقل یک‌سوم آرماتور خمشی مثبت، در قطعات با تکیه‌گاه ساده، و یک‌چهارم آرماتور خمشی مثبت، در قطعات یکسره، باید در طول وجهی از قطعه که در آن قرار گرفته‌اند تا روی تکیه‌گاه ادامه داده شوند. در تیرهای این میلگردها باید به اندازه حداقل ۱۵۰ میلی‌متر در داخل تکیه‌گاه ادامه یابند.
- در قطعات خمشی در مقاطع مجاور تکیه‌گاهای ساده یا مقاطع نقاط عطف منحنی تغییرشکل، قطر میلگردهای خمشی مثبت باید چنان باشد که طول گیرایی آنها در رابطه زیر صدق کند:

$$l_d \le \frac{M_r}{V_u} + l_a$$

که در آن:

M_r: لنگر خمشی مقاوم مقطع

V_u: نیروی برشی نهایی در مقطع

l_a:طول گیرداری اضافه در تکیه‌گاه یا در نقطه عطف می‌باشد

نکته: در تکیه‌گاهای ساده در صورتی که از قلاب استاندارد بعد از محور تکیه‌گاه استفاده شود، نیازی به کنترل رابطه بالا نیست.

نکته : در صورتی که تکیه‌گاه ساده فشاری باشد، مقدار $\frac{M_r}{V_u}$ در رابطه فوق را می‌توان به اندازه یک‌سوم افزایش داد.

ضوابط خاص مهار آرماتور خمشی مثبت

- میلگردهای منفی باید حدقل به اندازه طولی برابر d(عمق موثر مقطع) یا (d_b: قطر میلگرد) فراتر از نقطه‌ای که مورد انتظار نیستند ادامه یایند.
- حداقل یک‌سوم آرماتور خمشی منفی موجود در نیکه‌گاه یک عضو خمشی باید تا محل نقطه عطف منحنی تغییرشکل عضو ادامه داده شده و از این محل به اندزه حداقل d، $12d_b$ و یک شانزدهم طول دهانه خالص، هرکدام بزرگتر است، فراتر برده شود.

۴-۱۰ وصله میلگرده‌ها

به دلیل محدود بودن طول میگردها،۱۲متر، گاهی اوقات اوقات نیاز است که دو میلگرد را به هم متصل کرد. که این عمل را وصله کردن می‌نامند. وصله میلگردها به یکدیگر به‌یکی از چهار طریق (الف) تا (ت) زیر یا ترکیبی از آنها مجاز است:

الف) وصله پوششی

ب) وصله جوشی

پ) وصله میکانیکی

ت) وصله اتکایی

الف) وصله پوششی

که با مجاور هم قرار دادن دو میلگرد در قسمتی از طولشان عملی می‌شود. طولی که دو میلگرد باید در مجاور هم قرار داده شوند، طول پوشش،l_s، نامیده می‌شود. طول پوشش باید به اندازه‌ای باشد که در آن فولاد بتواند نیروی خود را به بتن و بعد از آن به فولاد بعدی منتقل نماید. حداقل طول لازم برای پوشش برابر با حداقل طول مهاری،l_d،می‌باشد. البته به‌دلیل تمرکز تنش در اطراف آرماتورها لازم است که طول پوشش مقداری بیشتر از طول مهاری در نظر گرفته شود.

نکته: وصله پوششی، تنها در مورد میلگردهای با قطر کمتر از ۳۶ میلی‌متر مجاز می‌باشد.

نکته: وصله پوششی برای گروه میلگردها، به‌عنوان یک مجموعه میلگرد، مجاز نیست. اما هریک از میلگردها را می‌توان جداگانه با وصله پوششی به‌هم متصل نمود. در این نواحی وصله میلگردهای مختلف نباید با هم تداخل داشته باشند.

www.icivil.ir پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران

ب) وصله جوشی

وصله جوشی با جوش دادن دو میلگرد به‌یکدیگر انجام می‌شود. وصله جوشی میگردها باید به‌صورت یکی از روش‌های اتصال جوشی نوک به نوک خمیری (جوش الکتریکی تماسی) یا اتصال جوشی ذوبی با الکترود (جوش قوس الکتریکی) انجام شود. مقاومت این وصله‌ها در کشش باید حداقل برابر با $۱/۲۵\, A_b f_y$ (A_b: سطح مقطع میلگرد)باشد.

اتصال جوشی ذوبی با الکترود شده به طور معمول به‌یکی از روشهای اتصال جوشی پهلو بهلو با جوش یک‌رو یا دورو، اتصال جوشی با وصله یا وصله‌های جانبی اضافه با جوش از یک‌رو یا دورو و اتصال جوشی نوک به‌نوک با پشت‌بند با آمادگی یا بدون آمادگی سر میلگردها، صورت می‌گیرد.

نکته: اتصال جوشی پهلو به پهلو فقط برای میلگردهای گرم نورد شده با قطر ۶ تا ۳۶ میلمتر مجاز است. طول نوار جوش یک‌رو نباید از ۱۰ و دورو از ۵ برابر قطر میلگرد کوچکتر، کمتر باشد.

نکته: اتصال جوشی با وصله فقط برای میلگردهای گرم نورد شده مجاز است. حداقل طول جوش برای اتصال هر میلگرد به وصله یا وصله‌ها مشابه اتصال جوشی پهلو به‌پهلو است.

نکته: طول پشت‌بند در اتصال جوشی نوک به نوک نباید کمتر از ۳ برابر قطر میلگردها برای فولادهای گرم نورد شده یا ۸ برابر قطر میلگردهای برای فولادهای سرد اصلاح شده اختیار شود.

پ) وصله میلگرد مکانیکی

وصله مکانیگی با به‌کارگیری وسایل مکانیکی خاص حاصل می‌شود. وصله مکانیکی میلگردها باید در کشش و فشار دارای مقاومت حداقل برابر با $۱/۲۵\, A_b f_y$ باشد.

ت) وصله اتکایی

وصله اتکایی با بر روی هم قرار دادن دو انتهای میلگردها فشاری عملی می‌شود . وصله‌های اتکایی فقط برای میلگردهای تحت فشار با قطر بیشتر از ۲۸۵ میلی‌متر و بیشتر مجاز است.

ضوابط وصله میلگردهای کششی

در وصله‌های پوششی طول پوشش باید حداقل برابر با $۱/۳\, l_d$ باشد.در وصرتی که دوشرط زیر به‌طور توام تامین شده باشد طول پوشش را می‌توان به مقدار l_d کاهش دا:

- مقدار آرماتور موجود در ناحیه طول پوشش حداقل به اندازه دو برابر مقدار مورد نیاز باشد.

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

نکته: طول پوشش در وصله‌های کششی نیابد کمتر از ۳۰۰ میلی‌متر باشد.

نکته: برای میلگردهای گروهی طول وصله برابر است با طول لازم برای تک تک میلگردهای گروهی که برای میلگردهای سه تایی به اندازه ۲۰٪، و برای میلگردهای چهارتایی به اندازه ۳۳٪ افزایش داده می‌شود.

ضوابط وصله میلگردهای فشاری

طول وصله برای میلگردهای با مقاوت مشخصه فولاد $f_y \leq ۴۰۰ MPa$ از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$l_s = ۰/۰۷ f_y d_d \geq ۳۰۰ mm$$

و برای میلگردهای با مقاومت مشخصه $f_y > ۴۰۰ MPa$:

$$l_s = \left(۰/۱۳ f_y - ۲۴\right) d_b \geq ۳۰۰ mm$$

که در آن:

f_y: مقاومت مشخصه فولاد

d_b: قطر اسمی میلگرد می‌باشد.

نکته: در مواردی که مقاومت بتن کمتز از ۲۰ مگاپلسکال است، طول پوشش باید به اندازه سی و سه درصد افزایش داده شود.

نکته: در مواردی که میلگردهای با قطرهای مختلف با وصله پوششی به هم متصل می‌شوند طول پوشش باید برابر بزرگترین دو مقدار، طول گیرایی میلگرد با قطر بزرگتر یا طول پوشیی لازم برای میلگرد با قطر کوچکتر، در نظر گرفت.

ضوابط خاص وصله آرماتورها در ستون‌ها

وصله پوششی میلگردهای که در فشار قرار دارند مشمول ضوابط این نوع وصله‌ها در فشار و میلگردهای که در کشش قرار دارند مشمول ضوابط این نوع میلگردها در کشش می‌شوند.

- در میلگردهای کششی چنانچه تنش موجود در آنها کمتر از $۰/۵ f_y$ و تعداد میلگردهای که در طول ناحیه پوشش وصله می‌شوند، کمتر از نصف میلگردهای کششی باشد طول پوشش باید حداقل برابر با l_d و در غیر اینصورت باید حداقل برابر با $۱/۳ l_d$ در نظر گرفته شود. در حالت اول فاصله وصله‌ها در میلگردهای مختلف از یکدیگر نباید کمتر از l_d در نظر گرفته شود. در حالت اول فاصله وصله های 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 $۰/۰۰۱۵ hs$ (h: ارتفاع مقطع و s: فاصله بین خاموت‌ها) وجود داشته باشد طول پوشش را می‌توان به اندازه ۲۰ درصد و چانچه آرماتور عرضی

www.icivil.ir پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران

به‌صورت مارپیچ وجود داشته باشد، طول پوشش را می‌توان به اندازه ۲۵ درصد کاهش داد. طول پوشش در حال نیاید کمتر از ۳۰۰ میلی‌متر اختیار شود. در محاسبه سطح مقطع خاموت‌ها تنها سطح مقطع شاخه‌های عمود در امتداد h منظور می‌گردد.

دکتر رامین گرمرودی

ضوابط ویژه برای طراحی در برابر زلزله

۱۱-۱ مقدمه

ضوابط این فصل باید در طرح و ساخت ساطه‌های که در آنها نیروهای طراحی ناشی از زلزله بر اساس استهلاک انرژی در ناحیه غیرخطی پاسخ سازه‌ها محاسبه شده‌اند، رعایت شوند.

۱۱-۲ حدود شکل‌پذیری سازه

اجزای بتن مسلح مقاوم در بربر نیروهای جانبی زلزله باید برای یکی از سه حد شکل‌پذیری زیر طراحی شوند:

الف) شکل‌پذیری کم: این حد برای سازه‌های مناسب ایت که در آنها انتظار به‌وجود آمدن تغییر شکل زیاد نمی‌رود و تنها تدابیر خاص برای حفظ ایمنی آنها در بربر بارهای تکراری و رفت برگشتی زلزله مورد نظر است.

ب) حد شکل‌پذیری متوسط: این حد برای سازه‌هایشی الزامی است که در آنها بازتاب سازه در برابر نیروهای زلزله وارد ناحیه غیرخطی می‌شوند و مقاطع ساره باید بآنچنان طراحی شوند که از ایمنی کافی در مقابل گسیختگی برخوردار باشند.

پ) حد شکل‌پذیری زیاد: این حد برای سازه‌هایی الزامی است که اعضای آنها در مقاطع خاصی باید از ظرفیت جذب و استهلاک انرژی زیادی برخوردار باشند به طوری که در صورت اینجاد مکانیزم در آنها، پایداری و انسجام کلی سازه محفوظ مانده و از این نظر اطمینان کافی موجود باشد.

۱۱-۳ ضوابط سازه‌های بتن‌آرمه با شکل‌پذیری کم

حد شکل‌پذیری کم در واقع مراعات دستورالعمل‌های طراحی طبق متن اصلی مبحث نهم است که در فصول گذشته مورد توجه قرار گرفت. خلاطه‌ای از دستورالعمل‌ها به شرح زیر است.

۴) در اعضای خمشی قاب‌ها، نسبت آرماتور کششی ($\rho = A_s/bd$) در هر مقطع باید در محدوده زیر باشد:

$$\left(\frac{۱/۴}{f_y}, \frac{۰/۲۵\sqrt{f_c}}{f_y}\right)max \leq \rho \leq ۰/۰۲۵$$

www.icivil.ir پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران

۵) در اعضای تحت فشار، وفشار و خمش، نسبت آرماتور طولی نباید کمتر از یک درصد و بیش از شش درصد در نظر گرفته شود. محدودیت حداکثر آرماتور باید در محل وصله‌ها نیز رعایت شود. در مواردی که آرماتور طولی از نوع فولاد $S۴۰۰$ است، نسبت آرماتور در خارج از محل وصله‌ها به حداکثر ۴/۵ درصد محدود می$شود.

۶) در اعضای تحت فشار، و تحت فشار و خمش، فاصله میلگردهای طولی از یکدیگر، محور تا محور، نباید بیش از ۲۰۰ میلیمتر باشد.

۷) در اتصالات تیر به ستون، در ارتفاع تیر منتهی به محل اتصال، باید در امتداد عمود بر آرماتور طولی ستون، خاموت عرضی به مقدار زیر پیش‌بینی نمود:

$$\frac{A_v}{s} \geq ۰/۳۵ \frac{b}{f_y}$$

که در آن:

b: بزرگترین بعد مقطع ستون یا قطر دایره

f_y: مقاومت مشخصه فولاد

A_v: سطح دوساق خاموت می‌باشد.

۱۱-۴ ضوابط سازه‌های بتن‌آرمه با شکل‌پذیری متوسط

۱۱-۴-۱ اعضای خمشی قابها

در یک قاب، عضو خمشی عضوی است که تحت خمش خالص یا خمش توام با نیروی محوری نهایی N_u کوچکتر از $۰/۱۵ \Phi_c f_c A_g$ قرار دارد.

محدودیت‌های هندسی سازه‌های بتن‌آرمه با شکل‌پذیری متوسط

۱- در اعضای خمشی قاب‌ها محدودیت‌های هندسی زیر باید رعایت شوند:

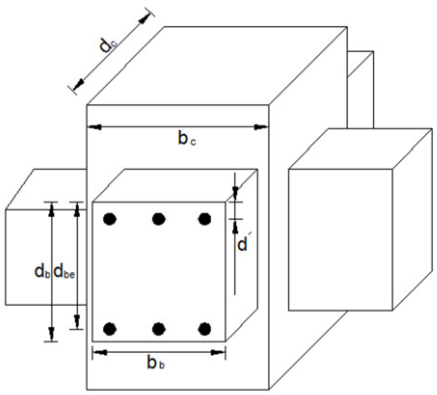
الف) ارتفاع موثر مقطع نباید بیشتر از یک چهارم طول دهانه آزاد باشد.

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

پ) عرض مقطع نباید:

- بیشتر از از عرض عضو تکیه‌گاهی، در صفحه عمود بر محور طولی عضو خمشی، به‌اضافه سه چهارم ارتفاع عضو خمشی، در هر طرف عضو تکیه‌گاهی
- بیشتر از عرض عضو تکیه‌گاهی به‌اضافه یک‌چهارم بعد دیگر مقطع عضو تیکه‌گاهی، در هر طرف عضو تکیه‌گاهی اختیار شود.

۲- برون محوری هر عضو خمشی نسبت به ستون که با آن قاب تشکیل می‌دهد، یعنی فاصله محورهای هندسی دو عضو از یکدیگر، نباید بیشتر از یک‌چهارم عرض مقطع ستون باشد.



$$d_{be} =\leq \frac{۱}{۴} l_{free}$$

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

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

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

آرماتورهای طولی و عرضی

۱- در تمامی مقاطع عضو خمشی نسبت آرماتورهاریال هم در پایین و هم در بالا نباید کمتر از مقادیر $\frac{۱/۴}{f_y}$ و $\frac{۰/۲۵\sqrt{f_c}}{f_y}$ و نسبت آرماتور کششی نباید بیشتر از ۰/۰۲۵ اختیار شود. حداقل دو میلگرد با قطر مساوی یا بزرگتر از ۱۲ میلی‌متر باید هم در پایین و هم در بالای مقطع در سراسر طول ادامه یابند.

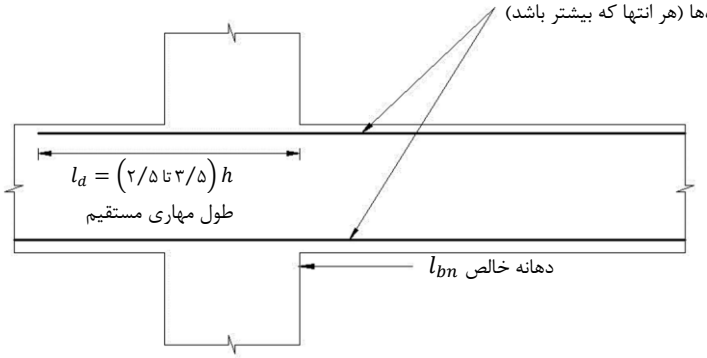
۲- در تکیه‌گاهای عضو خمشی و در هر مقطعی که در آن امکان تشکیل مفصل پلاستیک وجود داشته باشد، مقاومت خمشی مثبت نباید از نصف مقاومت خمشی منفی کمتر باشد. همچنین، مقاومت خمشی مثبت یا منفی در هر مقطعه در طول عضو، نباید از یک چهارم حداکثر مقاومت خمشی هر یک از دو انتهای عضو کمتر باشد.

۳-در هر عضو خمشی حداقل یک‌پنجم آرماتور موجود در مقاطع بر تکیه‌گاه‌ها، هر انتها که آرماتور بیشتری دارد، باید در سراسر طول تیر در بالا و پایین ادامه داده شوند.

الف) حداقل دو میلگرد با قطر۱۲ میلی‌متر یا بزرگتر در سرتاسر تیر

ب)یک‌پنجم آرماتور مقطع تکیه‌گاه‌ها (هر انتها که بیشتر باشد)

در سرتاسر تیر ادامه یابد



www.icivil.ir پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران

۴- در اعضای خمشی در طول قسمت‌هایی بحرانی که در زیر مشخص می‌شوند باید خاموت ویژه به کار برده شود، مگر آنکه طراحی برای برش نیاز به آرماتور بیشتری را ایجاب کند:

الف) در طولی معادلی دو برابر ارتفاع مقطع از بر تکیه‌گاه به شمت وسط دهانه.

ب) در طولی معادل دو برابر ارتفاع مقطع در هر سمت مقطعی که در آن امکان تشکیل مفصل پلاستکی در اثر تغییر مکان جانبی غیرالاستیکی قاب وجود داشته باشد.

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

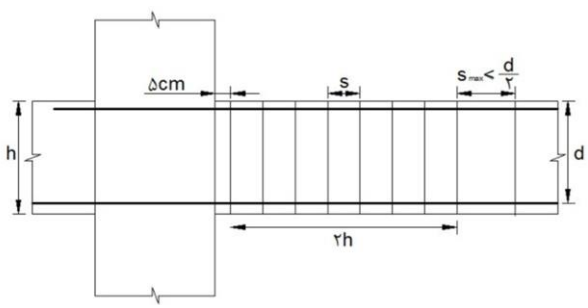
خاموت‌های ویژه و فواصل آن‌ها از یکدیگر باید دارای شرایط زیر باشند:

الف) قطر خاموت‌ها کمتر از ۶ میلی‌متر نباشد.

ب) فاصله خاموت‌ها از یکدیگر بیشتر از مقادیر یک‌چهارم ارتفاع موثر مقطع، ۸ برابر قطر کوچکترین آرماتور طولی، ۲۴ برابر قطر خاموت‌ها و ۳۰۰ میلی‌متر اختیار نشود.

پ) فاصله اولین خاموت از بر تکیه‌گاه بیشتر از ۵۰ میلی‌متر نباشد.

نکته: در قسمت‌هایی از طول عضو خمشی که مطابق ضوابط بالا خاموت گذاری نمی‌شوند، فاصله خاموت‌ها از یکدیگر نباید بیشتر از نصف ارتفاع موثر مقطع اختیار شود.



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

۱۱-۴-۲ اعضای فشاری قاب‌ها

در یک قاب، عضو فشاری عضوی است که تحت نیروی فشاری خالص یا توام با خمش بوده و مقدار نیروی محوری نهایی N_u از $۰/۱۵\,\Phi_c f_c A_g$ بزرگتر باشد.

محدودیت‌های هندسی

در ستون‌ها محدودیت‌های هندسی زیر باید رعایت شوند:

الف) عرض مقطع نباید کمتر از سه‌دهم بعد دیگر آن و نباید کمتر از ۲۵۰ میلی‌متر باشد.

ب) نسبت طول آزاد ستون به عرض مقطع نباید بیشتر از ۲۵ باشد.

آرماتورهای طولی و عرضی

۱-در ستون‌ها نباید نسبت آرماتور طولی 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 طولی از نوع $S۴۰۰$ است نسبت آرماتور در خارج از محل وصله‌ها حداکثر به چهار و نیم درصد محدود می‌شود.

۲- فاصله محور تا محور میلگردهای طولی از یکدیگر نباید بیشتر از ۲۰۰ میلی‌متر باشد.

۳- در قسمت‌های بحرانی ستون‌ها به طول l_o واقع در دو انتهای آن، باید خاموت مطابق بند ۴ زیر به‌کار برده شود، مگر آنکه طراحی برای برش نیاز به آرماتور بیشتری را ایجاب کند. طول l_o که از بر اتصال به اعضای جانبی اندازه‌گیری می‌شود نباید کمتر از مقادیر زیر در نظر گرفته شود:

الف) یک‌ششم ارتفاع آزاد ستون

ب) ضلع بزرگتر مقطع مستطیلی شکل ستون یا قطر مقطع دایره‌ای شکل ستون

پ) ۴۵۰ میلی‌متر

۴- خاموت مورد نیاز در طول l_o باید دارای قطر حداقل ۸ میلی‌متر بوده و فواصل آن‌ها از یکدیگر در مواردی که به صورت مارپیچ به کار گرفته می‌شوند ضوابط فصل ۵ و در مواردی که به صورت خاموت به‌کار می‌روند کمتر از مقادیر زیر در نظر گرفته شود:

الف)۸ برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی ستون

ب) ۲۴ برابر قطر خاموت‌ها

پ) نصف کوچکترین ضلع مقطع ستون

ت) ۲۵۰ میلی‌متر

فاصله اولین خاموت از بر اتصال نباید بیشتر از نصف مقادیر فوق در نظر گرفته شود.

۵- در ستون‌ها در قسمت‌هایی از طول ستون که شامل طول l_o نمی‌شوند، ضوابط آرماتورگذاری عرضی مشابه ضوابط در ستون‌های عادی سات.

۶-در ستون‌هایی که بار اعضای با سختی زیاد را تحمل می‌کنند، مانند ستون‌هایی که در زیر دیوارهای بتن‌آرمه قرار دارند در تمام طول ستون باید آرماتور عرضی مطابق ضابطه بند ۴ به کار برده شود. به‌علاوه آرماتورگذاری باید در قسمتی از آرماتور طولی ستون که به اندازه طول‌گیرایی است و در داخل دیوار قرار دارد، ادامه داده شود. ضابطه ادامه آرماتور عرضی در دیوار در مورد ستون‌هایی که روی دیوار قرار دارند نیز باید رعایت شود.

www.icivil.ir پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران

در محل اتصال ستون به شالوده آرماتور طولی ستون که به داخل شالوده برده شده است باید در طول حداقل برابر با ۳۰۰ میلیمتر با آرماتور عرضی مطابق بند ۴ تقویت شود.

۱۱-۴-۳ دیوارهای باربر قائم و جانبی ، دیافراگم‌ها

در این مورد باید ضوابط مذکور در سازه‌ها با شکل‌پذیری زیاد به‌کار برده شود با این استثنا که :

- خاموت‌گذاری عناصر مرزی مطابق با خاموت‌گذاری ستون‌ها در سازه‌های شکل‌پذیر متوسط باشد.

- مهار و وصله میلگردها ضوابط فصل ۱۰ انجام می‌شود.

۱۱-۴-۴ اتصال تیر به ستون

در اتصالات تیرها به ستون‌ها، در طول ارتفاع تیر یا دالی که بیشترین ارتفاع را دارد و به محل اتصال منتهی می‌شود، باید در امتداد عمود بر میلگرد طولی ستون، میلگرد عرضی به مقدار (الف) و (ب) این بند پیش‌بنی نمود:

الف) سطح مقطع میلگرد عرضی نباید کمتر از مقدار آرماتور برشی حداقل ارائه شده در فصل سوم کمتر باشد:

$$A_{sv\,min} = ۰/۳۵\frac{b_w s}{f_{yv}}$$

ب) مقدار آرماتور عرضی نباید کمتر از دوسوم مقدار آرماتور عرضی در ناحیه l_o ستون، و فاصله آن نباید بیشتر از ۱/۵ برابر فاصله خاموت‌های ناحیه l_oباشد.

۱۱-۴-۵ ضوابط ویژه برای برش

مقدار نیروی برشی نهایی V_u که در محاسبات مورد استفاده قرار می‌گیرد، بزرگترین دو مقدار زیر در نظر گرفته می‌شود:

الف) مجموع نیرهی برشی اینجاد شده در عضو در اثر بارهای قائم و نیروی برشی همساز با لنگرهای خمشی اسمی موجود در مقاطع انتهایی، با فرض تشکیل مفصل‌های پلاستیکی.

ب) نیروی برشی به دست آمده از تحلیل سازه زیر اثر بارهای نهایی ناشی از بارهای قائم و نیروی جانبی زلزله با فرض آنکه نیروی زلزله موثر به سازه دو برابر مقدار تعیین شده در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان منظور گردد.

۱۱-۵ ضوابط سازه‌های بتن‌آرمه با شکل‌پذیری زیاد

۱۱-۵-۱ اعضای خمشی قابها

در یک قاب، عضو خمشی عضوی است که تحت خمش خالص یا خمش توام با نیروی محوری نهایی N_u کوچکتر از $۰/۱۵\,\Phi_c f_c A_g$ قرار دارد.

محدودیت‌های هندسی سازه‌های بتن‌آرمه با شکل‌پذیری زیاد

۱- در اعضای خمشی قاب‌ها محدودیت‌های هندسی زیر باید رعایت شوند:

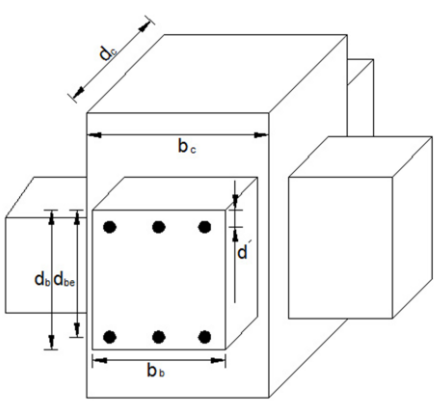
الف) ارتفاع موثر مقطع نباید بیشتر از یک چهارم طول دهانه آزاد باشد.

ب) عرض مقطع نباید کمتر از سه دهم ارتفاع آن و ۲۵۰ میلی‌متر باشد.

پ) عرض مقطع نباید:

- بیشتر از از عرض عضو تکیه‌گاهی، در صفحه عمود بر محور طولی عضو خمشی، به‌اضافه سه چهارم ارتفاع عضو خمشی، در هر طرف عضو تکیه‌گاهی
- بیشتر از عرض عضو تکیه‌گاهی به‌اضافه یک‌چهارم بعد دیگر مقطع عضو تیکه‌گاهی، در هر طرف عضو تکیه‌گاهی اختیار شود.

۲- برون محوری هر عضو خمشی نسبت به ستون که با آن قاب تشکیل می‌دهد، یعنی فاصله محورهای هندسی دو عضو از یکدیگر، نباید بیشتر از یک‌چهارم عرض مقطع ستون باشد.



$$d_{be} =\leq \frac{۱}{۴} l_{free}$$

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

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

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

آرماتورهای طولی

۱- در تمامی مقاطع عضو خمشی نسبت آرماتورها هم در پایین و هم در بالا نباید کمتر از مقادیر $\frac{۱/۴}{f_y}$ و $\frac{۰/۲۵\sqrt{f_c}}{f_y}$ و نسبت آرماتور کششی نباید بیشتر از ۰/۰۲۵ اختیار شود. حداقل دو میلگرد با قطر مساوی یا بزرگتر از ۱۲ میلی‌متر باید هم در پایین و هم در بالای مقطع در سراسر طول ادامه یابند.

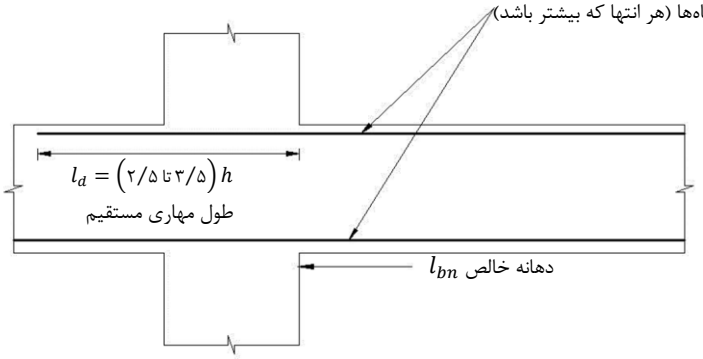
www.icivil.ir پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران

۲- در تکیه‌گاهای عضو خمشی و در هر مقطعی که در آن امکان تشکیل مفصل پلاستیک وجود داشته باشد، باید آرماتور فشاری به مقدار نصف آرماتور کششی موجود در آن مقطع تامین گردد.

۳-در هر عضو خمشی حداقل یک‌چهارم آرماتور موجود در مقاطع بر تکیه‌گاه‌ها، هر انتها که آرماتور بیشتری دارد، باید در سراسر طول تیر در بالا و پایین ادامه داده شوند.

الف) حداقل دو میلگرد با قطر۱۲ میلی‌متر یا بزرگتر در سرتاسر تیر

ب)یک چهارم آرماتور مقطع تکیه‌گاه‌ها (هر انتها که بیشتر باشد) در سرتاسر تیر ادامه یابد



۴- در اعضای خمشی T یا L شکل که با دال‌ها به صورت یکپارچه اجرا می‌شوند، مقدار آرماتوری که در بر ستون‌ها می‌توان برای خمش در نظر گرفت، علاوه بر آرماتور واقع در جان تیر، به شرح زیر است:

الف)در ستون‌های داخلی وقتی که ابعد تیر عهرضی در محل اتصال به ستون در حدود چهار برابر ضخامت آن در هر طرف ستون واقع شده‌اند.

ب) در ستون‌های داخلی وقتی که ابعاد تیر عرضی وجود ندارد: تمامی میلگردهایی که در عرضی از دال مساوی دو و نیم برابر ضخامت آن در هر طرف ستون واقع شده‌اند.

پ) در ستون‌های خارجی وقتی که نیر عرضی در محل اتصال به ستون در حدود ابعاد عضو هخمشی طولی است و لازم است میلگردهای عضو خمشی طولی مهار شوند: تمامی میلگردهاییی که در عرضی از دال مساوی با دو برابر ضخامت آن در هر طرف ستون واقع شده‌اند.

ت) در ستون‌های خارج وقتی که تیر عرضی وجود ندارد: تمامی میلگردهایی که در عرض ستون واقع شده‌اند.

ث) در تمام حالات حداقل ۷۵ درصد آرماتور فوقانی و نیر آرماتور تحتانی کهر ظرفیت خمش مورد لزوم را تامیین می‌کنند باید از ناحیه هسته ستون عبود کنند و یا در آن مهار شوند.

۵- استفاده از وصله پوششی در میلگردهای طولی خمشی فقط در شرایطی مجاز است که در تمام طول وصله آرماتور عرضی از نوع تنگ یا دورپیچ موجود باشد. فواصل سفرهای آرماتور عرضی در برگیرنده عرضی نباید بیشتر از یک چهارم ارتفاع موثر مقطع و ۱۰۰ میلی‌متر اختیار شود.

۶- استفاده از وصله پوششی در محل‌های زیر مجاز نیست:

الف) در اتصال تیر به ستون‌ها

ب) در طوبی معادل دوبرابر ارتفاع مقطع از بر تکیه‌گاه

پ) در محل‌هایی که امکان تشکیل مفصل پلاستیک در آنها بر اثر تغییر مکان جانبی غیر الاستیک قاب موجود باشد.

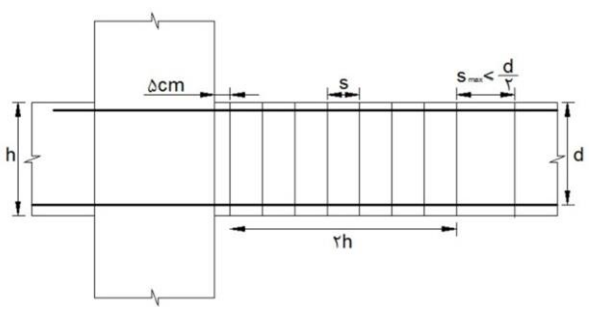
۷- وصله‌های جوشی یا مکانیکی، به شرطی مجاز است که وصله میلگرد در هر صفره آرماتور به صورت یک در میان انجام شود و فاصله وصله‌ها در میلگردهای مجاور یکدیگر، در امتداد طول عضو، کمتر از ۶۰۰ میلی‌متر نباشد.

آرماتورهای عرضی

ضوابط این بند همانند ضوابط آرماتورهای عرضی برای سازه‌های با شکل‌پذیری متوسط می‌باشد، که علاوه بر ضوابط فوق؛ ضوابط زیر نیز باید رعایت شود.

۱- درقسمت‌هایی از طول عضو خمشی که تنگ ویژه به کار برده می‌شود، میلگرده طولی در محیط مقطع باید دارای تکیه‌گاه عرضی باشند.

نکته: هر یک از میلگردهای طولی حداقل یک در میان در گوشه یک خاموت که زاویه داخلی آن از ۱۳۵ درجه بیشتر نباشد قرار گرفته و به‌علاوه فاصله آزاد میلگردی که در گوشه قرار ندارند، از میلگرد گوشه بیش از ۱۵۰ میلی‌متر نباشد.



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

۱۱-۵-۲ اعضای فشاری قاب‌ها

در یک قاب، عضو فشاری عضوی است که تحت نیروی فشاری خالص یا توام با خمش بوده و مقدار نیروی محوری نهایی N_u از $۰/۱۵\,\Phi_c f_c A_g$ بزرگتر باشد.

محدودیت‌های هندسی

در ستون‌ها محدودیت‌های هندسی زیر باید رعایت شوند:

الف) عرض مقطع نباید کمتر از چهاردهم بعد دیگر آن و نباید کمتر از ۳۰۰ میلی‌متر باشد.

www.icivil.ir پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران

نسبت طول آزاد ستون به عرض مقطع آن در ستون‌هایی که زیر اثر لنگرهای خمشی موجود در دو انتها در دو جهت خم می‌شوند نباید بیشتر از ۱۶ و در ستون‌های کنسولی نباید بیشتر از ۱۰ باشد.

آرماتورهای طولی

۱-در ستون‌ها نباید نسبت آرماتور طولی 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 طولی از نوع $S۴۰۰$ است نسبت آرماتور در خارج از محل وصله‌ها حداکثر به چهار و نیم درصد محدود می‌شود.

۲- فاصله محور تا محور میلگردهای طولی از یکدیگر نباید بیشتر از ۲۰۰ میلی‌متر باشد.

۳- استفاده از وصله پوششی در میلگردهای طولی فقط در نیمه میانی طول ستون مجاز است. طول پوشش این وصله‌ها باید برای وصله‌های کششی در نظر گرفته شود.

۴- وصله‌های جوشی یا مکانیکی، مطابق ضوابط فصل دهم به شرطی مجاز است که وصله میلگردها در هر مقطع به‌صورت یک در میان انجام شود و فاصله وصله‌ها در میلگردهای مجاور یکدیگر، در امتداد طول ستون، کمتر از ۶۰۰ میلی‌متر نباشد.

آرماتورهای عرضی

۱- در ستونهای قسمت‌های از دو انتهای آن‌ها به طول l_o «ناحیه بحرانی» تلقی شده، و در آن‌ها باید «آرماتور گذاری عرضی ویژه» انجام شود، مگر آنکه طراحی برای برش نیاز به آرماتور بیشتری را ایجاب کند. طول l_o که از بر اتصال ستون به اعضای جانبی اندازه‌گیری می‌شود نبایدن کمتراز مقادیر زیر در نظر گرفته شوند.

الف) یک‌ششم ارتفاع آزاد ستون

ب) ضلع بزرگتر مقطع مستطیلی شکل ستون یا قطر مقطع دایره‌ای شکل ستون

پ) ۴۵۰ میلی‌متر

۲- مقدار آرماتور عرضی لازم در ناحیه بحرانی بر اساس ضوابط زیر تعیین می‌شود:

الف) در ستونهای با مقطع دایره نسبت حجمی آرماتور دورپیچ یا تنگ‌های حلقوی، ρ_s نباید کمتر از دو مقدار زیر باشد:

$$\rho_s = ۰/۱۲\frac{f_c}{f_{yh}}$$

$$* \rho_s = ۰/۴۵\left(\frac{A_g}{A_c} - ۱\right)\frac{f_c}{f_{yh}}$$

نکته: مقدار ρ_s را می‌توان از رابطه تقریبی زیر بدست آورد:

$$\rho_s = \frac{۴a_s}{sD_c}$$

که درآن:

A_g: مساحت کلی ستون

A_c: مساحت مغزی ستون محدود بین بر خارجی خاموت

f_{yh}: تنش تسلیم میلگرد دور پیچ

f_c: مقاومت مشخصه بتن

a_s: سطح مقطع میلگرد دورپیچ

s: گام هر دورپیچ

D_c: قطر خارجی دایره مارپیچ می‌باشد.

ب) در ستون‌های با مقطع مستطیل سطح مقطع کل تنگ‌های ویژه در هر امتداد، A_{sh} ، نباید کمتر از دو مقدار زیر باشد:

$$* A_{sh} = ۰/۳\left(s \cdot h_c \frac{f_c}{f_{yh}}\right)\left(\frac{A_g}{A_{ch}} - ۱\right)$$

$$A_{sh} = ۰/۰۹\, s \cdot h_c \frac{f_c}{f_{yh}}$$

که در آن:

A_{sh}: سطح مقطه کلیه ساق‌های موجود در امتئداد عمود بر h_c

h_c: بعد مغزی ستون که از مرکز به مرکز خاموت اندازه‌گیری می‌شود.

S: فاصله خاموت‌ها

و بقیه پارامترها همانند بخش (الف) می‌باشد.

۳- در ستون‌های که مقاومت هسته ستون به تنهایی جوابگوی بارهخای وارده به ستون از جمله بارهای ناشی از زلزله می‌باشد، نیازی به کنترل روابط که با * مشخص شده‌اند، نیست.

۴- قطر میلگردهای عرضی در ناحیه بحرانی نباید کمتر از ۸ میلی‌متر باشد. فاصله سفره میلگردها از یکدیگر نباید بیشتر از مقادیر زیر باشد:

الف) یک چهارم ضلع کوچکتر مقطع ستون

دکتر رامین گرمرودی

www.icivil.ir پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران

ب) شش برابر کوچکترین قطر میلگرد طولی

پ) ۱۲۵ میلی‌متر

۵- آرماتور عرضی در ناحیه بحرانی را می‌توان با تنگ‌های ویژه یکژارچه و یا تنگ‌های ویژه چند قطعه‌ای که با یکدیگر ژوشش دارند ساخت. همچنین می‌توان از میلگردهای رکابی با قطر و فاصله مشابه تنگ‌ها که دارای خم ۹۰ درجه در یک انتهای آن است استفاده کرد. هر دو انتهای میلگردهای رکابی باید در بر گیرنده یک میلگرد طولی باشد و خم ۹۰ درجه آن باید در امتداد میلگرد طولی یک در میان عوض شود.

۶- در هر مقطع ستون فاصله قلاب‌ها دوخت یا شاخه‌های تنگ‌ها از یکدیگر در جهت عمود بر محور طولی ستون، نباید بیشتر از ۳۵۰ میلیمتر باشد.

۷- در عضوهایی که بر اثر تغییرمکان جانبی غیرالاستیک قاب در مقطعی غیر از مقاطع انتهایی آن امکان تشکیل مفصل پلاستیک وجود داشته باشد، در هر سمت آن مقطع طولی به اندازه l_o ناحیه بحرانی تلقی شده و در آن باید میلگرد گذاری عرضی ویژه اجرا شود.

۸- در عضوهایی که بار اعضای با سختی زیاد را تحمل می‌کنند، مانند عضوهای واقع در زیر دیوار بتن آرمه، در تمام طول عضو باید آرماترگذاری عرضی ویژه اجرا شود. به‌علاوه این آرماورگذاری باید در قسمتی از آرماتور طولی عضو که به اندازه طول گیرایی است و در داخل دیوار قرار دارد، ادامه داده شوند. ضابطه ادامه آرماتورگذاری عرضی ویژه در یوار، در مورد عضوهایی که روی دیوار قرار دارد نیز باید رعایت شود.

شکل

۹- در عضوهایی که قسمتی از ارتفاع آنها با یک دیوار بتنی گرفته شده است، در تمام قسمت آزاد عضو باید آرماتورگذاری ویژه اجرا شود.

۱۰- در محل اتصال ستون به شالوده آرماتور طولی ستون که به داخل شالوده برده شده است باید در طولی برابر با ۳۰۰ میلی‌متر با آرماور گذاری عرضی ویژه تقویت گردد.

۱۱- در قسمت‌های از طول عضو که آرماتورگذاری عرضی ویژه اجرا نمی‌شود باید آرماور عرضی به صورت دورپیچ یا تنگ ویژه به قطر ۸ میلی‌متر به کار برده شود. فاصله سفره‌های این میلگردها باید براساس نیاز طراحی برای برش تعیین شوند ولی در هرحال این فاصله نباید بیشتر از نصف ضلع کوچکتر مقطع مستطیلی شکل عضو، نصف قطر مقطع دایره‌ای شکل عضو، شش برابر قطر میلگرد طولی و یا ۲۰۰ میلی‌متر اختیار شود.

حداقل مقاومت خمشی ستون‌ها

۱- در کلیه اتصالات تیرها به ستون، لنگرهای خمشی مقاوم ستون‌ها باید در رابطه زیر صدق کنند

$$\sum M_c \geq ۱/۲ \sum M_g$$

که در آن:

$\sum M_c$: مجموع لنگرهای خمشی نظیر لنگرهای خمشی مقاوم ستون‌ها در بالا و پایین اتصال است که در مرکز اتصال محاسبه شده باشند. لنگرهای خمشی مقاوم ستون‌ها باید برای نامساعدترین حالت بار محوری ستوها، در جهت بارگذاری جانبی مورد نظر، که کمترین مقدار لنگرهای را به دست دهد، محاسبه شوند.

$\sum M_g$: مجموع لنگرهای مقاوم خمشی تیرها در دو ستمت اتصال است که در مرکز اتصال محاسبه شده باشند.

نکته: مجموع لنگرها در رابطه فوق باید چنان صورت گیرد که لنگرهای ستون‌ها در جهت مخالف لنگرهای تیرها قرار گیرند.

نکته: در حالتی که لنگرهای خمشی تیرها در دوجهت، در صفحه قائم قاب عمل نمایند، ربطه فوق برقرار باشد.

۲- چنانچه تعداد ستون‌های موجود در یک طبقه در یک قاب بیشتر از چهار عدد باشند، از هر چهار ستون یک ستون می‌تواند رابطه فوق را ارضا نکند.

۳- ستون‌های قاب‌های یک و دو طبقه و نیز ستون‌های طبقه آخر در قاب‌های چند طبقه می‌توانند ضابطه بند ۱ را ارضا نکنند، در این صورت این ستون‌ها باید ضابطه بند ۴ را اضا کنند. است ستونها مشمول ضابطه بند ۵ نمی‌شوند.

۴- چنانچه ستونی رابطه بند ۱ را تامین نکند باید در تمام طول دارای آرماتورگذاری عرضی ویژه باشد.

۵- چنانچه ستونی ضابطه بند ۱ را تامین نکند باید از کمک آن به سختی جانبی و مقاومت سازه در مقابل بار جانبی زلزله صرفنظر شود. این ستون‌ها باید ضوابط اعضایی از قاب‌ها که برای تحمل نیروهای زلزله طراحی نمی‌شند را اقناع نمایند.