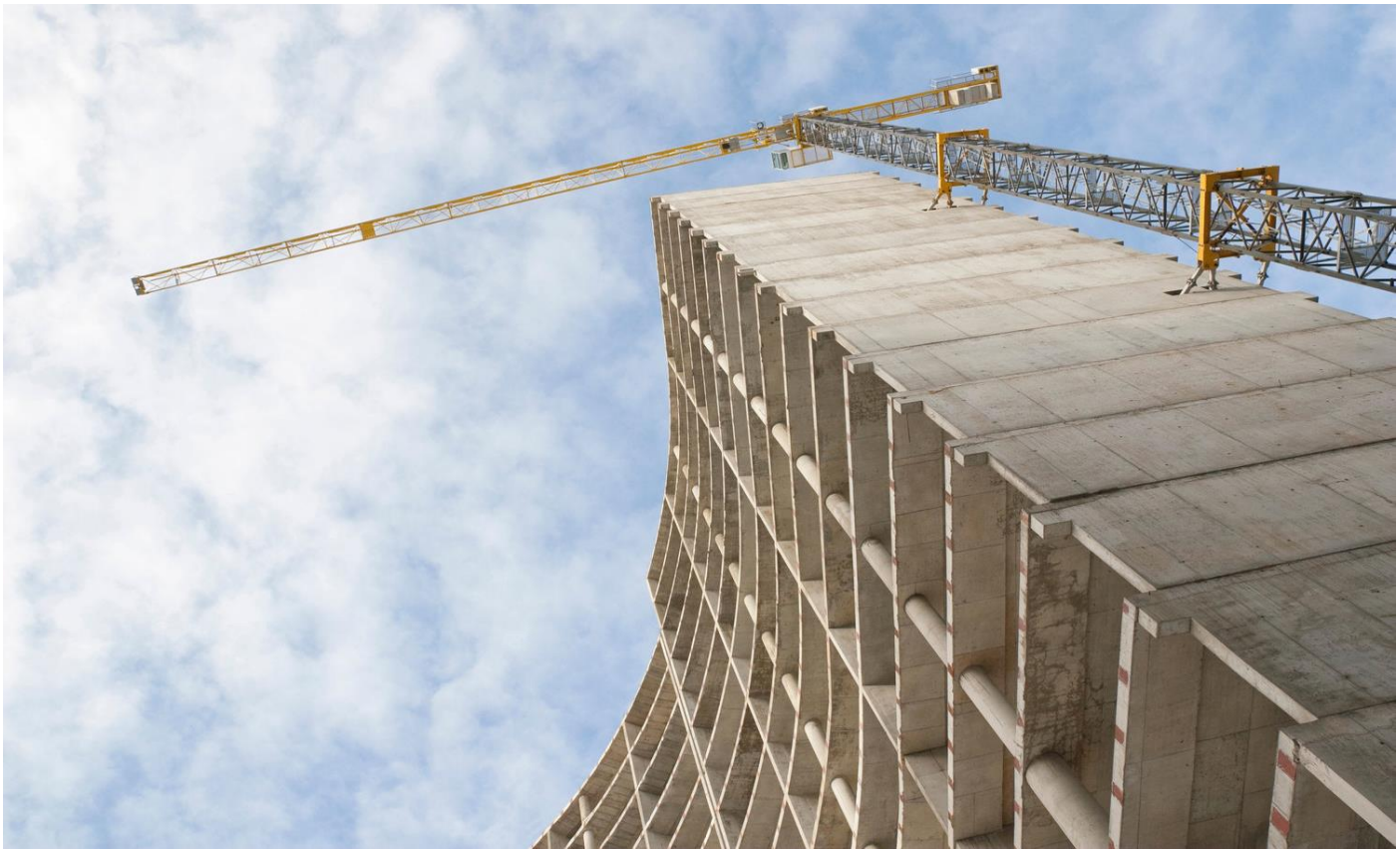
به نام خدا

طراحی سازه های بتنی

ویژه آزمون محاسبات

مطابق با ویرایش پنجم مبحث نهم ۱۳۹۹



سید محمد سعید ضیاالحق

ویرایش زمستان ۱۳۹۹

انتشار و تدریس این جزوه فقط با ذکر منبع مجاز است:

www.ziaalhagh.com

t.me/civilstructure

t.me/ziaalhaghclass

توجه: نکات و جداول حل سریع برای سایر مباحث، در منابع ذکر شده فوق قرار دارد.

فهرست:

بخش اول: درسنامه تکمیلی محاسباتی مبحث نهم مقررات ملی ساختمان

فصل اول: کلیات تحلیل و طراحی (۹-۱ الی ۹-۷)
فصل دوم: ارزیابی مقاومت مقطع تحت خمش، بارمحوری، برش، پیچش و برش اصطکاک (۹-۸)
فصل سوم: طراحی تیر ها (۹-۱۱)
فصل چهارم: طراحی ستون ها (۹-۱۲)
فصل پنجم: طراحی دال های یکطرفه (۹-۹)
فصل ششم: طراحی دال های دوطرفه (۹-۱۰)
فصل هفتم: طراحی دیوارها (۹-۱۳)
فصل هشتم: دیافراگم ها (۹-۱۴)
فصل نهم: شالوده های بتنی (۹-۱۵)
فصل دهم: ناحیه اتصال تیر به ستون و دال به ستون (۹-۱۶)
فصل یازدهم: اتصالات اعضای سازه ای به یکدیگر (۹-۱۷)
فصل سیزدهم: مهار به بتن (۹-۱۸)
فصل چهاردهم: الزامات بهره برداری (۹-۱۹)
فصل پانزدهم: ضوابط ویژه برای طراحی در برابر زلزله (۹-۲۰)
فصل شانزدهم: جزییات آرماتورگذاری (۹-۲۱)

بخش دوم: تست های آزمون های گذشته

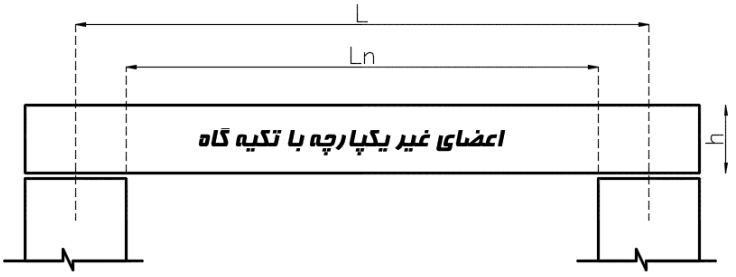
بخش سوم: جداول پیوست

توجه: نکات و جداول حل سریع برای سایر مباحث، در منابع ذکر شده فوق قرار دارد و همچنین پرسش و پاسخ مسائل و بررسی سوالات آزمون نیز در این منابع انجام می پذیرد.

بخش اول

فصل اول: کلیات تحلیل و طراحی (۹-۱ الی ۹-۷)

۹-۶-۳-۲-الف- طول دهانه موثر برای اعضایی که با تکیه گاه خود پیوسته نباشند:



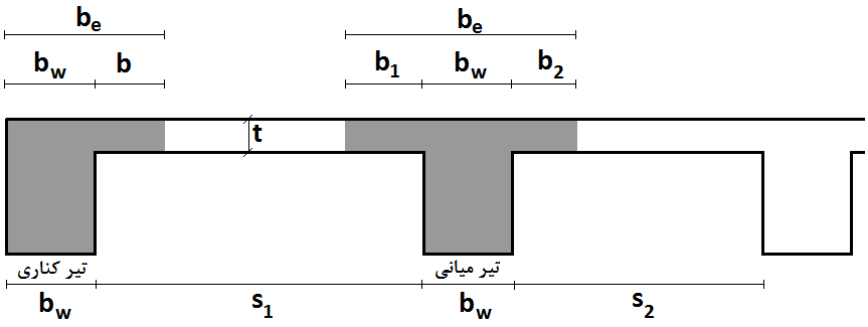
$$L_e = min\{L\ , L_n + h\}$$

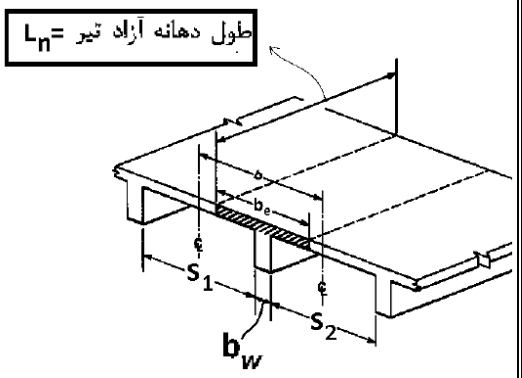
L_e : طول دهانه موثر

L_n : طول دهانه آزاد

L : طول دهانه محور به محور تکیه گاه

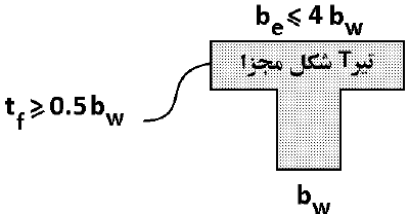
۹-۶-۳-۳-مشخصات هندسی تیر Tشکل



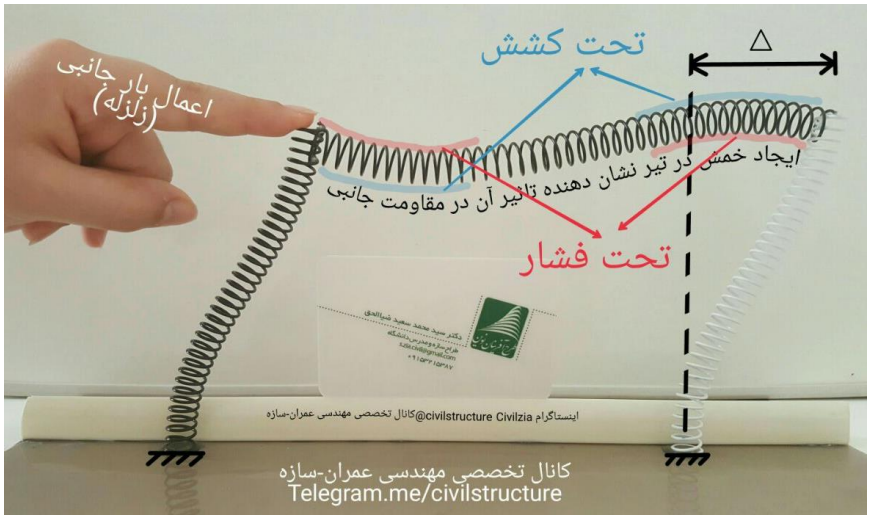


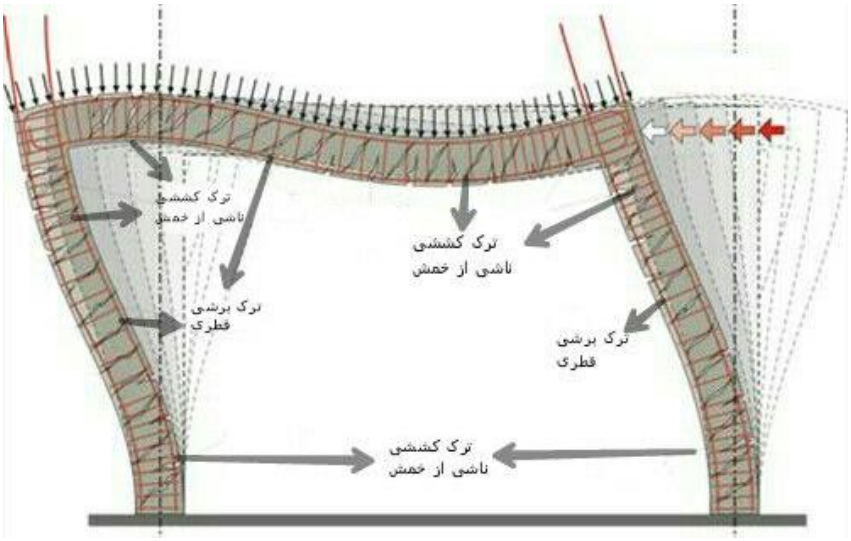
عرض موثر کل تیر میانی T شکل $b_e \le b_w + min \begin{cases} b_1 \text{ و } b_2 \le 8t \\ b_1 \le \frac{S_1}{2} \quad \text{و} \quad b_2 \le \frac{S_2}{2} \\ b_1 \text{ و } b_2 \le \frac{L_n}{8} \end{cases}$

عرض موثر کل تیر کناری L شکل $b_e \le min \begin{cases} b_w + \frac{L_n}{12} \\ b_w + 6t \\ b_w + \frac{S_1}{2} \end{cases}$



۹-۶-۵-۳- مشخصات مقطع اعضا (اعمال ضرایب ترک خوردگی در تحلیل سازه)



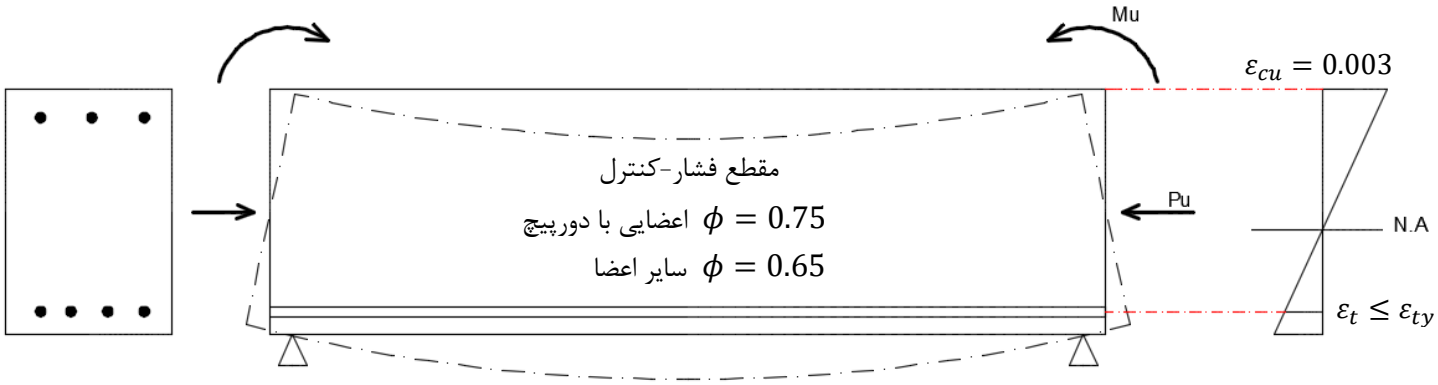


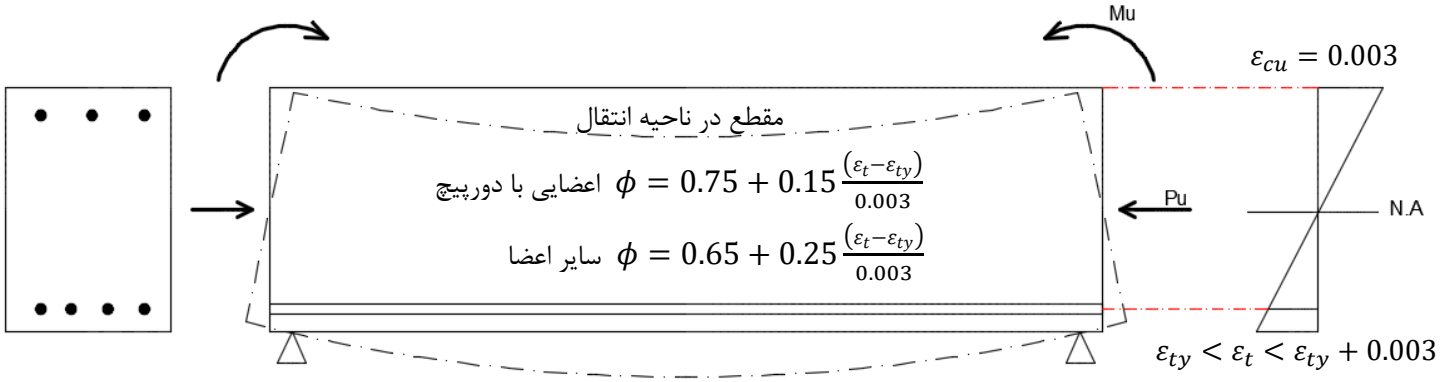
عضو و شرایط آن		ممان اینرسی	سطح مقطع برای تغییر شکل محوری	سطح مقطع برای برای تغییر شکل برشی
ستون‌ها		$0.7I_g$	$1.0A_g$	b_wh
دیوارها	ترک نخورده	$0.7I_g$		
	ترک خورده	$0.35I_g$		
تیرها		$0.35I_g$		
دال‌های تخت و دال‌های قارچی		$0.25I_g$		

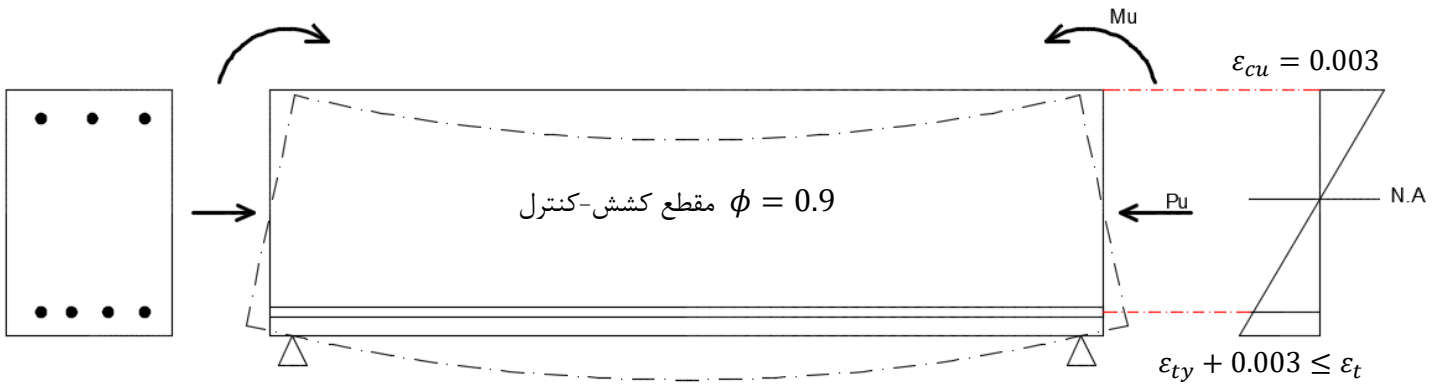
جدول ۹-۶-۲-ب مقادیر دقیق‌تر ممان اینرسی اعضا در تحلیل الاستیک برای بارهای ضریب‌دار

عضو	مقادیر ممان اینرسی		
	حداقل	I	حداکثر
ستونها و دیوارها	$0.35I_g$	$\left(0.8+25\frac{A_{st}}{A_g}\right)\left(1-\frac{M_u}{P_u h}-0.5\frac{P_u}{P_0}\right)I_g$	$0.875I_g$
تیرها، دال‌های تخت و دال‌های قارچی	$0.25I_g$	$(0.10+25\rho)(1.2-0.2\frac{b_w}{d})I_g$	$0.5I_g$

۹-۷-۴- ضریب های کاهش مقاومت (تعریف مقطع کشش-کنترل و فشار-کنترل)







ε_{ty} : کرنش تسلیم دورترین ردیف آرماتورهای کششی است و برای میلگردهای آجدار:

$$\varepsilon_{ty} = \frac{f_y}{E_s}$$

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

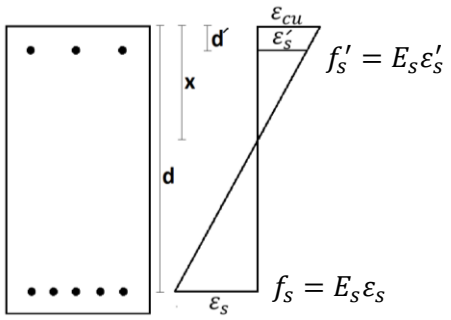
وضعیت مورد نظر در طراحی مقطع	ϕ
۱) لنگر، نیروی محوری، و یا ترکیب لنگر و نیروی محوری	
الف) مقاطع کشش- کنترل (بند ۹-۷-۴-۲)	۰/۹۰
ب) مقاطع فشار- کنترل (بند ۹-۷-۴-۳)	
- اعضای با دورپیچ	۰/۷۵
- سایر اعضا	۰/۶۵
پ) مقاطع در ناحیه‌ی انتقال (بند ۹-۷-۴-۴)	۰/۶۵-۰/۹۰
۲) برش	۰/۷۵
۳) پیچش	۰/۷۵
۴) مقاومت اتکایی (لهیدگی)	۰/۶۵
۵) نواحی مهاری پس کشیده	۰/۸۵
۶) نشیمن‌ها (براکت‌ها و کوربل‌ها)	۰/۷۵
۷) نواحی مختلف در مدل‌های بست و بند	۰/۷۵
۸) اجزای اتصالات اعضای پیش ساخته‌ای که با تسلیم عناصر فولادی در کشش کنترل می‌شوند.	۰/۹۰
۹) عناصر بتنی ساده (بدون فولاد)	۰/۶۰
۱۰) مهار در عناصر بتنی	۰/۴۵-۰/۷۵

فصل دوم: ارزیابی مقاومت مقطع تحت خمش، بارمحوری، برش، پیچش و برش اصطکاک (۹-۸)

۹-۸-۲-مقاومت خمشی اسمی

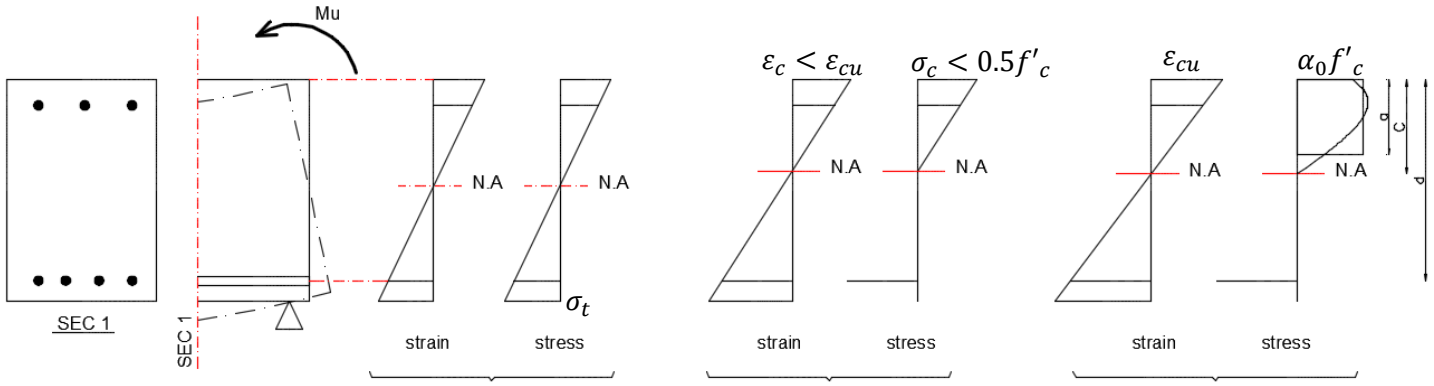
فرضیات:

- تعادل نیروهای موثر در مقطع برقرار می باشد. ($C = T$)
- توزیع کرنش در کل مقطع تحت خمش به صورت خطی فرض می شود.



$$\frac{x}{d} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_s} \qquad (1) \qquad\qquad \frac{x}{d'} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} - \varepsilon'_s} \qquad (2)$$

- کرنش حداکثر در دورترین تار فشاری بتن در حالت حد نهایی 0.003 درنظر گرفته می شود. ($\varepsilon_{cu} = 0.003$)
- توزیع تنش فشاری در حالت حد نهایی به صورت غیر خطی می باشد و توزیع فشار در بتن را می توان به صورت بلوک مستطیلی فرض کرد.



قبل از شکست کششی بتن
$\sigma_t < f_r$
توزیع تنش خطی

بعد از شکست کششی بتن
$\sigma_t \geq f_r$
توزیع تنش خطی

حد نهایی شکست
توزیع تنش غیر خطی

ارتفاع بلوک فشاری مستطیلی معادل $a = \beta_1 C = \beta_1 x$

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

$$\beta_1 = 0.85 \qquad \text{برای } 17 \le f'_c \le 28\,\text{MPa} : \qquad \textbf{(۹-۸-۳-الف)}$$

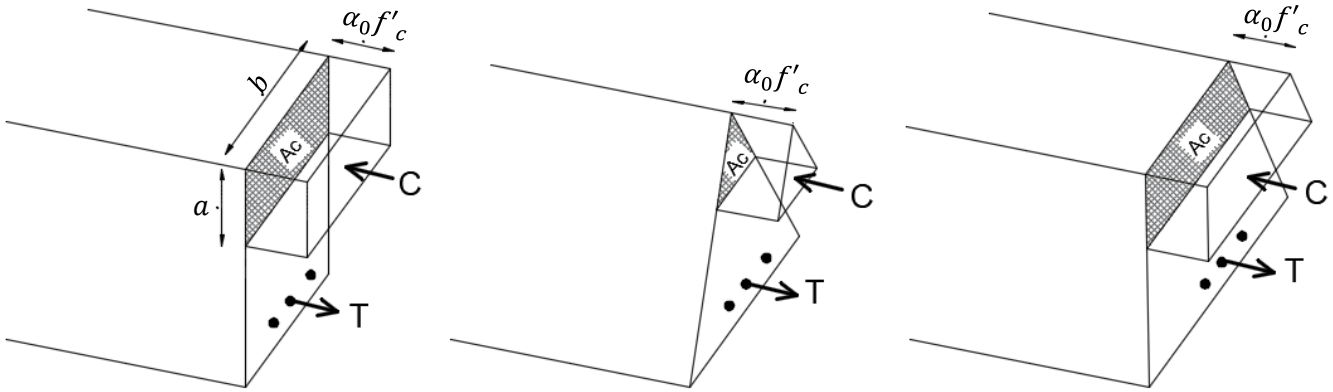
$$\beta_1 = 0.85 - \frac{0.05}{7}(f'_c - 28) \ge 0.65 \qquad \text{برای } f'_c > 28\,\text{MPa} : \qquad \textbf{(۹-۸-۳-ب)}$$

۹-۸-۲-۷ در صورتی که از بتن با مقاومت بیش از ۵۵ مگاپاسکال استفاده شود، تنش فشاری بتن را می‌توان برابر با $\alpha_0 f'_c$ و با توزیع مشابه بند قبلی در نظر گرفت. در این حالت ضریب α_0 به صورت زیر تعیین می‌گردد.

$$\alpha_0 = 0.85 - \frac{0.022}{7}(f'_c - 55) \ge 0.7 \qquad \textbf{(۹-۸-۴)}$$

محاسبه ضریب β_1 و α_0 در جدول شماره ۱ در فایل جداول حل سریع ارائه شده است.

نیروهای موثر مقطع تحت خمش:



$$C = C_c + C_s$$

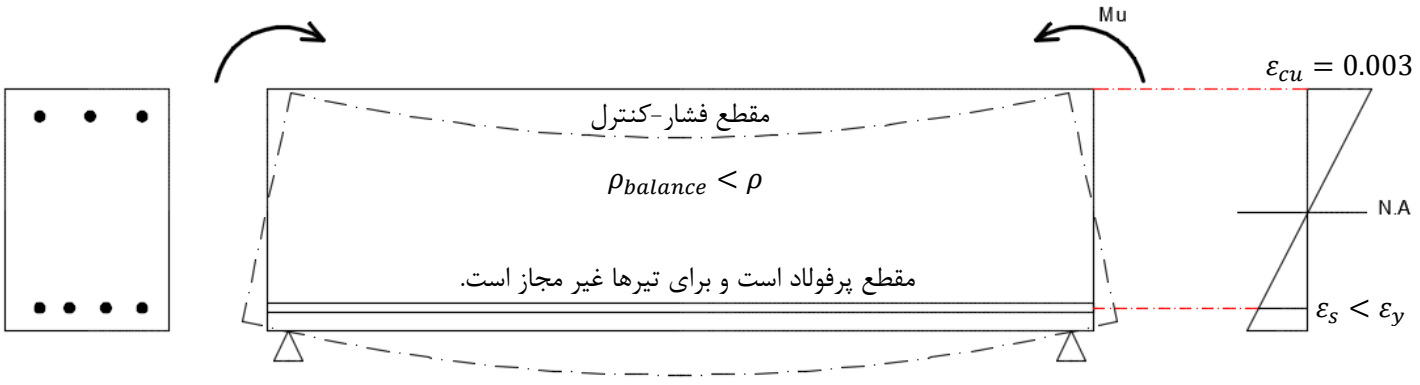
$$C_c = \alpha_0 f'_c A_c$$

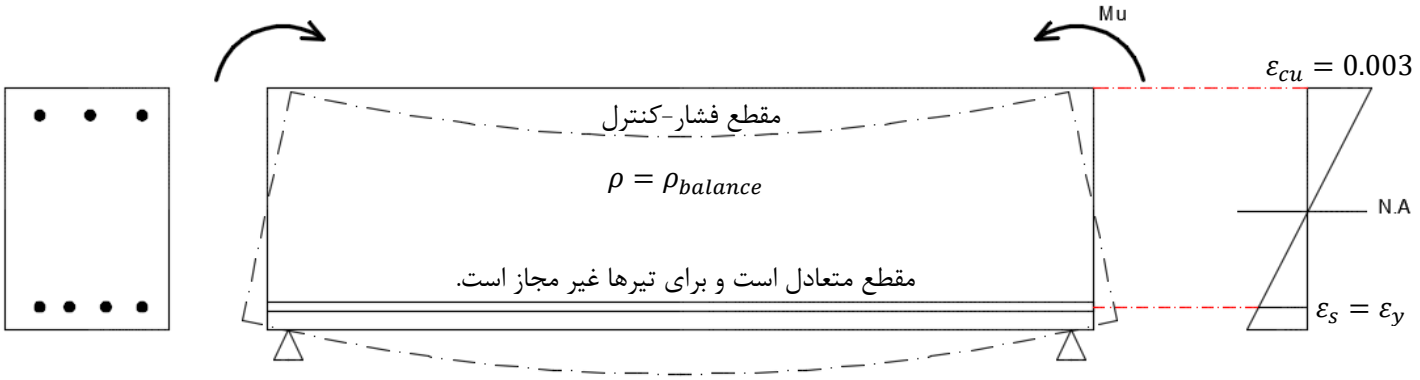
$$C_s = f'_s A'_s$$

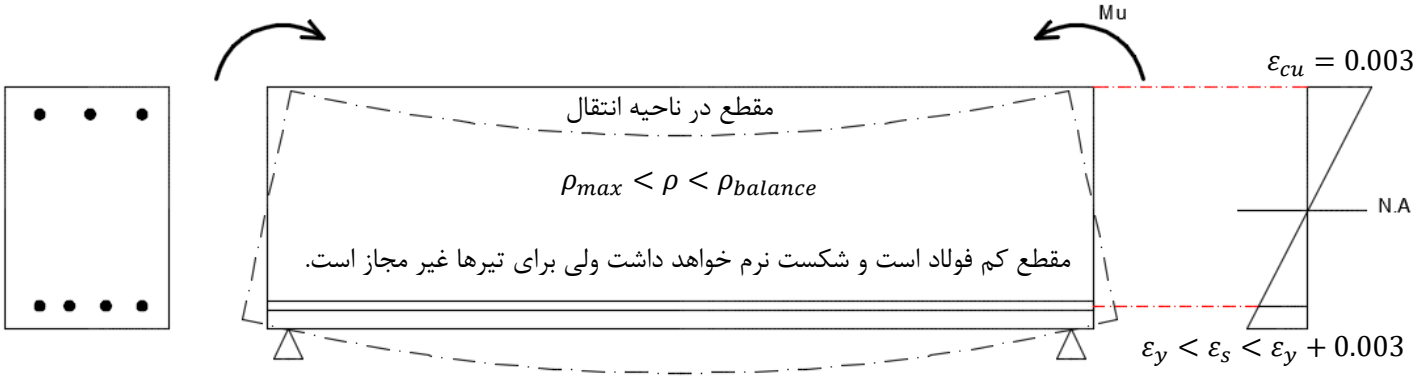
$$T = f_s A_s$$

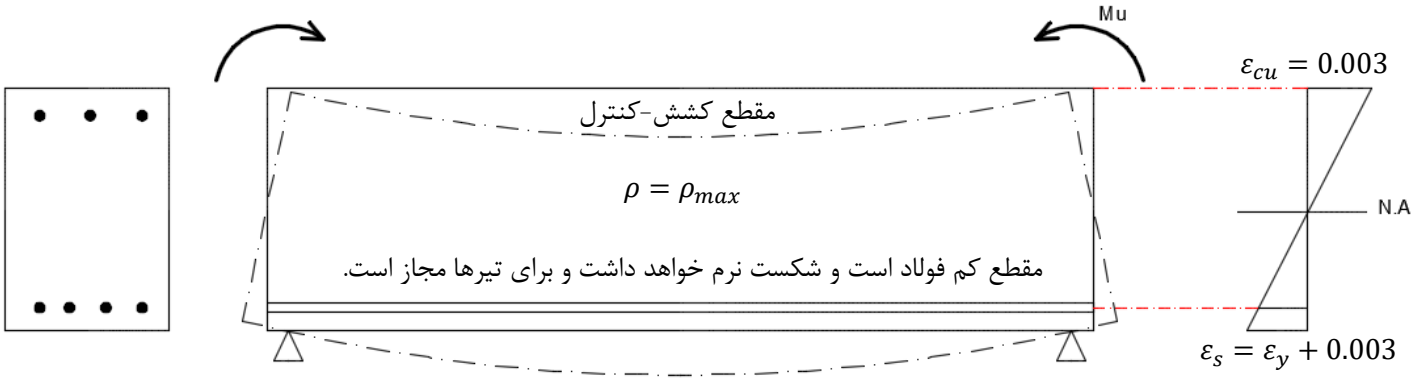
دقت شود که نیروی C_c به مرکز سطح A_c ، نیروی C_s به مرکز سطح میلگردهای فشاری و نیروی T به مرکز سطح میلگردهای کششی وارد می شود.

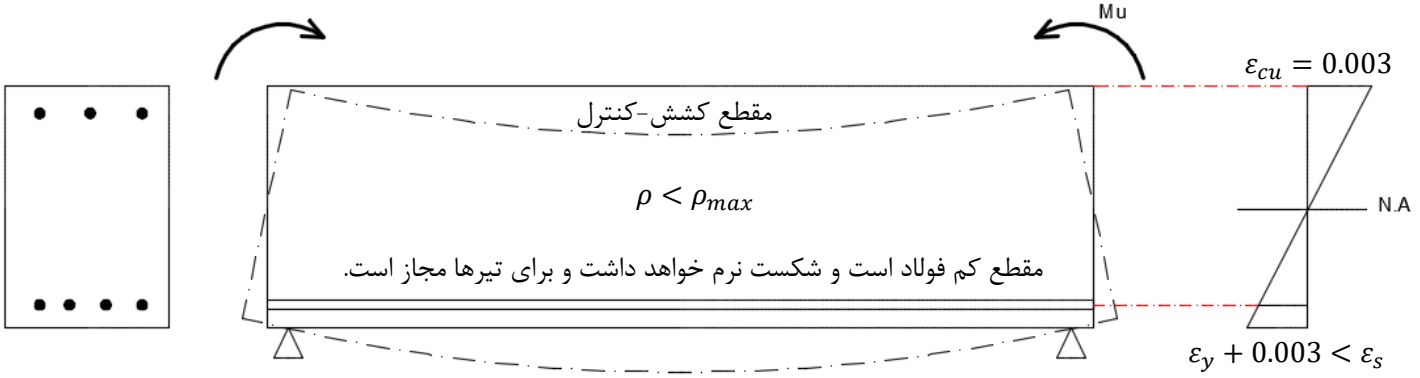
انواع شکست های ممکن برای یک عضو خمشی: در حالات زیر به ترتیب فولاد کششی مقطع کاهش می یابد.











ε_{ty} : کرنش تسلیم دورترین ردیف آرماتورهای کششی است و برای میلگردهای آجدار:

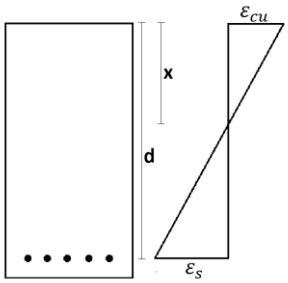
$$\varepsilon_{ty} = \frac{f_y}{E_s}$$

شکست نرم: در این نوع شکست، فولاد های کششی زودتر از خرد شدن بتن فشاری، به تسلیم میرسند (جاری می شوند). این حالت زمانی اتفاق خواهد افتاد که مقدار فولادهای کششی کمتر از مقدار فولاد کششی متوازن (بالانس) باشد. $\rho < \rho_b$ یا $A_s < A_{s_b}$

شکست متعادل : در این نوع شکست، فولاد های کششی همزمان با خرد شدن بتن فشاری، به تسلیم میرسند (جاری می شوند). این حالت زمانی اتفاق خواهد افتاد که مقدار فولادهای کششی برابر با مقدار فولاد کششی متوازن (بالانس) باشد. $\rho = \rho_b$ یا $A_s = A_{s_b}$

شکست ترد: در این نوع شکست، فولاد های کششی جاری نخواهند شد و خرد شدن بتن فشاری ابتدا اتفاق خواهد افتاد.. این حالت زمانی اتفاق خواهد افتاد که مقدار فولادهای کششی بیشتر از مقدار فولاد کششی متوازن (بالانس) باشد. $\rho > \rho_b$ یا $A_s > A_{s_b}$

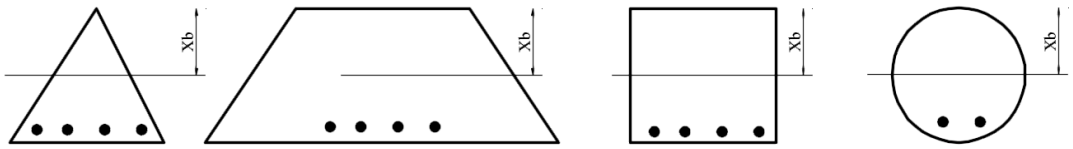
تعیین مقدار فولاد متوازن ($\rho_{balance}$ یا $As_{balance}$) در حالت مقطع بدون فولاد فشاری



در وضعیت بالانس فرض می شود فولاد کششی جاری شده است ($f_s = f_y$ و $\varepsilon_s = \varepsilon_y$) و بتن نیز به کرنش نهایی خود رسیده است. با استفاده از رابطه خطی بین تنش و کرنش می توان تار خنثی را در این وضعیت محاسبه کرد.

$$\frac{x}{d} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_s} \quad \rightarrow \quad x_b = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y} d$$

نکته: موقعیت تارخنثی در وضعیت متوازن، به شکل هندسی مقطع بستگی ندارد



اگر بخواهیم مقدار فولادکششی متوازن برای مقطع مستطیلی را بدست آوریم، کافیست تعادل نیروهای مقطع را برقرار کنیم:

$$C = T \quad \rightarrow \quad A_s f_y = \alpha_0 f_c b a \quad \rightarrow \quad a = a_b = \beta_1 x_b \quad \rightarrow \quad A_{sb} f_y = \alpha_0 f'_c b \beta_1 x_b$$

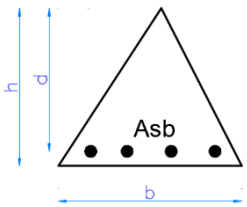
$$\rightarrow A_{sb} = \frac{\alpha_0 f'_c b \beta_1 x_b}{f_y} \quad \rightarrow \quad A_{sb} = \alpha_0 \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y} bd \quad \rightarrow \quad \rho_b = \frac{A_{sb}}{bd} = \alpha_0 \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y}$$

نکته: در صورت استفاده $\varepsilon_{cu} = 0.003$ و $E_s = 2 \times 10^5$ باشد آنگاه روابط بالا به صورت زیر ساده می شود:

$$x_b = \frac{600}{600 + f_y} d \qquad \rho_b = \frac{A_{sb}}{bd} = \alpha_0 \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \frac{600}{600 + f_y} \qquad A_{sb} = \rho_b bd$$

برای تسریع در حل مسائل، تمام پارامترهای لازم که در بالا محاسبه شده است برای بتن ها و فولادهای مختلف، مقدار ρ_b برای مقاطع مستطیلی و Tشکل در جداول پیوست آمده است. قابل ذکر است که محاسبه و تعیین تارخنثی در وضعیت بالانس ممکن است وضعیت شکست نهایی نباشد.

مقدار فولادکششی متوازن برای مقطع مثلثی نیز همانند بالا به راحتی قابل اثبات است:



$$A_{sb} = \alpha_0 \frac{f_c}{f_y} \left[0.5 \times \left(\beta_1 \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y} \right)^2 \right] \frac{bd^2}{h}$$

محاسبه تارخنثی (c یا x) و مقاومت خمشی اسمی درحالت حد نهایی شکست برای مقطع بدون فولاد فشاری

در حالت حد نهایی مقاومت در یک مقطع، تار خنثی از برابری نیروی فشاری و کششی نهایی به دست می آید و برای محاسبه مقاومت خمشی اسمی مقطع کافیست کوپل نیروهای موثر مقطع محاسبه شود. (مقدار z بازوی کوپل نیروهای موثر مقطع می باشد)

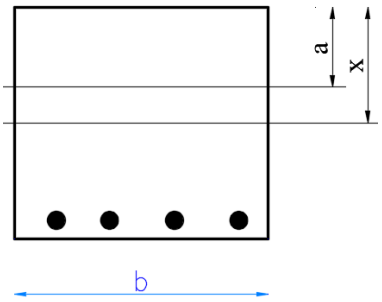
$$M_n = C \times z = T \times z$$

محاسبه مقاومت خمشی طراحی مقطع بدون فولاد فشاری:

$$\boldsymbol{M_r = \varphi M_n}$$

الف) با فرض جاری شدن فولاد کششی ($f_s = f_y$ و $\varepsilon_s \geq \varepsilon_y$ و $x \leq x_b$) – / شکست نرم یا شکست متوازن/ :

مقطع مستطیل:



$$C = T \quad \rightarrow \quad A_s f_y = \alpha_0 f_c b a \quad \rightarrow \quad a = \frac{A_s f_y}{\alpha_0 f_c b}$$

$$\rightarrow \quad x = \frac{A_s f_y}{\alpha_0 \beta_1 f_c b}$$

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

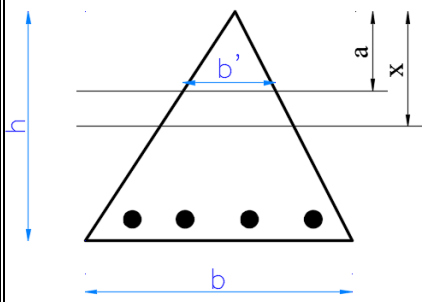
$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{A_s f_y}{2\alpha_0 f_c b}\right)$$

$$M_n = \rho f_y \left(1 - \frac{1}{2\alpha_0}\rho \frac{f_y}{f_c}\right) b d^2 = \Omega b d^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd}$$

با استفاده از جداول حل سریع پیوست این جزوه به راحتی می توان مقدار Ω را بدست آورد.

مقطع مثلث:



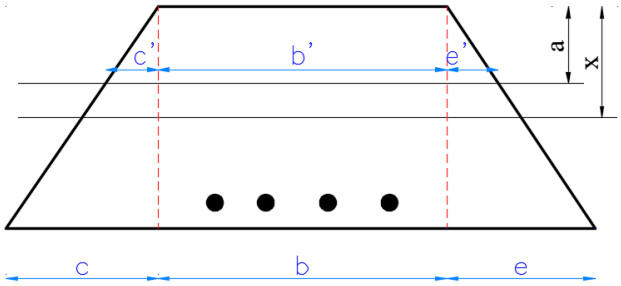
$$C = T \quad \rightarrow \quad A_s f_y = \alpha_0 f_c b' a \times \frac{1}{2} \quad \rightarrow \quad A_s f_y = \alpha_0 f_c \frac{ba}{2h} a$$

$$\rightarrow \quad A_s f_y = \alpha_0 f_c \frac{b a^2}{2h} \quad \rightarrow \quad a = \sqrt{\frac{2 A_s f_y h}{\alpha_0 f_c b}}$$

$$\rightarrow \quad x = \frac{1}{\beta_1} \times \sqrt{\frac{2 A_s f_y h}{\alpha_0 f_c b}}$$

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{2a}{3}\right) = A_s f_y \left(d - \frac{2}{3}\sqrt{\frac{2A_s f_y h}{\alpha_0 f_c b}}\right)$$

مقطع ذوزنقه:



$$C = T \rightarrow A_s f_y = \alpha_0 f_c \left(b'a + \frac{1}{2}c'a + \frac{1}{2}e'a\right)$$

$$\rightarrow \quad A_s f_y = \alpha_0 f_c \left(ba + \frac{ca^2}{2h} + \frac{ea^2}{2h}\right)$$

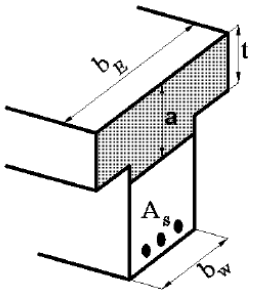
$$\rightarrow \quad A_s f_y = \alpha_0 f_c \left(ba + \frac{ca^2}{2h} + \frac{ea^2}{2h}\right)$$

$$\rightarrow \quad a = \text{حل معادله درجه دو} \quad \rightarrow \quad x = \frac{a}{\beta_1}$$

$$M_n = \alpha_0 f_c \left[ba \times \left(d - \frac{a}{2}\right) + \frac{ca^2}{2h} \times \left(d - \frac{2a}{3}\right) + \frac{ea^2}{2h} \times \left(d - \frac{2a}{3}\right)\right]$$

$$\cong \; M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

مقطع T شکل:

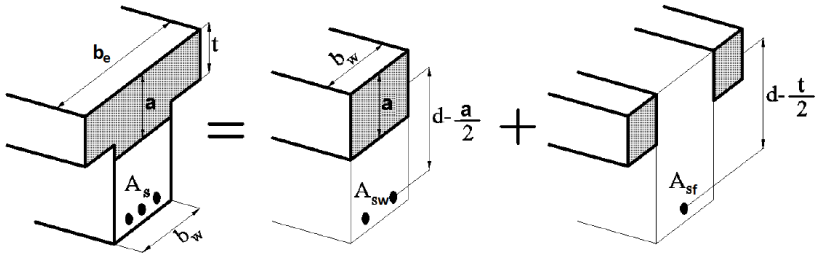


گام اول: محاسبه اولیه a :

$$a = \beta_1 x = \frac{A_s f_y}{\alpha_0 f_c b_e}$$

گام دوم، حالت اول: اگر a بدست آمده از t کمتر مساوی شود، مقطع همانند مقطع مستطیلی با عرض b_e می باشد و a و x بدست آمده از گام اول صحیح است.

گام دوم، حالت دوم: اگر a بدست آمده از t بیشتر شود، مقطع شرایط مقطع T شکل را دارا خواهد بود و a و x مجدد حساب می شود:



$$A_{sf} = \frac{\alpha_0 f_c (b - b_w) t}{f_y}$$

$$a_T = \frac{f_y (A_s - A_{sf})}{\alpha_0 f_c b_w}$$

$$M_n = f_y A_{sf}\left(d-\frac{t}{2}\right)+f_y\left(A_s-A_{sf}\right)\left(d-\frac{a_T}{2}\right)$$

$$A_{sb}{}^{\text{T مقطع}} = A_{sb} + A_{sf}$$

ب) با فرض جاری نشدن فولاد کشفی ($f_s < f_y$ و $\varepsilon_s < \varepsilon_y$ و $x > x_b$) - / شکست ترد/ :

مقطع مستطیل:

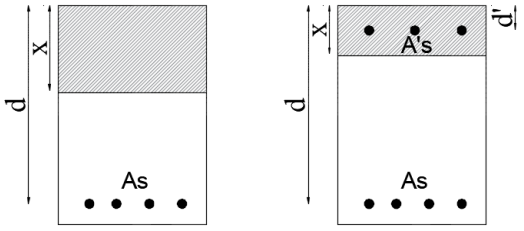
$$C = T \quad \rightarrow \quad A_s f_s = \alpha_0 f_c b a \qquad (1)$$

$$\frac{x}{d} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu}+\varepsilon_s} \quad \rightarrow \quad f_s = E_s\varepsilon_s \quad \rightarrow \quad f_s = E_s\varepsilon_{cu}\left(\frac{d}{x}-1\right) = E_s\varepsilon_{cu}\left(\frac{\beta_1 d}{a}-1\right) \qquad (2)$$

$$(1)\&(2) \quad \rightarrow \quad A_s E_s \varepsilon_{cu}\left(\frac{\beta_1 d}{a}-1\right) = \alpha_0 f_c b a \qquad (3)$$

بعد از حل معادله درجه دو شماره (۳) ، مقدار a بدست می آید، سپس با رابطه $a = \beta_1 x$ ، x نیز بدست می آید.

محاسبه تارخنثی و مقاومت خمشی اسمی مقطع با فولاد فشاری



با قرار گیری فولاد فشاری در مقطع، تار خنثی x (ارتفاع ناحیه فشاری مقطع عضو خمشی) کوتاه می شود و در نتیجه مقطع شکل پذیرتر خواهد شد. تعیین مقدار x در حالت شکست نهایی با برقراری تعادل در مقطع تیر بدست می آید که قبل از آن باید جاری شدن یا نشدن فولاد های کششی و فشاری مشخص باشد.

ارتفاع تار خنثی در وضعیت متوازن مقطع با فولاد فشاری یا بدون فولاد فشاری نغییری نخواهد کرد. بنابراین برای محاسبه مقدار فولاد متوازن در مقطع با فولاد فشاری میتوان به صورت زیر عمل کرد.

با برقراری تعادل نیروهای فشاری و کششی مقطع در حالت بالانس ، مقدار فولاد کششی متوازن در وضعیت مقطع با فولاد فشاری ($\overline{A_{sb}}$) به صورت زیر بدست می آید:

$$C = T \quad \rightarrow \quad A_s f_y = \alpha_0 f_c b a + A'_s f'_{sb} \quad \rightarrow \cdots$$

$$\overline{A_{sb}} = A_{sb} + \frac{f'_{sb}}{f_y}A'_s \quad \rightarrow \quad \overline{\rho_b} = \frac{\overline{A_{sb}}}{bd} = \rho_b + \frac{f'_{sb}}{f_y}\rho' \quad , \quad \rho_b = \frac{A_{sb}}{bd} \quad , \quad \rho' = \frac{A'_s}{bd}$$

$$f'_{sb} = E_s\varepsilon_{cu} - \left(E_s\varepsilon_{cu} + f_y\right)\frac{d'}{d} \le f_y{}' = 600 - \left(600 + f_y\right)\frac{d'}{d} \le f_y{}'$$

حال درصورتی که بخواهیم حداقل فولاد کششی برای اینکه بتواند فولاد فشاری را در حالت حد نهایی جاری کند بدست آوریم بایست با فرض اینکه در حالت حد نهایی مقدار کرنش فولادهای فشاری به آستانه تسلیم رسیده اند، تعادل نیروهای موثرمقطع را برقرار کنیم که در نتیجه:

$$\overline{A'_{s_{min}}} = \alpha_0\beta_1\frac{f_c}{f_s}\left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} - \varepsilon'_y}\right)bd' + \frac{f'_y}{f_s}A'_s$$

مقدار تنش میلگرد های کششی (f_s) :

$$a = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} - \varepsilon'_y}d'\beta_1$$

$$f_s = E_s\varepsilon_{cu}\left(\frac{d}{x} - 1\right) = E_s\varepsilon_{cu}\left(\frac{\beta_1 d}{a} - 1\right)$$

$$f_s = 600\left(\frac{d}{x} - 1\right) = 600\left(\frac{\beta_1 d}{a} - 1\right)$$

با فرض جاری شدن فولاد کششی ($A_s \le \overline{A_{sb}}$) آنگاه فرمول فوق به صورت زیر خلاصه می شود:

$$\overline{A'_{s_{min}}} = \alpha_0\beta_1\frac{f_c}{f_y}\left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} - \varepsilon'_y}\right)bd' + \frac{f'_y}{f_y}A'_s = \overline{\rho'_{s_{min}}}bd' + \frac{f'_y}{f_y}A'_s$$

برای بتن ها و فولاد های متداول در صورتی f_s که جاری شده باشد ، مقدار $\overline{\rho'_{s_{min}}}$ در جداول پیوست آمده است.

با توجه به توضیحات قبل، می توان جاری شدن و یا جاری نشدن فولادهای فشاری و کششی را به صورت زیر بررسی کرد:

اگر $A_s \le \overline{A_{sb}}$ → فولاد های کششی جاری می شود

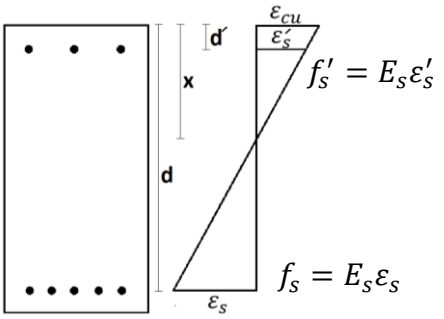
اگر $A_s \ge \overline{A'_{s_{min}}}$ → فولاد های فشاری جاری می شود

بعد از تعیین جاری شدن و یا جاری نشدن فولادهای فشاری و کششی، با برقراری تعادل نیرویی مقطع می توان ارتفاع بلوک فشاری در زمان شکست را بدست آورد و همچنین با برقراری تعادل لنگر حول نقطه موقعیت فولادهای کششی، می توان مقاومت خمشی اسمی مقطع در زمان شکست را بدست آورد:

$$A_s f_s = \alpha_0 f_c ba + A'_s f'_s \qquad (1)$$

$$f_s = 600\left(\frac{d}{x} - 1\right) = 600\left(\frac{\beta_1 d}{a} - 1\right) \qquad (2)$$

$$f'_s = 600\left(1 - \frac{d'}{x}\right) = 600\left(1 - \frac{\beta_1 d'}{a}\right) \qquad (3)$$



الف) فولادهای کششی جاری شود ($f_s = f_y$) ، فولادهای فشاری جاری شود ($f'_s = f'_y$) / شکست نرم/

$$a = \frac{A_s f_y - A'_s f'_y}{\alpha_0 f_c b} \qquad \rightarrow \qquad x = \frac{a}{\beta_1}$$

$$M_n = \alpha_0 f_c b a\left(d - {}^{a}/_{2}\right) + A'_s f'_y (d - d')$$

ب) فولادهای کششی جاری شود ($f_s = f_y$) ، فولادهای فشاری جاری نشود ($f'_s \leq f'_y$) / شکست نرم/

$$a^2 + \left[\frac{600A'_s - A_s f_y}{\alpha_0 f_c b}\right] a - \frac{600A'_s \beta_1 d'}{\alpha_0 f_c b} = 0 \qquad \rightarrow \qquad x = \frac{a}{\beta_1}$$

$$M_n = \alpha_0 f_c b a\left(d - {}^{a}/_{2}\right) + A'_s f'_s (d - d')$$

پ) فولادهای کششی جاری نشود ($f_s \leq f_y$) ، فولادهای فشاری جاری نشود ($f'_s \leq f'_y$) / شکست ترد/

$$a^2 + \left[\frac{600(A'_s + A_s)}{\alpha_0 f_c b}\right] a - \frac{600\beta_1 (A'_s d' + A_s d)}{\alpha_0 f_c b} = 0 \qquad \rightarrow \qquad x = \frac{a}{\beta_1}$$

$$M_n = \alpha_0 f_c b a\left(d - {}^{a}/_{2}\right) + A'_s f'_s (d - d')$$

ت) فولادهای کششی جاری نشود ($f_s \leq f_y$) ، فولادهای فشاری جاری شود ($f'_s = f'_y$) / شکست ترد/

$$a^2 + \left[\frac{A'_s f'_y + 600A_s}{\alpha_0 f_c b}\right] a - \frac{600A_s \beta_1 d}{\alpha_0 f_c b} = 0 \qquad \rightarrow \qquad x = \frac{a}{\beta_1}$$

$$M_n = \alpha_0 f_c b a\left(d - {}^{a}/_{2}\right) + A'_s f'_y (d - d')$$

نکته: در تیرهایی که مقدار فولاد کششی آنها در حالت بدون فولاد فشاری، از مقدار متوازن کمتر باشد، مقطع نرم می باشد و در این مقاطع با افزایش فولاد فشاری ، مقاومت خمشی کمتر از ۱۰ درصد افزایش می یابد. بنابراین میتوان این مقاطع هرچند با فولاد فشاری را ، با در نظر گرفتن فقط فولاد کششی آن، مقاومت خمشی را ساده تر تخمین زد.

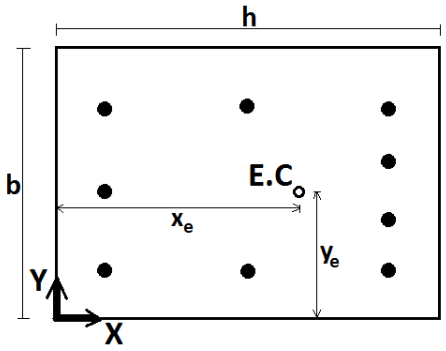
۹-۸-۳-مقاومت محوری یا مقاومت توام خمشی و محوری

الف) ستون تحت بار محوری خالص در ناحیه الاستیک خطی

هنگامی ستون رفتار خطی خواهد داشت که تنش در بتن و فولاد ها (σ_c و σ_s) در ناحیه خطی قرار داشته باشند:

$$\sigma_c < \frac{1}{2} f_c \qquad \text{و} \qquad \sigma_s < f_y$$

اگر در حالت خطی، بار محوری (N) در موقعیت مرکز الاستیک (E.C) مقطع قرار گیرد آنگاه درون مقطع هیچگونه لنگری ایجاد نخواهد شد. مرکز الاستیک همان مرکز سطح مقطع تبدیل یافته می باشد:



ضریب تبدیل فولاد به بتن $n = \frac{E_s}{E_c}$

مساحت تبدیل یافته = $A_g - A_s + nA_s$

تنش فشاری بتن $\sigma_c = \frac{N}{A_g - A_s + nA_s}$

تنش فشاری فولاد ها $\sigma_s = \frac{nN}{A_g - A_s + nA_s}$

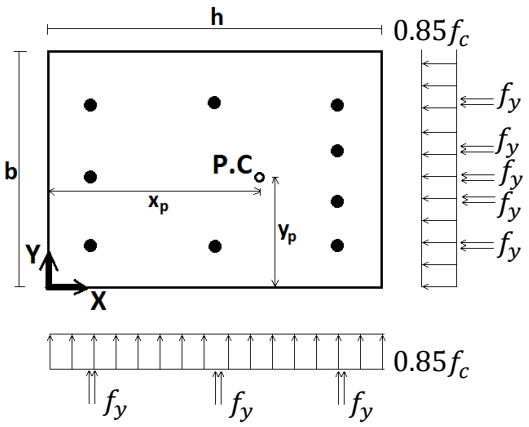
محاسبه موقعیت مرکز الاستیک:

$$X_e = \frac{0.5h^2 b + \sum nA_{s_i} X_i}{bh + \sum nA_{s_i}} \qquad Y_e = \frac{0.5b^2 h + \sum nA_{s_i} Y_i}{bh + \sum nA_{s_i}}$$

نکته: در صورت تقارن در مقطع و آرماتورگذاری، موقعیت مرکز سطح در وسط قرار خواهد گرفت.

ب) ستون تحت بار محوری خالص در حالت حد نهایی مقاوت (حالت شکست)

در این حالت بار محوری مقاوم نهایی (N_{r_0}) باید در محلی از مقطع قرار گیرد که نیروی های ایجاد شده در فولاد ها و بتن همگی تعادل لنگر در مقطع را برقرار کنند ، در این وضعیت تنش یکنواخت خواهد بود و بار به صورت خالص و بدون خروج از مرکزیت وارد می شود. این محل را در حالت شکست ، مرکز پلاستیک (P.C) می نامند که از تعادل لنگر نیروها در مقطع حول مرکز مختصات، به دست می آید:



$$P_0 = 0.85 f_c \left(bh - A_{s_{\text{کل}}}\right) + f_y A_{s_{\text{کل}}}$$

$$X_p = \frac{0.85 f_c \left(bh - A_{s_{\text{کل}}}\right) \times \frac{h}{2} + \sum f_y A_{s_i} X_i}{N_{r_0}}$$

$$Y_p = \frac{0.85 f_c \left(bh - A_{s_{\text{کل}}}\right) \times \frac{b}{2} + \sum f_y A_{s_i} Y_i}{N_{r_0}}$$

نکته: در حالت کلی با هر شکل غیر مستطیلی می توان از رابطه تقریبی نیز استفاده کرد

با فرض $m = \frac{f_y}{0.85 f_c}$

$$X_p = \frac{\sum A_{c_i} X_i + \sum (m-1) A_{s_i} X_i}{\sum A_{c_i} + \sum (m-1) A_{s_i}} \qquad Y_p = \frac{\sum A_{c_i} Y_i + \sum (m-1) A_{s_i} Y_i}{\sum A_{c_i} + \sum (m-1) A_{s_i}}$$

نمودار اندرکنش بار محوری و خمش در ستون ها

در صورتی که در زمان شکست بار روی ستون فقط در محل مرکز پلاستیک قرار داشته باشد ، ستون بیشترین ظرفیت فشاری خود را دارا می باشد. ولی اگر این بار با خروج از مرکزیت ($e = \frac{M}{P}$) نسبت به مرکز پلاستیک، وارد شود آنگاه لنگر ایجاد شده در مقطع باعث افزایش تنش فشاری در یک سمت می شود و این امر منجر به کاهش ظرفیت ستون می شود. بنابراین برای خروج از مرکزیت های مختلف ، حالات نشان داده شده بر روی نمودار اندرکنش برای یک عضو فشاری اتفاق خواهد افتاد.

بدیهی است که اگر بار محوری در فاصله خیلی زیاد وارد شود، در حقیقت اثر لنگر ایجاد شده حاکم می باشد و مقطع همانند تیر (عضو تحت خمش خالص) عمل خواهد کرد.

X : تار خنثی در راستای حول محور خمش

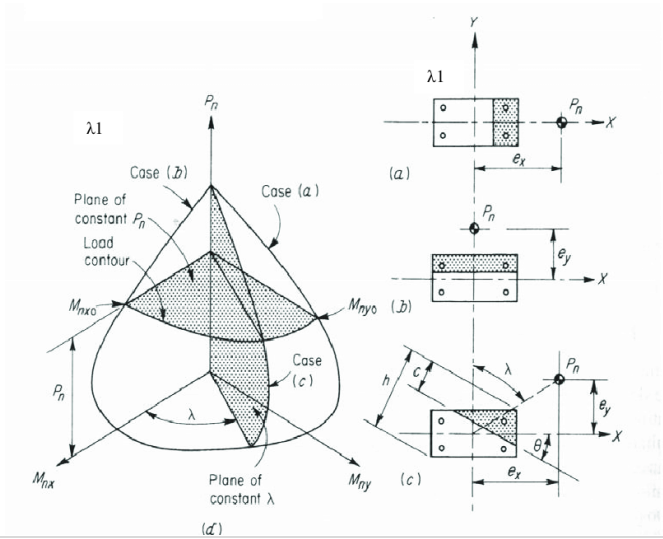
X_b: تار خنثی در وضعیت متوازن در راستای حول محور خمش (همانند تیر ها)

e: مقدار فاصله خروج از مرکزیت بار محوری از مرکز پلاستیک مقطع $\qquad e = \frac{M_n}{P_n}$

e_b : مقدار فاصله خروج از مرکزیت بار محوری از مرکز پلاستیک (در وضعیت متوازن) $\qquad e_b = \frac{M_{n_b}}{P_{n_b}}$

با محاسبه و بدست آوردن حداکثر ظرفیت خمشی مقطع عضو (M_r) و حداکثر ظرفیت محوری مقطع عضو (N_r) برای حالات مختلف خروج از مرکزیت (e) ، می توان نمودار ظرفیت یک عضو تحت خمش و نیروی محوری (نمودار اندرکنش) را بدست آورد.

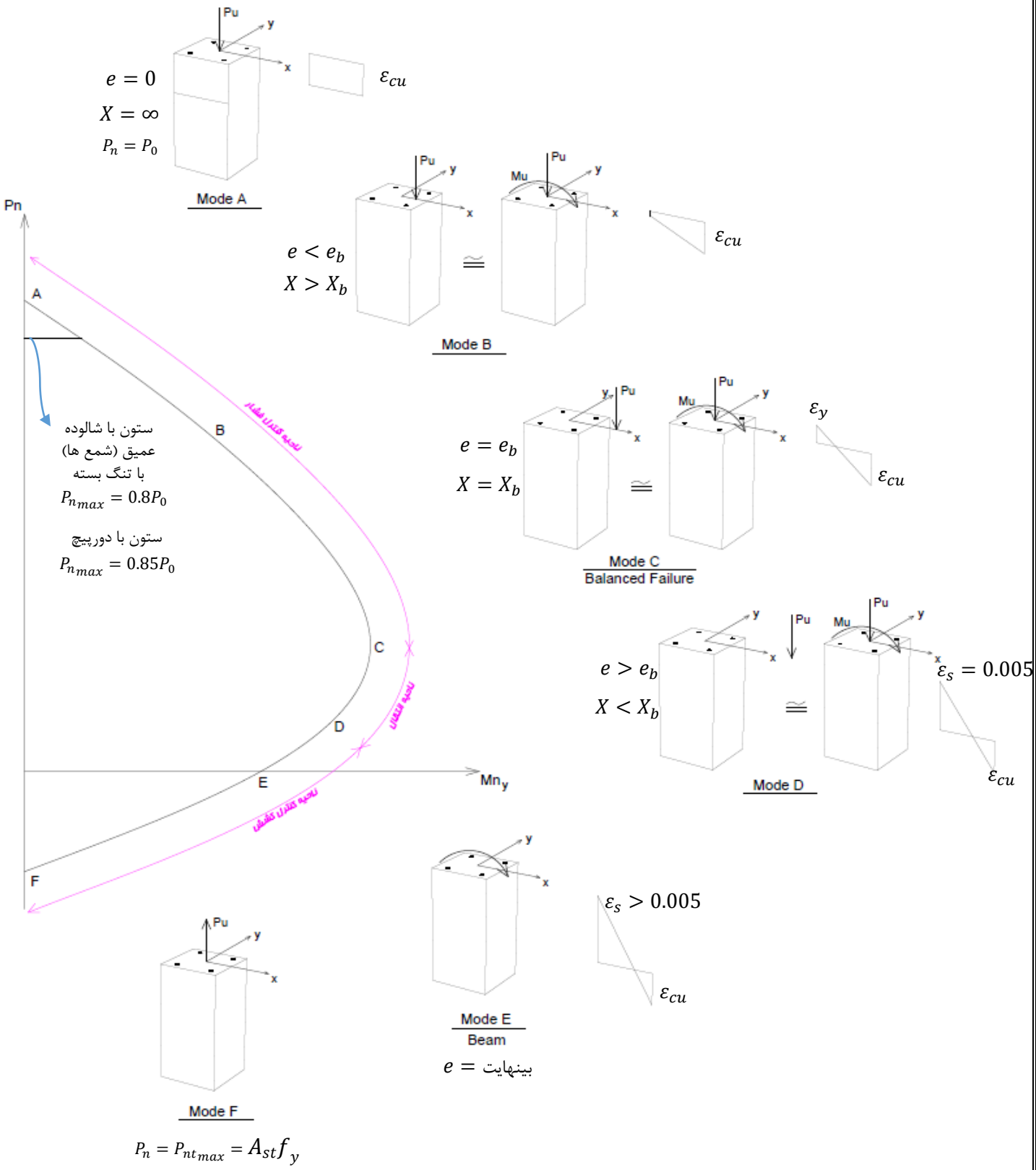
درصورتی که نمودار اندرکنش یک مقطع مورد دسترس باشد، آنگاه برای یک بارگذاری مشخص (لنگر و نیروی محوری) روی ستون می توان وضعیت آن را به صورت زیر مشخص کرد:



الف) وضعیت بارگذاری داخل نمودار باشد ، مقطع ایمن است.

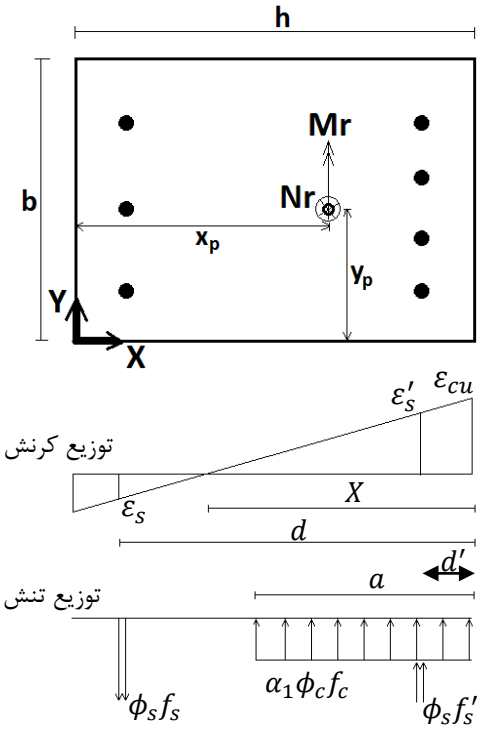
ب)وضعیت بارگذاری روی نمودار باشد، مقطع آغاز شکست است.

ج) وضعیت بارگذاری خارج نمودار باشد، مقطع زودتر شکست خورده است.


Pu
y
x
$e = 0$
$X = \infty$
$P_n = P_0$
ε_{cu}
Mode A
Mu
$e < e_b$
$X > X_b$
Mode B
$e = e_b$
$X = X_b$
ε_y
Mode C
Balanced Failure
$e > e_b$
$X < X_b$
$\varepsilon_s = 0.005$
Mode D
Pn
A
B
C
D
E
F
Mn_y
ستون با شالوده عمیق (شمع ها) با تنگ بسته
$P_{n_{max}} = 0.8P_0$
ستون با دورپیچ
$P_{n_{max}} = 0.85P_0$
ناحیه کنترل فشار
ناحیه کنترل کشش
$\varepsilon_s > 0.005$
Mode E
Beam
$e =$ بینهایت
Mode F
$P_n = P_{nt_{max}} = A_{st} f_y$

محاسبه و یافتن نقاط نمودار اندرکنش:

با فرض خمش یک طرفه (خروج از مرکزیت بار در جهت x):



با برقراری تعادل نیروها، بار محوری مقاوم اسمی به صورت زیر بدست می آید:

$$P_n = \alpha_0 f_c ab + A'_s f'_s - A_s f_s$$

در رابطه بالا مقادیر f'_s و f_s به تر تیب تنش فولاد های فشاری و کششی می باشد که همانند مقطع تیر با فولاد فشاری به علت توزیع خطی کرنش، به صورت زیر بدست می آید:

$$f_s = E_s \varepsilon_{cu}\left(\frac{d}{x} - 1\right) = E_s \varepsilon_{cu}\left(\frac{\beta_1 d}{a} - 1\right) \qquad f_s = E_s \varepsilon_s$$

$$f'_s = E_s \varepsilon_{cu}\left(1 - \frac{d'}{x}\right) = E_s \varepsilon_{cu}\left(1 - \frac{\beta_1 d'}{a}\right) \qquad f'_s = E_s \varepsilon'_s$$

در هر صورت مقادیر f'_s و f_s نمی تواند به ترتیب از تنش تسلیم فولاد فشاری f'_y و تنش تسلیم فولاد کششی f_y بیشتر شود.

حال با برقراری تعادل لنگر حول نقطه مرکز پلاستیک، لنگر خمشی مقاوم اسمی به صورت زیر بدست می آید:

$$M_n = \alpha_0 f_c ab\left(h - X_p - 0.5a\right) + A'_s f'_s\left(h - X_p - d'\right) + A_s f_s\left(X_p - h + d\right)$$

مقدار خروج از مرکزیت بار محوری را می توان به صورت زیر حساب کرد:

$$e = \frac{M_n}{P_n}$$

محاسبه P_{n_b} و M_{n_b} (یافتن نقطه C) :

در صورتی که بخواهیم نیروی محوری مقاوم وضعیت متوازن (P_{n_b}) و لنگر خمشی مقاوم وضعیت متوازن (M_{n_b}) را بدست آوریم، کافی است :

$$x_b = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y} d \qquad a = a_b = \beta_1 x_b \qquad \text{و} \qquad f_s = f_y$$

برای محاسبه f'_s نیز با دانستن $X = X_b$ می توان از تناسب خطی کرنش در وضعیت متوازن استفاده کرد (رابطه ی بالای صفحه)

حال با قرار دادن مقادیر فوق در رابطه های P_n و M_n می توان ، P_n و n_r در وضعیت بالانس (P_{n_b} و M_{n_b}) بدست می آید. سپس مختصات این نقطه در نمودار اندرکنش ستون مشخص می شود. در این حالت مقدار خروج از مرکزیت بالانس نیز بدست می آید:

$$e_b = \frac{M_{n_b}}{P_{n_b}}$$

$$P_{n_b} = \alpha_0 f_c a_b b + A'_s f'_s - A_s f_y$$

$$f'_s = E_s \varepsilon_{cu}\left(1 - \frac{d'}{x_b}\right) = E_s \varepsilon_{cu}\left(1 - \frac{\beta_1 d'}{a_b}\right)$$

$$M_{n_b} = \alpha_0 f_c a_b b\left(h - X_p - 0.5a_b\right) + A'_s f'_s\left(h - X_p - d'\right) + A_s f_y\left(X_p - h + d\right)$$

رسم نمودار اندر کنش ستون و یافتن نقاط دیگر:

باید با فرض خروج از مرکزیت های مختلف یعنی از e=0 تا بینهایت=e ، تمام نقاط نمودار را به صورت زیر بدست آورد:

در حالت کلی که وضعیت نوع شکست مشخص نباشد، باید مقادیر f'_s و f_s بر حسب a حساب شوند و سپس با برقراری تعادل لنگر در نقطه خروج از مرکزیت، مقدار a بدست می آید و سپس با مشخص شدن a ، مقادیر f'_s و f_s نیز مشخص می شوند. حال با استفاده از رابطه های داده شده برای P_n و M_n ، می توان P_n و M_n برای این خروج از مرکزیت حساب کرد.

نکته: برای رسم تقریبی نمودار اندرکنش (خط چین نشان داده شده در شکل) می توان ۳ نقطه اصلی ، A ، C و E را به دست آورد.

۹-۸-۴-مقاومت برشی یکطرفه

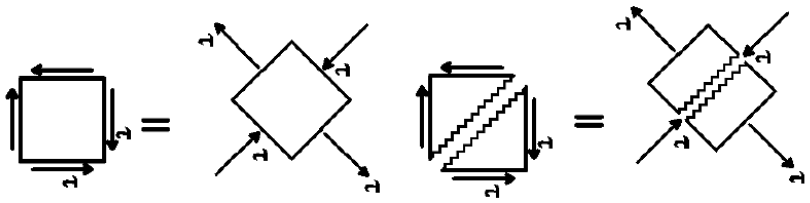
اگر دو عضو خمشی روی هم قرار گیرند (بدون چسب) آنگاه تغییر شکل بعد از بار به صورت شکل پایین سمت راست می باشد.

حال اگر قبل از بار گذاری روی اعضا، آنها را به هم بچسبانیم (یا با بست مانع لغزش شویم) :

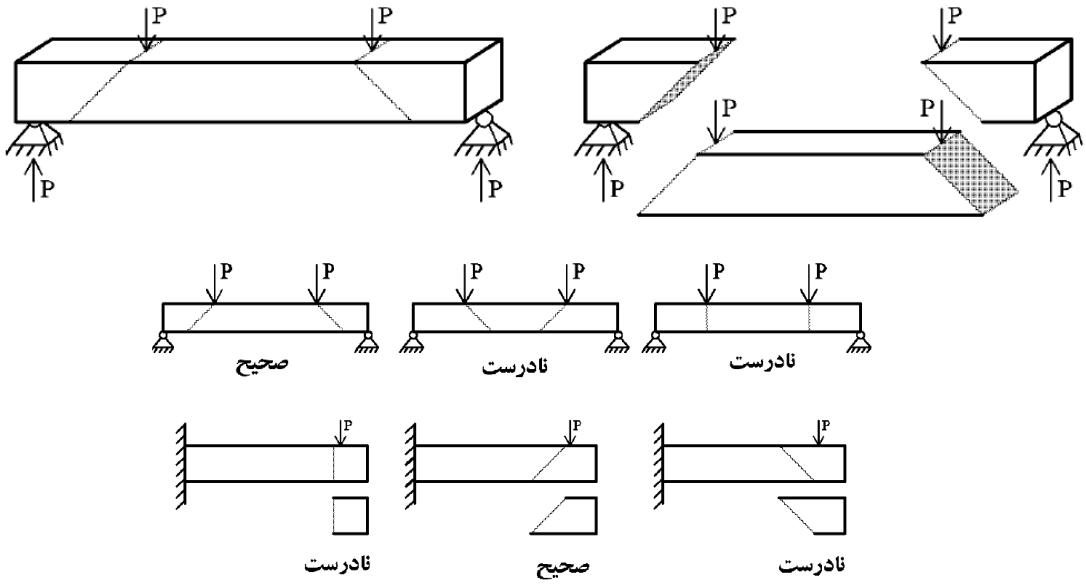
بنابراین برای یک عضو پیوسته:

در حقیقت می توان یک المان انتهای عضو در نضر گرفت که تحت برش خالص می باشد:

زمانی که یک المان تحت برش خالص قرار دارد، این المان در حقیقت تحت ترکیب کشش و فشار قرار دارد.
بتن تحت کشش ضعیف است و ترک می خورد:

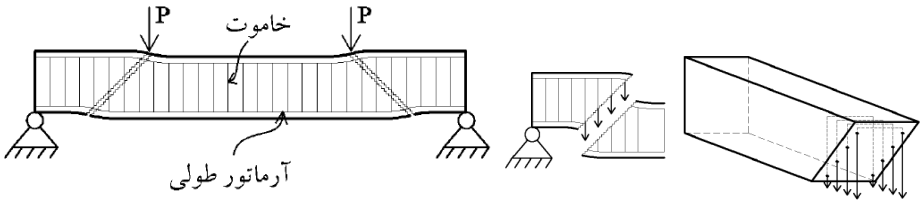


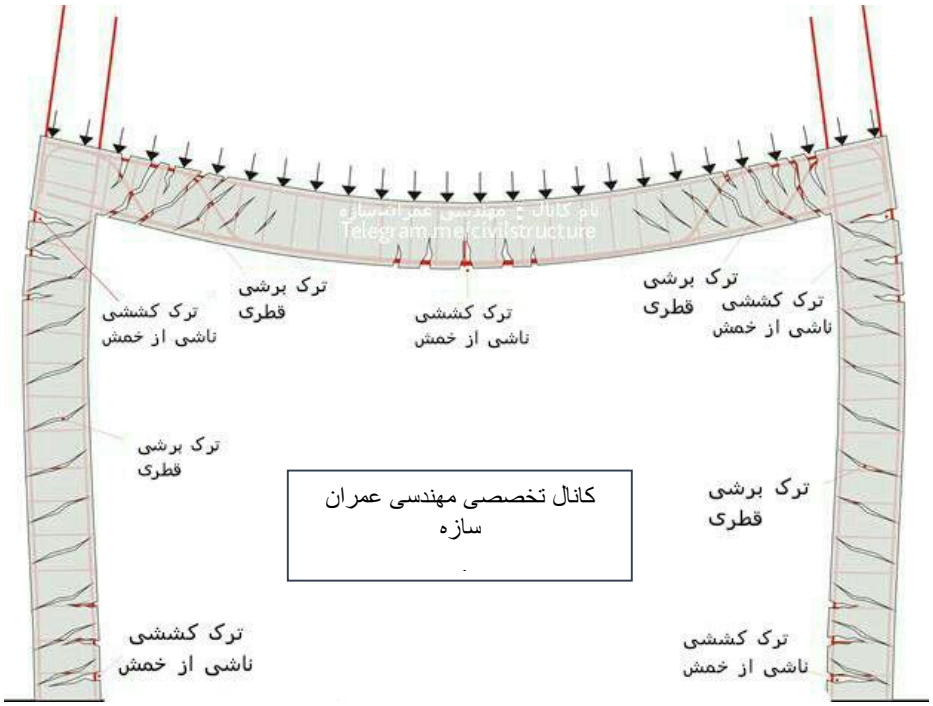
ترکهای برشی با راستای نیروی وارده زاویه ۴۵ درجه می سازند. در حقیقت بتن تحت "برش" به صورت کششی "ترک" می خورد.
نحوه تشخیص ترک: تیر به صورتی ترک می خورد که بتواند در راستای اعمال نیرو حرکت کند:



یک نمونه های از شکست برشی در ستون:

بنابراین می توان برای جلوگیری از گسترش ترک برشی از خاموت (آرماتور های عرضی) و برای جلوگیری از ترک خمشی از آرماتور طولی استفاده کرد:





۹-۸-۴-۱-۱ مقاومت برشی یک طرفه‌ی مقاطع بر مبنای تامین رابطه‌ی (۹-۸-۱-ب) کنترل می‌گردد.

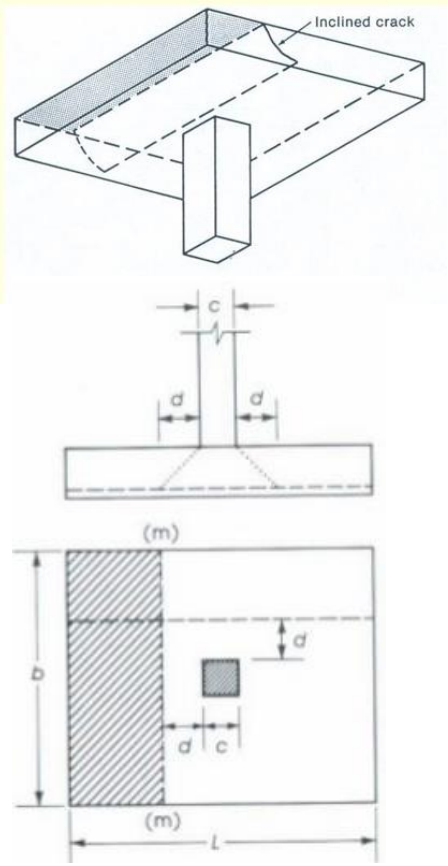
$$\phi V_n \geq V_u$$

۹-۸-۴-۱-۲ مقاومت برشی یک طرفه‌ی اسمی مقطع، V_n، به صورت زیر تعیین می‌شود.

$$V_n = V_c + V_s \qquad (۹-۸-۸)$$

در این رابطه V_c و V_s به ترتیب مقاومت‌های تامین شده توسط بتن و فولادهای برشی در مقطع هستند که بر اساس بخش‌های ۹-۸-۴-۴ و ۹-۸-۴-۵ تعیین می‌شوند.

عملکرد برش یک طرفه



۹-۸-۴-۱-۳ ابعاد مقطع باید طوری انتخاب شوند که رابطه‌ی زیر برآورده شود.

$$V_u \le \phi\left(V_c + 0.66\sqrt{f_c'}\, b_w d\right) \qquad (۹-۸-۹)$$

حداکثر مقدار مقاومت برشی مقطع

که در آن b_w و d به ترتیب عرض جان و عمق موثر مقطع هستند.

۹-۸-۴-۱-۷-در صورت تامین یمی از شرایط زیر، از تاثیر متقابل نیروی برشی که در راستای دو محور x و y اثر میکند، می توان صرف نظر کرد.

$$\frac{V_{u,x}}{\phi V_{n,x}} \le 0.5 \qquad (۹-۸-۱۰-الف)$$

$$\frac{V_{u,y}}{\phi V_{n,y}} \le 0.5 \qquad (۹-۸-۱۰-ب)$$

۹-۸-۴-۱-۸ اگر هیچ کدام از رابطه‌های (۹-۸-۱۰) برآورده نشود، لازم است رابطه‌ی زیر تامین گردد.

$$\frac{V_{u,x}}{\phi V_{n,x}} + \frac{V_{u,y}}{\phi V_{n,y}} \le 1.5 \qquad (۹-۸-۱۱)$$

۹-۸-۴-۲ فرضیات و محدودیت‌ها

۹-۸-۴-۲-۱ برای محاسبه‌ی V_c و V_s در مقاطع دایروی، عمق موثر مقطع، d، را می‌توان برابر با ۰/۸ قطر؛ و عرض جان، b_w، را معادل با قطر مقطع در مقاطع دایروی توپر، و معادل با دو برابر ضخامت دیواره در مقاطع دایروی توخالی در نظر گرفت.

۹-۸-۴-۲-۲ برای برش یک طرفه، مقدار $\sqrt{f_c'}$ به کار برده شده در محاسبه‌ی V_c، نباید از ۸/۳ مگاپاسکال بیش‌تر باشد؛ مگر در تیرها و تیرچه‌های بتنی که در آن‌ها از حداقل فولاد برشی جان، مطابق ضوابط بند ۹-۱۱-۵-۲ استفاده شده باشد.

۹-۸-۴-۲-۳ مقاومت تسلیم f_y و f_{yt} که در محاسبه‌ی V_s به کار گرفته میشوند، باید بر اساس حدود تعیین شده در بند ۹-۸-۴-۵ باشند. در صورتی که از شبکه‌ی سیمی جوش شده استفاده شده باشد، این مقاومت‌ها، نباید از ۵۵۰ مگاپاسکال بیشتر باشند.

محاسبه مقاومت برشی تامین شده توسط بتن V_c

برای اعضای بتنی که در آنها از حداقل فولاد عرضی استفاده شده باشد. $A_v \geq A_{v,min}$

درصورت عدم وجود بار محوری کلا این پارت از رابطه حذف می شود.

رابطه ساده تر

$$V_c = min\left[\left(0.17\lambda\sqrt{f'_c} + \min(\frac{N_u}{6A_g}, 0.05f'_c)\right), 0.42\lambda\sqrt{f'_c}\right] b_w d$$

درصورت عدم وجود بار محوری کلا این پارت از رابطه حذف می شود.

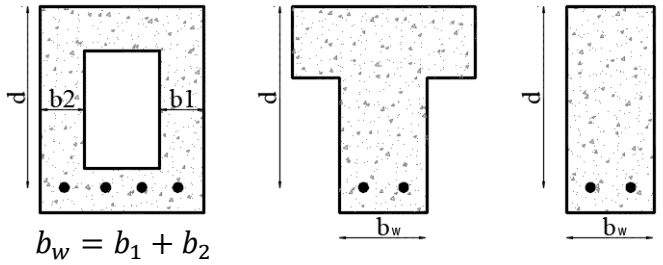
رابطه دقیق تر

$$V_c = min\left[\left(0.66\lambda\rho_w{}^{\frac{1}{3}}\sqrt{f'_c} + \min(\frac{N_u}{6A_g}, 0.05f'_c)\right), 0.42\lambda\sqrt{f'_c}\right] b_w d$$

برای اعضای بتنی که در انها از حداقل فولاد عرضی استفاده نشده باشد. $A_v < A_{v,min}$

درصورت عدم وجود بار محوری کلا این پارت از رابطه حذف می شود.

$$\rightarrow \quad V_c = min\left[\left(0.66\lambda_s\lambda\rho_w{}^{\frac{1}{3}}\sqrt{f'_c} + \min(\frac{N_u}{6A_g}, 0.05f'_c)\right), 0.42\lambda\sqrt{f'_c}\right] b_w d$$



$b_w = b_1 + b_2$

قابل ذکر است که مقدار N_u در فشار مثبت و در کشش منفی می باشد و همچنین مقدار V_c نباید از صفر کوچکتر درنظر گرفته شود.

نکته: مقدار $\sqrt{f'_c}$ در محاسبه V_c نباید از 8.3Mpa بیشتر باشد ($f'_c \leq 68.89Mpa$) ، مگر در تیرها و تیرچه های بتنی که در آنها از حداقل فولاد برشی جان ($A_v \geq A_{v,min}$) استفاده شده باشد.

ضریب اصلاح تاثیر اندازه λ_s به صورت زیر محاسبه می شود.

$$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1+\frac{d}{250}}} \leq 1.0$$

d	λ_s	d	λ_s	d	λ_s	d	λ_s	d	λ_s	d	λ_s	d	λ_s	d	λ_s	d	λ_s	d	λ_s	d	λ_s	d	λ_s
250	1.000	300	0.953	350	0.913	400	0.877	450	0.845	500	0.816	550	0.791	600	0.767	650	0.745	700	0.725	750	0.707	800	0.690
255	0.995	305	0.949	355	0.909	405	0.874	455	0.842	505	0.814	555	0.788	605	0.765	655	0.743	705	0.724	755	0.705	805	0.688
260	0.990	310	0.945	360	0.905	410	0.870	460	0.839	510	0.811	560	0.786	610	0.762	660	0.741	710	0.722	760	0.704	810	0.687
265	0.985	315	0.941	365	0.902	415	0.867	465	0.836	515	0.808	565	0.783	615	0.760	665	0.739	715	0.720	765	0.702	815	0.685
270	0.981	320	0.937	370	0.898	420	0.864	470	0.833	520	0.806	570	0.781	620	0.758	670	0.737	720	0.718	770	0.700	820	0.684
275	0.976	325	0.933	375	0.894	425	0.861	475	0.830	525	0.803	575	0.778	625	0.756	675	0.735	725	0.716	775	0.698	825	0.682
280	0.971	330	0.928	380	0.891	430	0.857	480	0.828	530	0.801	580	0.776	630	0.754	680	0.733	730	0.714	780	0.697	830	0.680
285	0.967	335	0.925	385	0.887	435	0.854	485	0.825	535	0.798	585	0.774	635	0.752	685	0.731	735	0.712	785	0.695	835	0.679
290	0.962	340	0.921	390	0.884	440	0.851	490	0.822	540	0.796	590	0.772	640	0.750	690	0.729	740	0.711	790	0.693	840	0.677
295	0.958	345	0.917	395	0.880	445	0.848	495	0.819	545	0.793	595	0.769	645	0.747	695	0.727	745	0.709	795	0.692	845	0.676

محاسبه مقاومت برشی یکطرفه تامین شده توسط آرماتورهای برشی V_s

۹-۸-۴-۵-۱ در هر مقطعی که $V_u > \phi V_c$ باشد، لازم است فولاد برشی به مقداری فراهم شود که رابطه‌ی زیر برآورده شود.

$$V_s \geq \frac{V_u}{\phi} - V \qquad (۹-۸-۱۵)$$

۹-۸-۴-۵-۲ در صورتی که برای تقویت یک قسمت از عضو از بیش از یک نوع فولاد برشی استفاده شده باشد، V_s برابر با مجموع مقادیر V_s محاسبه شده برای هر یک از انواع فولاد برشی استفاده شده در آن قسمت از عضو، در نظر گرفته می‌شود.

$$V_s = V_{s1} + V_{s2} + \cdots$$

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

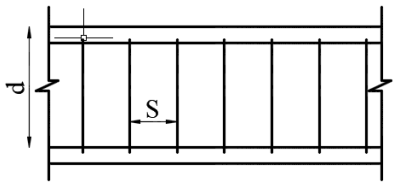
استفاده از آرماتور برشی عرضی در یکی از حالت‌های زیر با تامین شرایط لازم، مجاز می‌باشد:

الف) خاموت‌ها، تنگ‌ها یا دورگیرهای متعامد بر محور طولی عضو؛

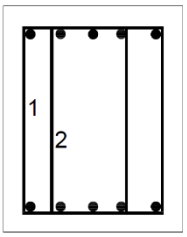
ب) شبکه‌ی سیمی جوش شده با سیم‌های متعامد بر محور طولی عضو؛

پ) دورپیچ‌ها.

در این حالت V_s از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود:

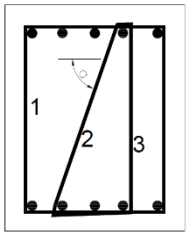


$$V_s = \left(\frac{A_v}{s}\right) f_{yt} d$$



$$\left(\frac{A_v}{s}\right) = \left(\frac{A_v}{s}\right)_1 + \left(\frac{A_v}{s}\right)_2 \sin\alpha + \left(\frac{A_v}{s}\right)_3 + \cdots$$

نکته: در صورت وجود خاموت غیر قائم ، مقدار $\frac{A_v}{s}$ به صورت زیر حساب می شود:

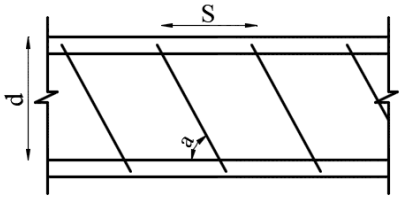


$$\left(\frac{A_v}{s}\right) = \left(\frac{A_v}{s}\right)_1 + \left(\frac{A_v}{s}\right)_2 + \left(\frac{A_v}{s}\right)_3 + \cdots$$

۹-۸-۴-۵-۵ برای هر خاموت مستطیلی شکل، تنگ، حلقه یا قلاب عرضی، A_v سطح مقطع ساق‌های تمام میلگردها یا سیم‌های موجود در فاصله‌ی S است. هم‌چنین برای هر تنگ دایروی یا دورپیچ، A_v دو برابر سطح مقطع میلگردها یا سیم ها در فاصله‌ی S می‌باشد.

۹-۸-۴-۵-۴ مقاومت برشی یک طرفه ناشی از فولاد عرضی مورب نسبت به محور طولی عضو

استفاده از خاموت‌های مورب با زاویه‌ی حداقل ۴۵ درجه نسبت به محور طولی عضو که صفحه‌ی ترک برشی محتمل را قطع می‌کنند نیز به عنوان آرماتور برشی مجاز می‌باشد. در این حالت V_s از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود:



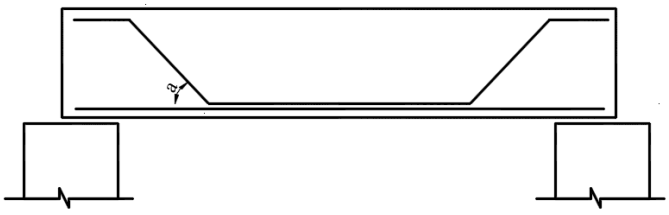
$$V_s = \left(\frac{A_v}{s}\right) f_{yt} d(\sin\alpha + \cos\alpha)$$

۹-۸-۴-۵-۵ برای هر خاموت مستطیلی شکل، تنگ، حلقه یا قلاب عرضی، A_v سطح مقطع ساق‌های تمام میلگردها یا سیم‌های موجود در فاصله‌ی S است. هم‌چنین برای هر تنگ دایروی یا دورپیچ، A_v دو برابر سطح مقطع میلگردها یا سیم ها در فاصله‌ی S می‌باشد.

۹-۸-۴-۵-۶ مقاومت برشی یک طرفه ناشی از فولادهای طولی خم شده

با خم کردن میلگردهای طولی می‌توان سه چهارم میانی طول خم شده‌ی آن‌ها را به عنوان آرماتور برشی در نظر گرفت؛ به شرط آن که زاویه‌ی α بین قسمت خم شده‌ی میلگردهای طولی و محور طولی عضو، کمتر از ۳۰ درجه نباشد. در این حالت V_s برای آرماتور طولی خم شده از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود:

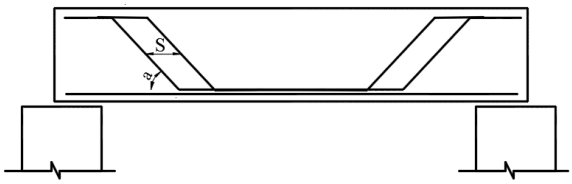
الف– در صورتی که آرماتور طولی خم شده از یک یا چند میلگرد و یا گروه میلگردهای موازی و با فاصله‌ی شروع خم یکسان از تکیه‌گاه تشکیل شده باشد، V_s برابر با کم‌ترین دو مقدار زیر است:



$$V_s = \min(A_v f_y \sin\alpha \quad , \; 0.25\sqrt{f'_c} b_w d)$$

در این رابطه‌ها، A_v سطح مقطع کل میلگردهای خم شده و α زاویه‌ی قسمت خم میلگردها با محور طولی عضو است.

ب- در صورتی که آرماتورهای طولی خم شده از میلگردهای طولی منفرد و یا گروهی موازی با شروع خم‌های متفاوت از تکیه گاه تشکیل شوند، V_s از رابطه‌ی زیر محاسبه می شود.



$$V_s = \left(\frac{A_v}{s}\right) f_{yt} d(\sin\alpha + \cos\alpha)$$

۹-۸-۵-مقاومت برشی دوطرفه

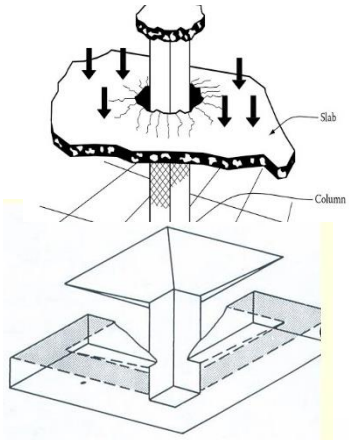
۹-۸-۵-۲-۱ مقطع بحرانی برای برش دو طرفه، سطح جانبی منشوری است که وجوه آن موازی با نیروی برشی بوده و محل آن‌ها باید طوری در نظر گرفته شود که محیط قاعده‌ی آن، b_0، حداقل باشد؛ ولی لازم نیست فاصله‌ی وجوه منشور از هر یک از موارد زیر کم‌تر از $0.5d$ در نظر گرفته شود.

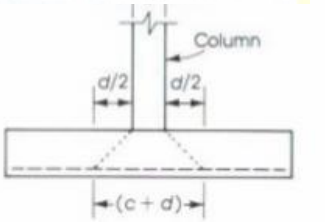
الف- لبه‌ها و یا گوشه‌های ستون‌ها، بارهای متمرکز یا نواحی تکیه گاهی؛

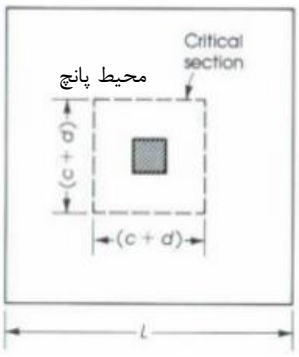
ب- محل تغییر در ضخامت دال یا پی نظیر لبه‌های سر ستون، کتیبه یا کلاهک‌های برشی.

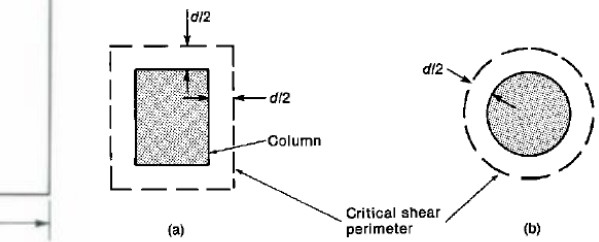
عمق منشور در مقطع بحرانی برابر d است که برابر با متوسط عمق موثر دو جهت متعامد در نظر گرفته می‌شود.

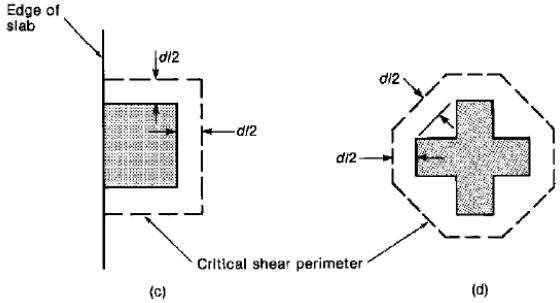
۹-۸-۵-۲-۲ برای ستون‌ها، نیروهای متمرکز و سطوح تکیه گاهی با مقطع مربعی یا مستطیلی شکل، مقطع بحرانی را می‌توان با اضلاع مستقیم در نظر گرفت. هم‌چنین مقطع بحرانی برای ستون‌های با مقطع دایروی و یا چند ضلعی منظم را می‌توان نظیر یک ستون مربعی معادل با سطح مقطع برابر با سطح مقطع ستون اصلی در نظر گرفت.

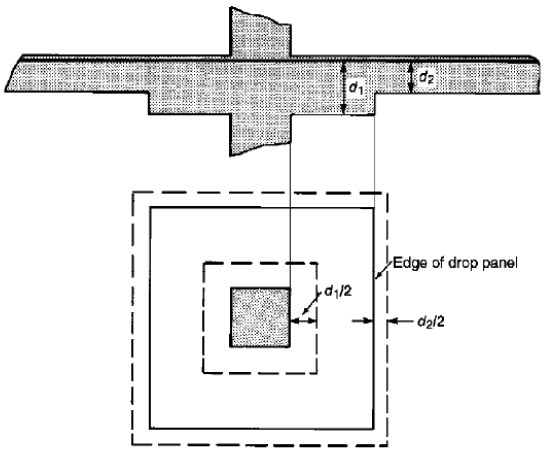




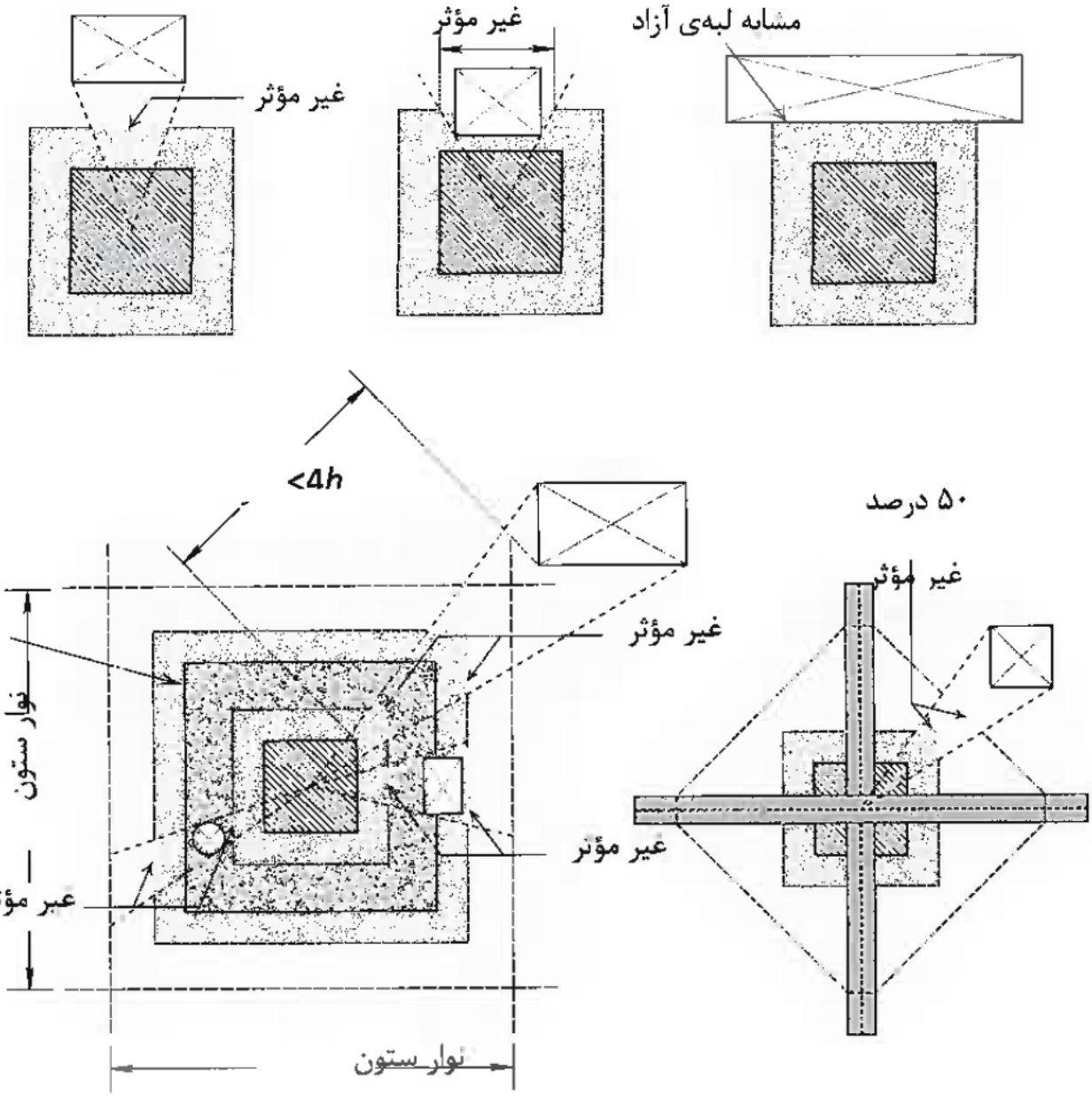




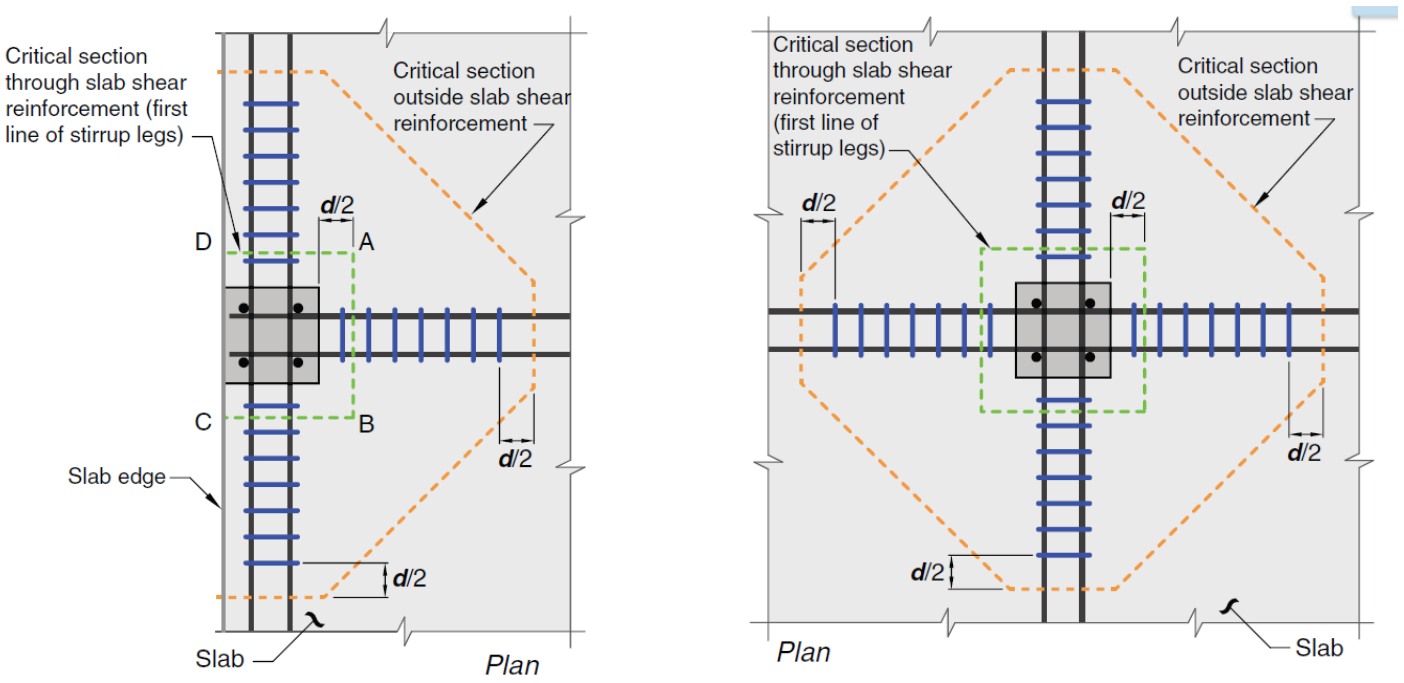




نکته: (بند ۹-۸-۵-۲-۴) اگر یک بازشو در فاصله ای کمتر از 4h از محیط ستون، بار متمرکز یا سطح تکیه گاهی قرار گیرد، بخشی از b_0 که با خطوط مستقیم ترسیم شده از مرکز ستون، بار متمرکز و یا سطح تکیه گاهی و مماس به محدوده ی بازشو محصور میگردد، درنظرگرفته نمی شود.



۹-۸-۵-۲-۳ مقطع بحرانی برای اعضای با رفتار دو طرفه که با خاموت‌های تک یا چند شاخه و یا میلگردهای برشی سَر دار تقویت شده باشند، یک چند وجهی با پیرامون حداقل و با محیط قاعده‌ی b_0 می‌باشد، که در فاصله‌ی $0.5d$ از بیرونی‌ترین مرز محیط تقویت شده‌ی برشی، قرار می‌گیرد.



۹-۸-۵-۱-۳ برش دو طرفه توسط مقطعی با عمق d و یک محیط منگنه‌ای بحرانی b_0 که در بخش ۹-۸-۵-۲ تعریف شده است، مقاومت می‌گردد. اگر بر مقطع لنگر نامتعادل اثر نکند و بتوان توزیع تنش برشی در پیرامون مقطع بحرانی را یک نواخت در نظر گرفت، نیروی برشی دو طرفه‌ی متناظر با بتن، V_c، و یا متناظر با فولاد، V_s، به ترتیب با ضرب v_c و v_s در سطح بحرانی برش دو طرفه، $b_0 d$، تعیین میشوند.

$$V_u \le \phi V_n = \phi v_n b_0 d = \phi (v_c + v_s) b_0 d$$

۹-۸-۵-۱-۴ مقدار $\sqrt{f'_c}$ به کار برده شده در محاسبه‌ی v_c برای برش دو طرفه نباید از ۸/۳ مگاپاسکال بیشتر باشد. هم‌چنین مقاومت تسلیم f_y که در محاسبه‌ی v_s به کار گرفته می‌شود، نباید از مقادیر داده شده در بند ۹-۸-۴-۵ بیش‌تر باشد.

محاسبه مقاومت برشی دو طرفه تامین شده توسط بتن

آرماتور برشی استفاده نشده باشد

$$v_c = min\left[0.33\ ,\quad 0.17\left(1+\frac{2}{\beta}\right),\quad 0.083\left(2+\frac{\alpha_s d}{b_0}\right)\right]\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$$

خاموت برشی استفاده شده باشد

$$v_c = \ 0.17\ \lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$$

گل میخ برشی سردار استفاده شده باشد

برای مقاطع بحرانی در اطراف ستون، بار متمرکز و یا محل تغییر ضخامت دال

$$v_c = min\left[0.25\ ,\quad 0.17\left(1+\frac{2}{\beta}\right),\quad 0.083\left(2+\frac{\alpha_s d}{b_0}\right)\right]\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$$

برای مقاطع بحرانی در مرز بیرونی محیط تقویت شده با فولاد گذاری برشی (بند ۹-۸-۵-۲-۳)

$$v_c = \ 0.17\ \lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$$

در رابطه‌های فوق، β نسبت وجه بزرگ به وجه کوچک مقطع ستون است. هم‌چنین مقدار α_s برای ستون‌های میانی، کناری و گوشه به ترتیب برابر با ۴۰، ۳۰ و ۲۰ منظور می‌شود. به علاوه λ_s ضریب اصلاح تاثیر اندازه بوده و بر اساس رابطه‌ی (۹-۸-۱۴) تعیین می‌شود.

۹-۸-۵-۳-۳ در صورت تامین یکی از شرایط زیر، استفاده از $\lambda_s = 1.0$ در رابطه‌های فوق مجاز می‌باشد.

الف) طراحی و جزئیات خاموت‌ها بر اساس بند ۹-۱۰-۷-۳-۷ بوده و $A_v / s \geq 0.17\sqrt{f'_c}\, b_0 / f_{yt}$ باشد.

ب) گل‌میخ برشی صاف سَر دار با طول ساق حداکثر ۲۵۰ میلی متر با طراحی و جزئیات منطبق بر بند ۹-۱۰-۷-۳-۸ بوده و $A_v / s \geq 0.17\sqrt{f'_c}\, b_0 / f_{yt}$ باشد.

۹-۱۵-۲-۵-۲ در طراحی شالوده‌های سطحی می‌توان از ضریب تاثیر عمق برای مقاومت برشی یک طرفه و مقاومت برشی دو طرفه صرف نظر نمود.

۹-۸-۵-۳-۴ برای اعضای دو طرفه با فولاد گذاری برشی، لازم است عمق موثر مقطع طوری انتخاب شود که v_u محاسبه شده در مقاطع بحرانی از مقادیر زیر بیش‌تر نشود:

- در صورت استفاده از خاموت:

$$v_u \le 0.5\phi\sqrt{f'_c}$$ **(۹-۸-۲۳-الف)**

- در صورت استفاده از گل میخ برشی سَر دار

$$v_u \le 0.66\phi\sqrt{f'_c}$$ **(۹-۸-۲۳-ب)**

محاسبه مقاومت برشی دو طرفه تامین شده توسط خاموت برشی

۹-۸-۵-۴-۱ از خاموت‌های با یک یا چند شاخه ساخته شده از میلگرد یا سیم، در صورت برآورده شدن هر دو شرط زیر می‌توان به عنوان تقویت برشی دال دو طرفه و پی استفاده کرد:

الف- عمق موثر d حداقل برابر ۱۵۰ میلی متر باشد.

ب- عمق موثر d حداقل ۱۶ برابر قطر خاموت باشد.

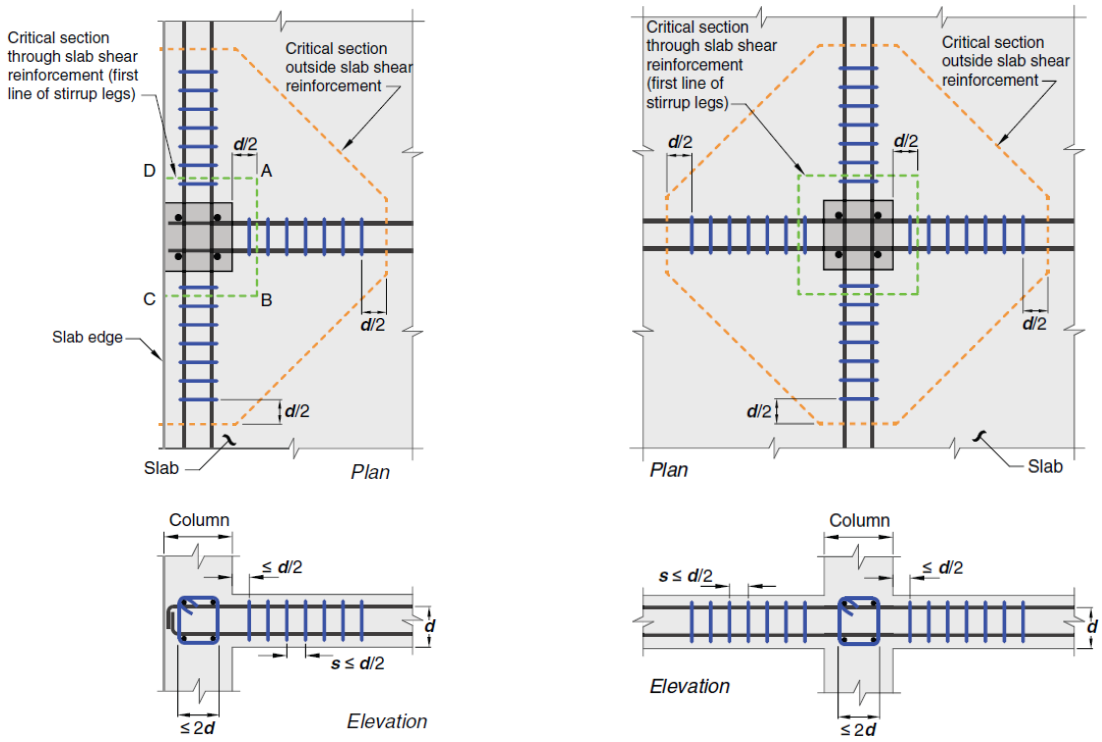
در این حالت v_s با استفاده از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود:

$$v_s = \frac{A_v f_{yt}}{b_o s}$$ **(۹-۸-۲۴)**

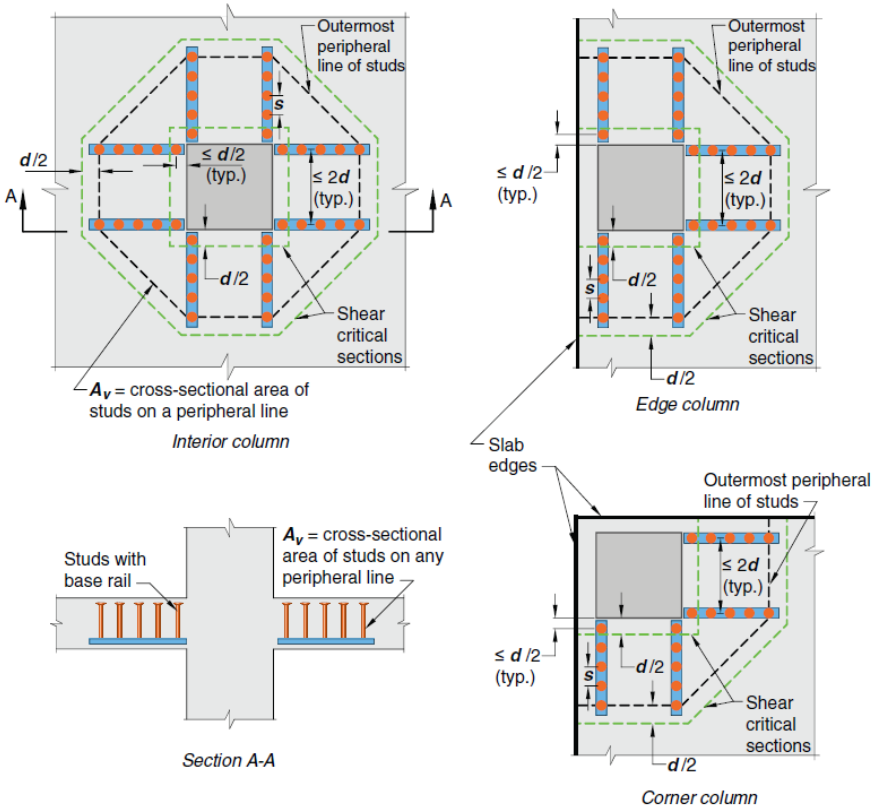
۹-۸-۵-۴-۲ از گل میخهای برشی سر دار میتوان به عنوان تقویت برشی در دالها و پی‌ها استفاده کرد؛ به شرط آن که هندسه و روش جایگذاری آنها مطابق با موارد مرتبطی باشند که در فصل ۹-۱۰ آورده شده‌اند. در این حالت v_s از رابطه‌ی (۹-۸-۲۴) محاسبه میشود؛ که A_v مجموع سطح مقطع ساقهای تمام میلگردهای سر دار واقع بر یک خط محیطی است که از نظر هندسی مشابه محیط مقطع ستون میباشد؛ و s فاصله‌ی بین خطوط محیطی میلگردهای برشی سر دار در جهت عمود بر وجه ستون است.

۹-۸-۵-۴-۳ در صورت استفاده از گل‌میخهای برشی سر دار، نسبت A_v / s باید رابطه‌ی زیر را برآورده نماید:

$$\frac{A_v}{s} \ge 0.17\sqrt{f'_c}\frac{b_o}{f_{yt}}$$ **(۹-۸-۲۵)**



به عنوان مثال در شکل های فوق برای شکل ستون میانی مقدار A_v برابر با ۸ عدد ساق میگرد خاموت و برای شکل ستون کناری میانی مقدار A_v برابر با ۶ عدد ساق میگرد خاموت درنظرگرفته خواهد شد. درحالتی که از گلمیخ های سردار استفاده شود به صورت شکل زیر عمل می کنیم.



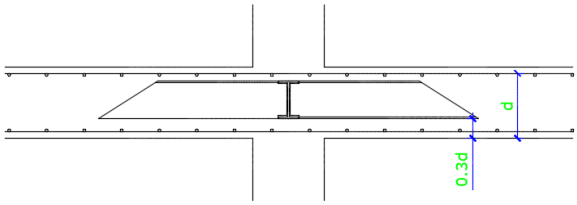
مقاومت برشی تامین شده توسط کلاهک برشی و ضوابط طراحی آن

۹-۸-۵-۵-۱ هر کلاهک برشی (سَر برشی) باید از مقاطع فولادی که با جوش نفوذی کامل به بازوی عمود بر آن متصل می‌شود، ساخته شود. بازوهای برشی نباید در داخل مقطع ستون قطع شوند.

۹-۸-۵-۵-۲ عمق مقطع فولادی کلاهک برشی نباید بیش از ۷۰ برابر ضخامت جان آن باشد.

۹-۸-۵-۵-۳ انتهای هر بازو را می‌توان با زاویه‌ی حداقل ۳۰ درجه نسبت به افق قطع کرد؛ به شرط آن که ظرفیت خمشی پلاستیک، M_p، در مقطع فولادی مقطع متغیر باقی مانده، برای تحمل برش رسیده به آن بازو کافی باشد.

۹-۸-۵-۵-۴ بال‌های فشاری مقاطع فولادی باید در محدوده‌ی $0.3d$ از ناحیه‌ی فشاری مقطع دال قرار گیرند.



۹-۸-۵-۵-۵ نسبت α_v که به صورت نسبت سختی خمشی هر بازوی کلاهک برشی به سختی مقطع دال مرکب ترک خورده‌ی اطراف آن با عرض (c_2+d) تعریف می‌شود، نباید کم‌تر از ۰/۱۵ باشد.

نکته: طبق این بند می توان به کمک کلاهک برشی، افزایش ظرفیت خمشی دال رو هم درنظر گرفت و میلگردهای منفی آن را کاهش داد.

۹-۸-۵-۵-۶ برای هر بازوی کلاهک برشی، ظرفیت خمشی پلاستیک M_p باید رابطه‌ی زیر را برآورده نماید:

$$M_p \geq \frac{V_u}{2\phi n}\left[h_v+\alpha_v\left(\ell_v-\frac{c_1}{c_2}\right)\right] \qquad (۹-۸-۲۶)$$

در این رابطه، ϕ ضریب کاهش مقاومت اعضای کشش-کنترل، h_v عمق مقطع کلاهک برشی، n تعداد بازوهای کلاهک برشی و ℓ_v طول حداقل هر بازوی کلاهک برشی مورد نیاز برای برآورده کردن بندهای ۹-۸-۵-۵-۸ و ۹-۸-۵-۵-۱۰ میباشد. همچنین c_1 و c_2 بعد مستطیل و یا مستطیل معادل ستون یا سر ستون، به ترتیب در راستای دهانه‌ای که لنگرها در آن تعیین می‌شوند و راستای متعامد آن، می‌باشند.

۹-۸-۵-۵-۷ سهم هر نوار ستون از ظرفیت خمشی اسمی یک کلاهک برشی، باید رابطه‌ی زیر را تامین کند:

$$M_v \le \frac{\phi \alpha_v V_u}{2n}\left(\ell_v - \frac{c_1}{2}\right) \qquad \textbf{(۲۷-۸-۹)}$$

در این رابطه، ϕ ضریب کاهش مقاومت اعضای کشش-کنترل می‌باشد. در هر صورت M_v نباید از حداقل مقادیر زیر، بیش‌تر شود.

الف- ۳۰ درصد M_u در هر نوار ستونی؛

ب- تغییرات M_u در هر نوار ستونی در طول ℓ_v؛

پ- M_p داده شده در رابطه‌ی (۹-۸-۲۶).

۹-۸-۵-۵-۸ مقطع بحرانی برای اعضای با رفتار دو طرفه با کلاهک برشی باید بر صفحه‌ی دال عمود باشد، و هر یک از بازوهای کلاهک برشی را در فاصله‌ی $\frac{3}{4}\left[\ell_v - \left(\frac{c_1}{2}\right)\right]$ از وجه ستون قطع نماید.

این مقطع بحرانی باید به صورتی قرار گیرد که b_0 حداقل شود؛ ولی لازم نیست که نزدیک‌تر از $\frac{d}{2}$ تا وجه ستون مورد نظر باشد.

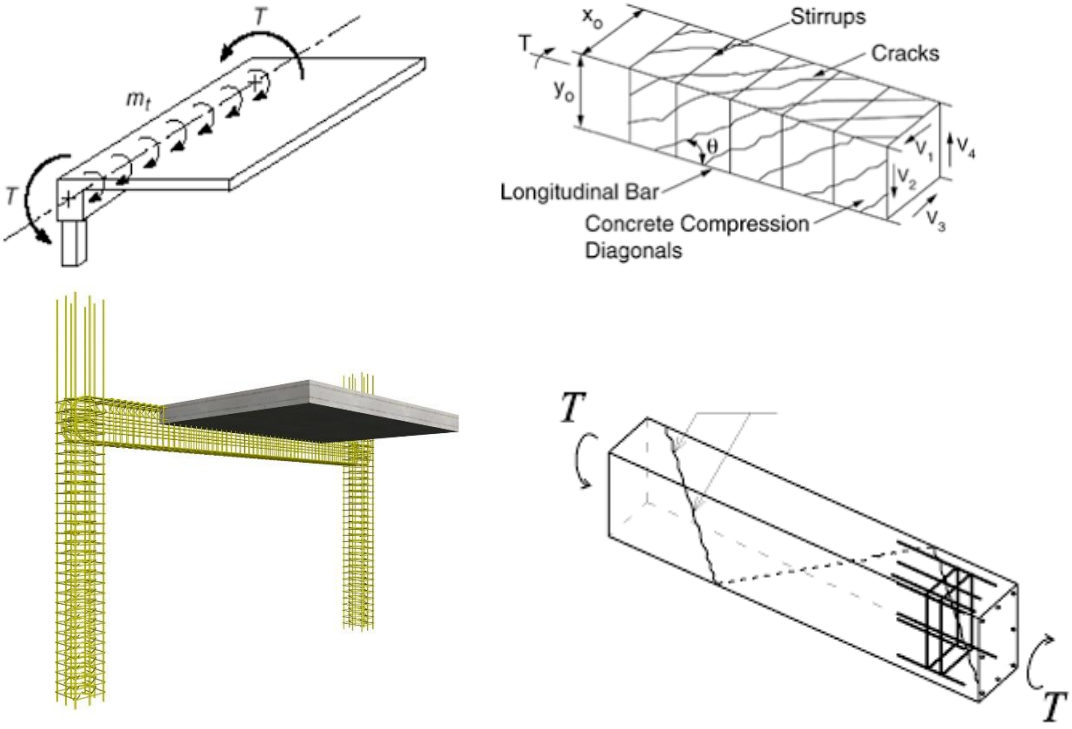
۹-۸-۵-۵-۹ اگر یک بازشو در دالهای با کلاهک برشی در نوار ستونی و یا در فاصله‌ی کمتر از $10h$ از یک ستون قرار گیرد، مقدار غیر موثر b_0 برابر با نصف مقدار داده شده در بند ۹-۸-۵-۲-۴ می‌باشد.

۹-۸-۵-۵-۱۰ تنش برشی با ضریب ناشی از بارهای قائم، در مقطع بحرانی تعریف شده در بند ۹-۸-۵-۵-۸ نباید بیش از $0.33\phi\sqrt{f'_c}$، و در مقطع بحرانی به فاصله‌ی $0.5d$ از لبه‌ها یا گوشه‌های ستون، بار متمرکز و یا ناحیه‌ی تکیه گاهی، نباید بیش از $0.58\phi\sqrt{f'_c}$ شود.

۹-۸-۵-۵-۱۱ در مواردی که انتقال لنگر بین دال و ستون یا دیوار صورت می‌گیرد، کلاهک برشی باید مهار کافی برای انتقال M_p به ستون را داشته باشد.

۹-۸-۵-۵-۱۲ در مواردی که انتقال لنگر بین دال و ستون یا دیوار صورت می‌گیرد، مجموع تنش‌های برشی با ضریب ناشی از بار قائم که بر مقطع بحرانی تعریف شده در بند ۹-۸-۵-۵-۸ عمل میکند، و تنش‌های برشی ناشی از انتقال لنگر توسط خروج از مرکزیت برش نسبت به مرکز سطح نزدیکترین مقطع بحرانی به ستون که به فاصله‌ی $0.5d$ از لبه‌ها یا گوشه‌های ستون، بار متمرکز و یا ناحیه‌ی تکیه‌گاهی اثر می‌کند، نباید از $0.33\phi\lambda\sqrt{f'_c}$ بیشتر شود.

۹-۸-۶-مقاومت پیچشی



۹-۸-۶-۱-۱ مقاومت پیچشی مقاطع بر مبنای تامین رابطه‌ی (۹-۸-۱-پ) کنترل می‌گردد.

۹-۸-۶-۱-۲ ضوابط این بخش برای اعضایی به کار می‌روند که در آن‌ها $T_u \geq \phi T_{th}$ باشد؛ که ϕ ضریب کاهش مقاومت در پیچش بوده و برابر با ۰/۷۵ منظور می‌شود. هم‌چنین T_{th} لنگر آستانه‌ی پیچش بوده و بر اساس رابطه‌های (۹-۸-۲۸) محاسبه می‌گردد. چنان‌چه $T_u < \phi T_{th}$ باشد، می‌توان از اثرات پیچش صرف نظر نمود.

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

۹-۸-۶-۱-۴ اگر $T_u \geq \phi T_{cr}$ بوده و مقدار T_u برای تامین تعادل لازم باشد (پیچش تعادلی)، عضو باید برای مقاومت در مقابل پیچش T_u طراحی شود؛ به طوری که T_{cr} پیچش ترک خوردگی است که بر اساس رابطه‌های (۹-۸-۲۹) تعیین می‌شود. در مقابل در سازه‌های نامعین استاتیکی که $T_u \geq \phi T_{cr}$ است و کاهش مقدار T_u می‌تواند به باز توزیع نیروهای داخلی پس از وقوع ترک خوردگی‌های پیچشی منجر شود (پیچش همسازی)، اجازه داده می‌شود مقدار T_u تا حد ϕT_{cr} کاهش یابد.

۹-۸-۶-۱-۵ اگر مقدار T_u مطابق با بند قبل باز توزیع شده باشد، مقادیر برش و لنگر ضریب‌دار مورد استفاده در طراحی اعضای مجاور متصل به عضو، باید با پیچش کاهش یافته در تعادل باشند.

۹-۸-۶-۲ پیچش آستانه و پیچش ترک خوردگی

۹-۸-۶-۲-۱ پیچش آستانه، T_{th}، برای مقاطع توپُر بر اساس رابطه‌های (۹-۸-۲۸) محاسبه می‌شود. در این رابطه‌ها، مقدار N_u معرف نیروی محوری است که برای فشار مثبت، و برای کشش منفی در نظر گرفته می‌شود. پیچش T_{th} برای مقاطع تو خالی نیز بر اساس رابطه‌های (۹-۸-۲۸) محاسبه می‌شود؛ با این تفاوت که به جای متغیر A_{cp}، از A_g (سطح مقطع ناخالص بدون در نظر گرفتن سطح حفره‌ها) استفاده می‌شود. متغیرهای A_{cp} و p_{cp} به ترتیب مساحت محصور و محیط بیرونی‌ترین خطوط در برگیرنده‌ی مقطع می‌باشند.

- بدون حضور نیروی محوری:

$$T_{th}=0.083\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right) \qquad \textbf{(۹-۸-۲۸-الف)}$$

- در صورت وجود نیروی محوری:

$$T_{th}=0.083\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right)\sqrt{1+\frac{N_u}{0.33A_g\lambda\sqrt{f'_c}}} \qquad \textbf{(۹-۸-۲۸-ب)}$$

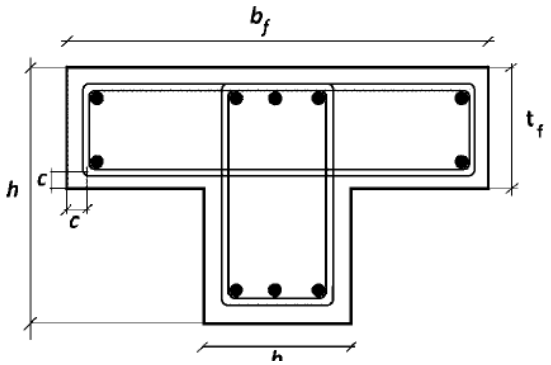
۹-۸-۶-۲-۲ پیچش ترک خوردگی، T_{cr}، برای مقاطع توپُر و تو خالی بر اساس رابطه‌های (۹-۸-۲۹) محاسبه می‌شود. در این رابطه‌ها، مقدار N_u معرف نیروی محوری است که برای فشار، مثبت فرض شده، و برای کشش، منفی در نظر گرفته می‌شود.

- بدون حضور نیروی محوری:

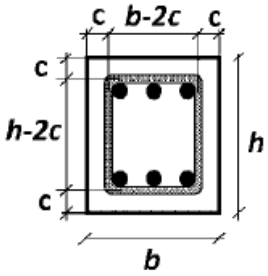
$$T_{cr}=0.33\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right) \qquad \textbf{(۹-۸-۲۹-الف)}$$

- با حضور نیروی محوری:

$$T_{cr}=0.33\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right)\sqrt{1+\frac{N_u}{0.33A_g\lambda\sqrt{f'_c}}} \qquad \textbf{(۹-۸-۲۹-ب)}$$



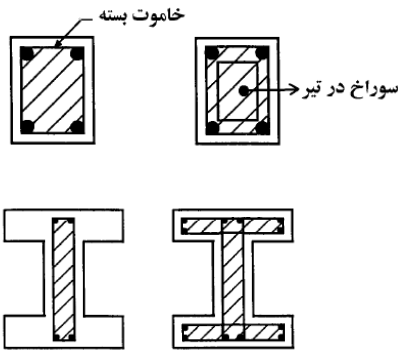
$$A_{cp} = A_g = b_w h + t_f(b_f - b_w)$$
$$P_{cp} = 2b_f + 2h$$
$$A_{oh} = (b_w - 2c)(h - 2c) + (t_f - 2c)(b_f - 2c - b_w)$$
$$P_h = 2(b_f - 2c) + 2(h - 2c)$$



$$A_{cp} = A_g = bh$$
$$P_{cp} = 2(b + h)$$
$$A_{oh} = (b - 2c) + (h - 2c)$$
$$P_h = 2(b - 2c) + 2(h - 2c)$$

۹-۸-۶-۳ مقاومت پیچشی تامین شده در عضو و محدودیت ابعاد

$$T_u \le \phi T_n \qquad \phi = 0.75$$



A_{oh}= مساحت محصور شده به وسیله محورهای اضلاع خاموت بسته پیچشی بیرونی در مقطع شامل سطح سوراخ ها (درصورت وجود) - میلیمتر مربع

A_t= مساحت یک ساق خاموت بسته پیچشی - میلیمتر مربع

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

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

$$T_n = \frac{2A_0 A_\ell f_y}{p_h}\tan\theta \qquad \text{(۹-۸-۳۰-ب)}$$

در این رابطه‌ها، A_0 سطح مقطع ناخالصی است که با مسیر جریان برش پیچشی احاطه می‌شود؛ و با استفاده از تحلیل و با فرض مقطع جدار نازک تعیین می‌گردد. هم‌چنین می‌توان فرض نمود که $A_0 = 0.85A_{oh}$ باشد؛ که A_{oh} مساحت محصور به بیرونی‌ترین خاموت‌های بسته‌ی پیچشی است. از طرفی زاویه‌ی θ نباید کم‌تر از ۳۰ درجه و بزرگ‌تر از ۶۰ درجه تعیین شود؛ هم‌چنین می‌توان فرض نمود که $\theta = 45^\circ$ باشد. هم‌چنین متغیر A_t مقدار سطح مقطع یک ساق از خاموت بسته‌ای است که در مقابل پیچش مقاومت می‌کند؛ A_ℓ سطح مقطع میلگردهای طولی پیچشی است، و p_h محیط خط میانی بیرونی‌ترین خاموت بسته است.

۹-۸-۶-۳-۲ ابعاد سطح مقطع باید طوری تعیین شوند که رابطه‌های زیر تامین گردند:

الف- برای مقاطع توپر:

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2+\left(\frac{T_u p_h}{1.7A_{oh}^2}\right)^2}\le \phi\left(\frac{V_c}{b_w d}+0.66\sqrt{f_c'}\right) \qquad \textbf{(۹-۸-۳۱-الف)}$$

ب- برای مقاطع تو خالی:

$$\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)+\left(\frac{T_u p_h}{1.7A_{oh}^2}\right)\le \phi\left(\frac{V_c}{b_w d}+0.66\sqrt{f_c'}\right) \qquad \textbf{(۹-۸-۳۱-ب)}$$

۹-۸-۶-۳-۳ برای مقاطع تو خالی که ضخامت جداره‌ی آن‌ها در پیرامون محیط تغییر می‌کند، رابطه‌ی (۹-۸-۳۱-ب) باید در موقعیتی که عبارت $\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)+\left(\frac{T_u p_h}{1.7A_{oh}^2}\right)$ به مقدار حداکثر می‌رسد، ارزیابی گردد.

۹-۸-۶-۳-۴ برای مقاطع توخالی که ضخامت جداره کم‌تر از A_{oh}/p_h است، عبارت $\left(\frac{T_u p_h}{1.7A_{oh}^2}\right)$ در رابطه‌ی (۹-۸-۳۱-ب)، باید با عبارت $\left(\frac{T_u}{1.7A_{oh}t}\right)$ جای‌گزین شود؛ که در آن t ضخامت دیواره‌ی مقطع تو خالی در موقعیتی است که تنش در آن کنترل می‌شود.

۹-۸-۷-مقاومت اتکایی

۹-۸-۷-۱ مقاومت طراحی اتکایی (لهیدگی) برای هر ترکیب بارگذاری، بر مبنای تامین رابطه‌ی زیر کنترل می‌گردد:

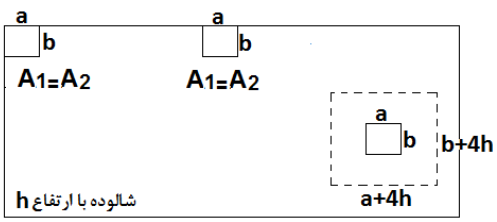
$$\phi B_n \ge B_u \qquad \textbf{(۹-۸-۳۲)}$$

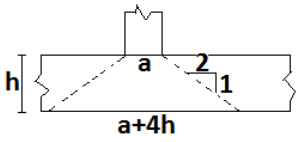
در این رابطه:

B_n مقاومت اتکایی اسمی مقطع است که بر اساس الزامات بند ۹-۸-۷-۲ تعیین می‌شود؛

B_u بار اتکایی نهایی (ضریب‌دار) وارد به سطح اتکا است؛

ϕ ضریب کاهش مقاومت اتکایی است که مطابق ضوابط فصل ۹-۷، برابر با ۰/۶۵ منظور می‌شود.





۹-۸-۷-۲ مقاومت اتکایی اسمی مقطع، B_n، با استفاده از رابطه‌های (۹-۸-۳۳) محاسبه می‌شود؛

الف- اگر سطح تکیه‌گاهی در تمام وجوه عریض‌تر از سطح بارگذاری باشد، کم‌ترین مقدار از رابطه‌های زیر:

$$B_n = \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}\left(0.85 f'_c A_g\right) \qquad \textbf{(۹-۸-۳۳-الف)}$$

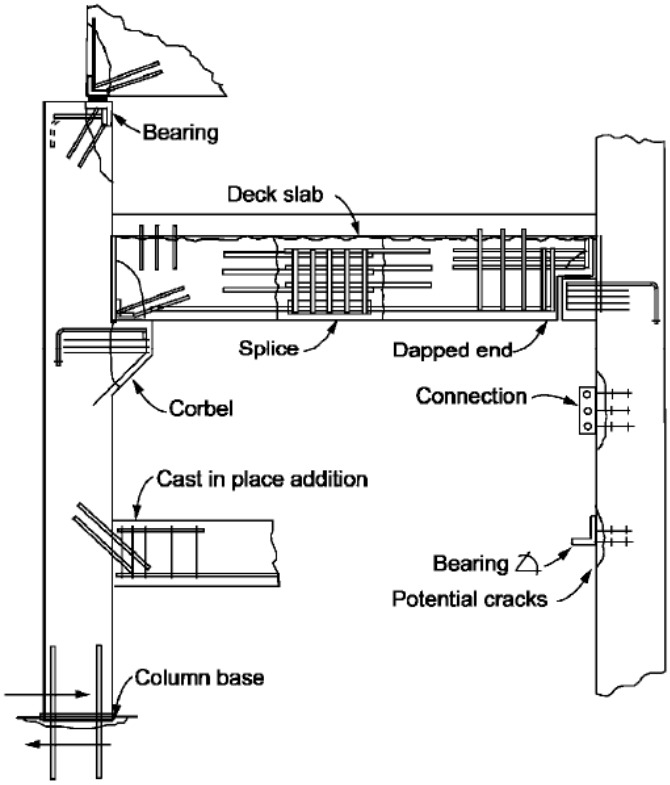
$$B_n = 2\left(0.85 f'_c A_1\right) \qquad \textbf{(۹-۸-۳۳-ب)}$$

ب- در سایر موارد:

$$B_n = 0.85 f'_c A_1 \qquad \textbf{(۹-۸-۳۳-پ)}$$

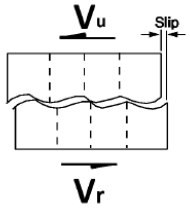
در این رابطه‌ها، A_1 سطح بارگذاری شده و A_2 سطح قاعده‌ی پایین بزرگ‌ترین هرم یا مخروط ناقص و یا گوه‌ای است که سراسر در تکیه گاه قرار گرفته و قاعده‌ی بالای آن همان سطح بارگذاری شده بوده و وجوه آن با شیب قائم به افقی ۱ به ۲ ساخته شده است.

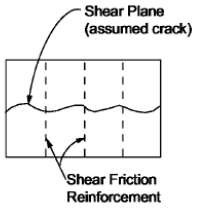
۹-۸-۸-مقاومت برش اصطکاکی



ضوابط این قسمت باید درمواردی بکار برده شوند که درنظرگرفتن انتقال برش در سطح یک صفحه مشخص، مانند یک ترک موجود یا بالقوه، فصل مشترک میان مصالح غیر مشابه و یا فصل مشترک میان دو بتن اجراشده در زمان های مختلف مناسب باشد. مقدار f_y مورد استفاده برای محاسبه برش اصطکاکی اسمی V_n براساس حدود ارائه شده در فصل ۹-۴ نباید از ۴۲۰ مگاپاسکال بیشتر شود.

$$V_u \le \phi V_n \qquad \phi = 0.75$$

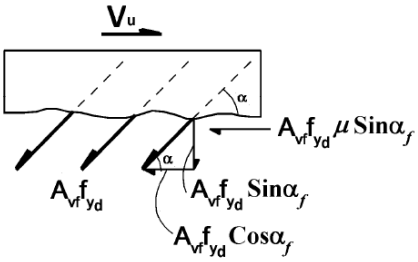




۹-۸-۸-۲-۲ مقاومت برش اصطکاکی اسمی، V_n ، در مواردی که آرماتورهای برش-اصطکاک عمود یا مورب نسبت به صفحه برش باشند، به صورت زیر محاسبه می‌شود:

الف- اگر آرماتورهای برش-اصطکاک، عمود بر صفحه‌ی برش باشد:

$$V_n = \mu A_{vf} f_y \le V_{n_{max}}$$



ب- اگر آرماتورهای برش-اصطکاک نسبت به صفحه‌ی برش مورب بوده و نیروی برشی سبب ایجاد کشش در فولادهای برش- اصطکاک شود:

$$V_n = A_{vf} f_y (\mu \sin\alpha + \cos\alpha) \le V_{n_{max}}$$

در رابطه‌های فوق: A_{vf} سطح مقطع آرماتورهای برش- اصطکاک در صفحه‌ی مورد نظر برای تحمل برش است؛ μ ضریب اصطکاک مطابق با جدول ۹-۸-۱ بوده؛ و α زاویه‌ی بین آرماتور برش- اصطکاک و صفحه‌ی برش مورد نظر است.

ردیف	شرایط سطح تماس	ضریب اصطکاک؛ μ
الف	بتن ریخته شده به صورت یک پارچه	1.4λ
ب	بتن قرار گرفته در مجاور بتن سخت شده که تمیز و عاری از لایه‌ی ضعیف بوده، و عمداً به عمق تقریبی ۶ میلی متر مضرّس شده باشد.	1.0λ
پ	بتن قرار گرفته در مجاور بتن سخت شده که تمیز و عاری از لایه‌ی ضعیف بوده ، و به صورت عمدی زبر نشده باشد.	0.6λ
ت	بتن قرار گرفته در مجاور فولاد ساختمانی نورد شده، که تمیز و عاری از رنگ بوده، و انتقال برش در عرض سطح تماس توسط گل میخ یا میلگرد آجدار جوش شده یا سیم‌های جوش شده انجام می‌شود.	0.7λ

$\lambda = 1.0$ برای بتن معمولی؛ برای بتن سبک وزن، λ بر اساس بخش ۹-۳-۲ تعیین می‌شود؛ ولی نباید از ۰/۸۵ بیش‌تر باشد.

۹-۸-۸-۲-۳ مقدار V_n در عرض صفحه‌ی برش مورد نظر نباید از مقادیر ارائه شده در رابطه‌های (۹-۸-۳۷) بیش‌تر شود. اگر بتن‌های با مقاومت‌های مختلف در مجاورت یک دیگر اجرا شوند، کم‌ترین مقدار f'_c باید در این رابطه‌ها مورد استفاده قرار گیرد.

الف- برای بتن معمولی که به طور یک پارچه و یا در مقابل بتن سخت قبلی ریخته شده و عمدا به عمق تقریبی ۶ میلی متر مضرّس شده باشد، باید از کم‌ترین مقادیر زیر استفاده نمود:

$$V_n \le 0.2 f'_c A_c \qquad \text{(۹-۸-۳۷-الف)}$$

$$V_n \le (3.3 + 0.08 f'_c) A_c \qquad \text{(۹-۸-۳۷-ب)}$$

$$V_n \le 11 A_c \qquad \text{(۹-۸-۳۷-پ)}$$

ب- در سایر موارد؛ کم‌ترین از مقادیر زیر:

$$V_n \le 0.2 f_c' A_c$$ **(۹-۸-۳۷-ت)**

$$V_n \le 5.5 A_c$$ **(۹-۸-۳۷-ث)**

در رابطه‌های فوق، A_c سطح مقطع بتنی است که در مقابل انتقال برش مقاومت می‌کند (بر حسب میلی متر مربع).

۹-۸-۸-۲-۴ در مواردی که صفحه‌ی برش زیر اثر نیروی فشاری دائمی قرار دارد، می‌توان نیروی اصطکاک ناشی از آن را به مقاومت اسمی V_n اضافه کرد و به این ترتیب آرماتور برش اصطکاکی A_{vf} را کاهش داد.

$$\boldsymbol{V_n = \mu A_{vf} f_y + \mu N_u}$$

$$\boldsymbol{V_n = A_{vf} f_y (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) + \mu N_u}$$

۹-۸-۸-۲-۵ در مواردی که صفحه‌ی برشی زیر اثر نیروی کششی قرار دارد، آرماتور لازم برای تحمل بار کششی را باید به آرماتور A_{vf} لازم برای تحمل برش اضافه کرد.

$$\boldsymbol{A_{vf} + \frac{T_u}{\phi f_y}}$$

۹-۸-۸-۲-۶ آرماتورهای برش اصطکاکی باید به طور کامل برای توسعه‌ی تنش تسلیم f_y در دو سمت صفحه‌ی برش مهار شوند؛ به طوری که قادر به انتقال نیروی $A_{vf} f_y$ از یک صفحه به دیگری باشند.

فصل سوم: طراحی تیرها (۹-۱۱)

پایداری کمانشی تیر (فاصله تکیه گاه جانبی)

۹-۱۱-۲-۴ پایداری تیر بر اساس فاصله‌ی تکیه گاه‌های جانبی آن تعیین می‌شود. اگر تیری به صورت پیوسته مهار جانبی نداشته باشد، ضوابط (الف) و (ب) باید برقرار باشند:

الف- فاصله‌ی تکیه‌گاه‌های جانبی نباید از ۵۰ برابر حداقلِ عرض بال فشاری یا وجه فشاری بیش‌تر باشد. $l_b \le 50b$

ب- فاصله‌ی تکیه‌گاه‌های جانبی باید اثرات برون محوری بار را منظور کند.

۹-۱۱-۲-۶-حداقل ارتفاع تیر

۹-۱۱-۲-۶-۱ در ساختمان‌های متعارف و تحت بارگذاری‌های معمول، در تیرهایی که ارتفاع آن‌ها از مقادیر مندرج در جدول ۹-۱۱-۱ بیش‌تر است، محاسبه‌ی خیز (افتادگی) الزامی نمی‌باشد؛ به شرط آن که این تیرها به قطعات غیر سازه‌ای مانند تیغه‌ها متصل نباشند و یا آن‌ها را نگه داری نکنند، و خیز زیاد در آن‌ها خسارتی ایجاد نکند.

جدول ۹-۱۱-۱ حداقل ارتفاع تیر

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

تبصره: l در جدول طول دهانه تیر یا طول آزاد کنسول است. مقادیر جدول برای بتن معمولی و آرماتورهای با مقاومت تسلیم ۴۲۰ مگاپاسگال می باشند. برای سایر موارد، حداقل ارتفاع باید طبق بندهای زیر تغییر یابد.

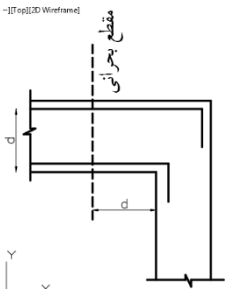
۹-۱۱-۲-۶-۲ برای سایر انواع فولادها، مقادیر جدول ۹-۱۱-۱ باید در ضریب $(0.4 + f_y / 700)$ ضرب شوند.

۹-۱۱-۲-۶-۳ برای تیرهای ساخته شده با بتن سبک با وزن مخصوص ۱۴۴۰ تا ۱۸۴۰ کیلو گرم بر متر مکعب، مقادیر جدول ۹-۱۱-۱ باید در $1.65 - 0.0003 w_c \geq 1.09$ ضرب شوند. هم‌چنین برای تیرهای مرکب بتنی ساخته شده با ترکیبی از بتن معمولی و سبک که در زمان ساخت شمع‌بندی داشته باشند، و نیز زمانی‌که بتن سبک تحت فشار باشد، همین ضریب اعمال می‌شود.

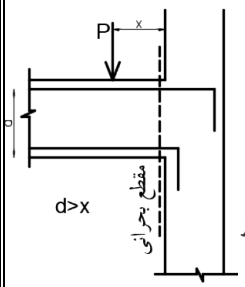
۹-۱۱-۳-مقاومت موردنیاز

۹-۱۱-۳-۱ مقاومت مورد نیاز در هر مقطع بر اساس لنگر خمشی، نیروی برشی، نیروی محوری (در صورت لزوم) و لنگر پیچشی با ضریب در آن مقطع تعیین می‌شود.

۹-۱۱-۳-۲ در قطعاتی که با تکیه‌گاه‌های خود به صورت یک پارچه بتن ریزی می‌شوند، لنگر خمشی، نیروی برشی و لنگر پیچشی در مقاطع روی تکیه‌گاه را می‌توان بر اساس تلاش مورد نظر در بَر تکیه‌گاه در نظر گرفت.



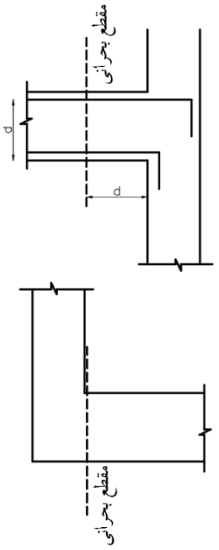
۹-۱۱-۳-۳ حداکثر نیروی برشی نهایی، V_u، در تکیه‌گاه‌ها را برای تمام مقاطعی که در محدوده‌ی بَر داخلی تکیه‌گاه تا محل مقطع بحرانی قرار دارند، می‌توان برای برش V_u در فاصله‌ی d از بَر تکیه‌گاه طراحی نمود؛ به شرط آن که: $V_{u_{max}} = \frac{q_u L}{2}$ $V_u = (0.5L - d)q_u$



الف- عکس العمل تکیه‌گاهی در جهت برش اعمال شده در نواحی انتهایی عضو ایجاد فشار کند.

ب- بارها در سطح بالایی عضو و یا نزدیک به آن اعمال شوند.

پ- هیچ بار متمرکزی در محدوده‌ی بَر داخلی تکیه‌گاه تا فاصله‌ی d از بَر تکیه‌گاه اعمال نشود.



۹-۱۱-۳-۴ در صورت عدم استفاده از تحلیل دقیقتر، میتوان لنگر پیچشی نهایی ناشی از اثر دالها روی تیرهای باربر را با یک توزیع خطی یک‌نواخت، جای‌گزین نمود. (t_u)

۹-۱۱-۳-۵ تمام مقاطعی را که در فاصله‌ی کم‌تر از d از بَر داخلی تکیه‌گاه قرار دارند، می‌توان برای لنگر پیچشی T_u در فاصله‌ی d از بَر داخلی تکیه‌گاه طراحی نمود؛ به شرط آن که در این فاصله هیچ لنگر پیچشی متمرکزی موجود نباشد. $T_{u_{max}} = \frac{t_u L}{2}$ $T_u = (0.5L - d)t_u$

۹-۱۱-۳-۶ در مواردی که امکان کاهش لنگر پیچشی در اثر باز توزیع نیروهای داخلی در عضوی از یک سازه‌ی نامعین وجود داشته باشد (پیچش همسازی)، اجازه داده می‌شود حداکثر لنگر پیچشی نهایی بر اساس بند ۹-۸-۶-۱-۴ به ϕT_{cr} کاهش داده شود. در این حالت لازم است اثرات لنگرها و برش‌های تعدیل یافته‌ی عضو در سایر اعضای مجاور، با استفاده از رابطه‌ی تعادل، محاسبه شده و در طراحی به کار گرفته شوند. لنگر پیچشی ترک خوردگی، T_{cr}، بر اساس بند ۹-۸-۶-۲-۲ محاسبه می‌شود.

۹-۱۱-۴-مقاومت طراحی

۹-۱۱-۴-۱ در روش طرح مقاومت، طراحی اعضای مختلف سازه چنان صورت می‌گیرد که مقاومت نهایی یا حداکثر ظرفیت باربری عضو در هر مقطع، بزرگ‌تر یا مساوی با نیروهای داخلی موجود در آن مقطع تحت اثر بارهای نهایی (ضریب‌دار) وارد به سازه باشد (رابطه‌های (۹-۸-۱)). در تعیین مقاومت نهایی مقطع و نیز تعیین بارهای نهایی، ضرایب کاهش مقاومت و نیز ضرایب بار مطابق فصل ۹-۷ این آیین نامه منظور می‌شوند.

۹-۱۱-۴-۲ خمش: در صورتی‌که نیروی محوری فشاری با ضریب، $P_u < 0.10 f_c' A_g$ باشد، مقاومت خمشی مقطع بر اساس رابطه‌ی (۹-۸-۱-الف) و با کنترل $\phi M_n \geq M_u$ تعیین می‌شود. در حالتی که $P_u \geq 0.10 f_c' A_g$ بوده و یا کششی باشد، مقاومت توام خمشی و محوری بر اساس رابطه‌های (۹-۸-۱-الف) و (۹-۸-۱-ت)، با منظور کردن اثر متقابل لنگر خمشی و بار محوری و با کنترل توام $\phi M_n \geq M_u$ و $\phi P_n \geq P_u$ تعیین می‌شود.

طراحی خمشی مقطع تیر

از برابری لنگر خمشی نهایی (ناشی از بارهای نهایی) با لنگر مقاوم طراحی(مقاومت خمشی) ، می توان پارامتر های مجهول طراحی را بدست آورد.

$$\boldsymbol{M_r = \varphi M_n}$$

$$\boldsymbol{M_r \geq M_u}$$

برای مثال با فرض ابعاد مقطع و مشخصات مصالح در یک مقطع مستطیل، می توان از حل یک معادله درجه دو به A_s رسید:

$$M_r = \varphi M_n = M_u \quad \rightarrow \quad A_s = \frac{\alpha_0 f_c b d}{f_y}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{\alpha_0 f_c b d^2}}\right]$$

برای محاسبه سریع مقاومت خمشی اسمی می توان از جداول حل سریع شماره ۲ استفاده کرد. دقت شود که حتما بعد از طراحی و تعیین مقدار A_s حتما بایست این مقدار را با محدودیت های آیین نامه کنترل کرد:

$$A_{s_{min}} \leq A_s \leq A_{s_{max}}$$

۹-۱۱-۴-۳ برش: در مقاطع تحت اثر برش، مقاومت برشی مقطع بر اساس رابطه‌ی (۹-۸-۱-ب) و با کنترل $\phi V_n \geq V_u$ تعیین می‌شود.

۹-۱۱-۴-۴ در تیرهای بتنی مرکب، مقاومت برشی افقی، V_{nh}، بر اساس بخش ۹-۱۷-۳-۳ محاسبه می‌شود.

۹-۱۱-۴-۵ پیچش: در مقاطع تحت اثر پیچش، مقاومت پیچشی مقطع بر اساس رابطه‌ی (۹-۸-۱-پ) و با کنترل $\phi T_n \geq T_u$ تعیین می‌شود. اگر لنگر پیچشی با ضریب از پیچش آستانه‌ی مقطع با منظور کردن ضریب کاهش مقاومت پیچشی کم‌تر باشد، $T_u < \phi T_{th}$، می‌توان از اثرات پیچش صرف نظر نمود و در این حالت نیازی به تامین آرماتور حداقل پیچشی نیست.

۹-۱۱-۴-۶ آرماتورهای طولی و عرضی مورد نیاز برای پیچش را باید به آرماتورهای لازم برای برش، خمش و نیروی محوری نهایی که به صورت ترکیبی با پیچش عمل می‌کنند، اضافه نمود.

۹-۱۱-۴-۷ اگر لنگر خمشی طراحی M_u همزمان با لنگر پیچشی طراحی T_u به مقطع وارد شود، سطح مقطع آرماتور پیچشی طولی لازم در ناحیه‌ی فشاری عضو خمشی را می‌توان به مقدار $\frac{M_u}{(0.9df_y)}$ کاهش داد؛ ولی نباید از آرماتور حداقل مطابق ضابطه‌ی بند ۹-۱۱-۵-۳ کم‌تر باشد.

۹-۱۱-۴-۸ در مقاطع توپر با نسبت ابعادی $h/b_t \geq 3$ (h ارتفاع مقطع و b_t عرض قسمت در بر دارنده‌ی خاموت‌های بسته‌ی پیچشی از مقطع است)، می‌توان از هر روش طراحی جای‌گزین که صحت آن به وسیله‌ی تحلیل و سازگاری با نتایج آزمایش‌های جامع تأیید شده باشد، استفاده نمود. در این موارد نیازی به کنترل حداقل آرماتور پیچشی از ضابطه‌ی بند ۹-۱۱-۵-۳ نمی‌باشد؛ اما الزامات آرماتور گذاری ضوابط بند ۹-۱۱-۶-۴ و ۹-۱۱-۶-۵-۶ تا ۹-۱۱-۶-۵-۹ باید رعایت شوند.

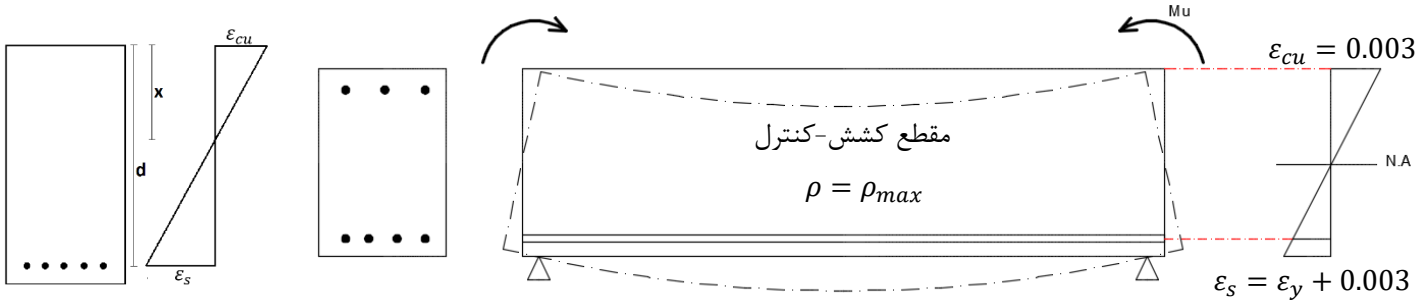
۹-۱۱-۴-۹ برای مقاطع پیش ساخته‌ی توپر با نسبت ابعادی $h/b_t \geq 4.5$، می‌توان از یک روش طراحی جای‌گزین و فولاد جان به صورت باز استفاده نمود؛ به شرط آن که صحت آن به وسیله‌ی تحلیل و سازگاری با نتایج آزمایش‌های جامع تأیید شده باشد. در این موارد نیازی به کنترل حداقل آرماتور پیچشی از ضابطه‌ی بند ۹-۱۱-۵-۳ و نیز رعایت الزامات جزئیات بخش ۹-۱۱-۶-۴ و بندهای ۹-۱۱-۶-۵-۶ تا ۹-۱۱-۶-۵-۹ نمی‌باشد.

۹-۱۱-۵-محدودیت های آرماتورگذاری

۹-۱۱-۵-۱-محدودیت آرماتورهای خمشی

مقدار حداکثر فولاد کششی مقطع تیر ($A_{s_{max}}$)

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



$$\frac{x}{d}=\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu}+\varepsilon_s} \quad \rightarrow x_{max}=\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu}+\varepsilon_y+0.003}\times d \quad \rightarrow x_{max}=\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_y+0.006}\times d \rightarrow \quad a_{max}=\beta_1 x_{max}$$

با جاگذاری رابطه بالا در رابطه $a=\frac{A_s f_y}{\alpha_0 f_c b}$، می توان حداکثر فولاد کششی مقطع مستطیلی را به صورت زیر بدست آورد:

$$A_{s_{max}}=\alpha_0\beta_1\frac{f_c}{f_y}\left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_y+0.006}\right)bd \quad \rightarrow \quad A_{s_{max}}=\alpha_0\beta_1\frac{f_c}{f_y}\left(\frac{600}{f_y+1200}\right)bd \quad \rightarrow \quad A_{s_{max}}=\rho_{max}bd$$

در نتیجه مقدار x خیلی کمتر از x_b می باشد و همچنین مقدار $A_{s_{max}}$ نیز خیلی کمتر از A_{sb} می باشد. مقادیر ρ_{max} در جداول حل سریع پیوست داده شده است.

حداکثر فولاد کششی در مقطع Tشکل، مجموع حدکثر فولاد کششی در قسمت مستطیلی و فولاد معادل با ناحیه فشاری بال (A_{sf}) می باشد:

$$A_{max}{}^{\text{T مقطع}}=A_{max}+A_{sf}$$

$A_{max}=\rho_{max}\times bd$ ← برای قسمت مستطیلی (طبق جداول پیوست)

مقدار حداکثر فولاد کششی مقطع با فولاد فشاری ($\overline{A_{s_{max}}}$) نیز به صورت زیر بدست می آید:

$$\overline{A_{s_{max}}}=A_{s_{max}}+\frac{f_s'}{f_y'}A_s' \qquad A_{s_{max}}=\rho_{max}bd$$

دقت شود که درمورد تیرهای قاب خمشی ویژه (سیتم های با شکل پذیری زیاد) ρ_{max} بایست از مقادیر زیر کمتر اختیار شود (بند ۹-۲۰-۶-۲-۲-۱)

$$\rho_{max}=\min(0.025\ \ for\ f_y\le 420 \quad , \quad 0.02\ \ for\ f_y\ge 520)$$

مقدار حداقل فولاد کششی مقطع تیر ($A_{s_{min}}$)

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

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

$$0.25\frac{\sqrt{f_c'}}{f_y}b_w d$$ **(۹-۱۱-۱-الف)**

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

۹-۱۱-۵-۱-۳ اگر سطح مقطع آرماتورهای طولی تأمین شده در وجه کششی، حداقل به اندازه‌ی یک سوم بیش‌تر از مقدار مورد نیاز بر اساس محاسبه باشد، نیازی به کنترل ضوابط بندهای ۹-۱۱-۵-۱-۱ و ۹-۱۱-۵-۱-۲ نمی‌باشد.

بنابراین:

$$\rho_{min}^{ult} = \min\left[1.33 \times \rho_{\text{محاسباتی}} \, , \rho_{min}\right]$$

$$\rho_{min} = \max\left(\frac{0.25\sqrt{f'_c}}{f_y} \quad , \quad \frac{1.4}{f_y} \right)$$

قابل ذکر است که مقادیر ρ_{min} در جداول حل سریع پیوست ارائه شده است.

برای مقاطع مستطیلی و مقاطع T و L شکل که جان آنها در کشش قرار دارند:

$$A_{s_{min}} = \rho_{min}^{ult} b_w d$$

برای مقاطع T و L شکل که بال آنها در کشش قرار دارند:

$$A_{s_{min}} = \rho_{min}^{ult} \times \min(2b_w \, , b_e)\, d$$

دقت: حداقل مقدار میلگرد کششی برای تیرهای قاب خمشی ویژه (سیتم های با شکل پذیری زیاد) ρ_{min} می باشد. یعنی بند ۹-۱۱-۵-۱-۳ درنظرگرفته نمی شود (بحث $1.33 \times \rho_{\text{محاسباتی}}$ لحاظ نمی شود).

۹-۱۱-۵-۲-حداقل آرماتورهای برشی

۹-۱۱-۵-۲-۱ حداقل آرماتورهای برشی، $A_{v,\min}$، باید در تمامی مناطقی که نیروی برشی نهایی مقطع از نصف مقاومت برشی تأمین شده توسط بتن با احتساب ضریب کاهش مقاومت بیشتر است، $V_u > 0.083\phi\lambda\sqrt{f_c'}b_w d_c$، تأمین شود؛ به جز مواردی که در جدول ۹-۱۱-۲ آمده‌اند؛ که در این موارد اگر $V_u > \phi V_c$ باشد، حداقل باید $A_{v,\min}$ تامین گردد.

مفهوم بند فوق: علاوه بر این که بایست حداکثر فواصل خاموت ها رعایت شود، حداقل مقدار آرماتور عرضی برشی نیز باید رعایت شود. درصورتی که $V_u \le 0.5\phi V_c$ ($V_u \le 0.083\phi\lambda\sqrt{f'_c}\, b_w d$) باشد آنگاه نیازی به قراردادن آرماتور برشی حداقل ($A_{v,min}$) در این مناطق نمی باشد. برای موارد

خاص که در جدول ۹-۱۱-۲ ارائه شده است، درصورتی که $V_u \le \phi V_c$ باشد آنگاه نیازی به قراردادن آرماتور برشی حداقل ($A_{v,min}$) در این مناطق نمی باشد.

جدول ۹-۱۱-۲ مواردی که اگر $V_u \le \phi V_c$ باشد، حداقل آرماتور برشی لازم نیست

نوع تیر	شرایط
کم عمق	$h \le 250$ mm
یکپارچه با دال	$h \le \max\{2.5t_f, 0.5b_w\}$ و $h \le 600$ mm
ساخته شده با بتن معمولی مسلح به الیاف فولادی و $f'_c \le 40$ MPa	$h \le 600$ mm و $V_u \le \phi 0.17\sqrt{f'_c} b_w d$
سیستم تیرچه‌ی یک طرفه	مطابق ضوابط بند ۹-۱۱-۷

۹-۱۱-۵-۲-۲ اگر بتوان به کمک آزمایش‌های قابل قبول نشان داد که در صورت حذف آرماتور برشی، مقطع مورد نظر مقاومت‌های خمشی و برشی لازم را خواهد داشت، می‌توان ضابطه‌ی بند ۹-۱۱-۵-۲-۱ را نادیده گرفت. در این آزمایشها باید اثرات نشست‌های نامساوی، خزش، جمع‌شدگی و تغییر درجه حرارت محیط بر اساس ارزیابی واقع بینانه‌ای از آن چه در شرایط بهره برداری وجود دارد، در نظر گرفته شوند.

۹-۱۱-۵-۲-۳ اگر آرماتورهای برشی مورد نیاز باشند و بتوان از اثرات پیچشی صرف نظر نمود، حداقل آرماتور برشی در فاصله‌ی S، یعنی $A_{v,\min}/s$ نباید از بزرگترین مقادیر زیر کمتر باشد:

$$\frac{A_{v,min}}{s} = \max(0.062\sqrt{f'_c}\ , 0.35)\frac{b_w}{f_{yt}}$$

نکته:در رابطه فوق، مقدار تعیین کننده max برای مقاومت مشخصه های کمتر از $f'_c = 31.87Mpa$ ، مقدار پرانتز 0.35 انتخاب خواهد شد و در غیر این صورت مقدار $0.062\sqrt{f'_c}$ انتخاب خواهد شد.

۹-۱۱-۵-۳-حداقل آرماتورهای پیچشی

۹-۱۱-۵-۳-۱ حداقل آرماتور پیچشی در تمامی مناطقی که $T_u \ge \phi T_{th}$ است، باید تأمین شود.

۹-۱۱-۵-۳-۲ اگر آرماتور پیچشی لازم باشد، حداقل سطح مقطع آرماتور عرضی به صورت خاموت برشی و پیچشی بسته، $(A_v + 2A_t)_{\min}/s$، برابر با بیش‌ترین مقدار (الف) و (ب) که در بند ۹-۱۱-۵-۲-۳ برای برش ذکر شد، در نظر گرفته می‌شود.

$$\frac{(A_v + 2A_t)_{min}}{s} = \max(0.062\sqrt{f'_c}\ , 0.35)\frac{b_w}{f_{yt}}$$

نکته:در رابطه فوق، مقدار تعیین کننده max برای مقاومت مشخصه های کمتر از $f'_c = 31.87Mpa$ ، مقدار پرانتز 0.35 انتخاب خواهد شد و در غیر این صورت مقدار $0.062\sqrt{f'_c}$ انتخاب خواهد شد.

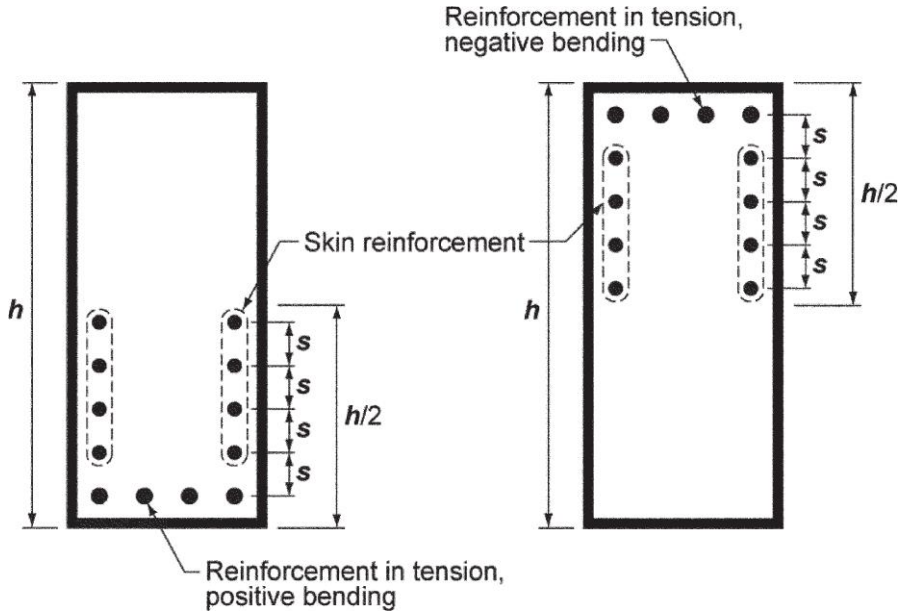
۹-۱۱-۵-۳-۳ اگر آرماتور پیچشی لازم باشد، حداقل آرماتور طولی پیچشی، $A_{l,\min}$، کم‌ترین مقدار (الف) و (ب) در نظر گرفته می‌شود:

$$A_{l,min} = min \begin{cases} 0.42\dfrac{\sqrt{f'_c}A_{cp}}{f_{yt}} - \left(\dfrac{A_t}{s}\right)p_h\dfrac{f_{yt}}{f_y} & \text{(۹-۱۱-۳-الف)} \\ 0.42\dfrac{\sqrt{f'_c}A_{cp}}{f_{yt}} - \left(\dfrac{0.175b_w}{f_{yt}}\right)p_h\dfrac{f_{yt}}{f_y} & \text{(۹-۱۱-۳-ب)} \end{cases}$$

۹-۱۱-۶-جزییات آرماتورگذاری

۹-۱۱-۶-۱-۲ در محاسبه‌ی طول مهاری و وصله‌ی پوششی میلگردهای طولی با $f_y > 550\,\text{MPa}$ ، پارامتر K_{tr} نباید کم‌تر از $0.5d_b$ اختیار شود.

۹-۱۱-۶-۱-۴ در تیرهای با ارتفاع زیاد که در آن‌ها h از ۹۰۰ میلی متر بیشتر است، آرماتورهای جلدی (گونه) باید به طور یک‌نواخت در دو وجه تیر در فاصله‌ی $h/2$ از وجه کششی توزیع شوند. فاصله‌ی آرماتورهای جلدی نباید از مقدار S بر اساس ضابطه‌های بخش ۹-۱۹-۳ این مبحث بیش‌تر باشد؛ که در آن c_c فاصله‌ی پوشش خالص آرماتورهای جلدی از وجه کناری است. اثر آرماتورهای جلدی بر مقاومت را می‌توان با تحلیل همسازی کرنش اعمال نمود. آرماتورهای با قطر ۱۰ تا ۱۶ میلی متر، و یا شبکه‌ی میلگرد جوش شده با سطح مقطع حداقل برابر با ۲۱۰ میلی متر مربع در یک متر ارتفاع، به عنوان فولاد جلدی مناسب هستند.



۹-۱۱-۶-۲ آرماتور خمشی در تیرها

۹-۱۱-۶-۲-۱ نیروی کششی یا فشاری محاسبه شده برای آرماتورهای هر مقطع از تیر باید در هر طرف آن مقطع با تامین مهاری کافی توسعه یافته و به بتن منتقل شود.

۹-۱۱-۶-۲-۲ در قطعات خمشی، مقاطع بحرانی که در دو سمت آن‌ها کافی بودن مهار آرماتور باید کنترل شود، عبارتند از مقاطع دارای بیشترین تنش، و نیز مقاطعی در طول دهانه‌ی قطعه که در آنها آرماتور کششی قطع یا خم شده دیگر برای مقاومت در مقابل خمش مورد نیاز نیست.

۹-۱۱-۶-۲-۳ میلگردها باید از مقطعی که دیگر برای تحمل خمش مورد نیاز نیستند، به اندازه‌ی مقدار بزرگتر d و $12d_b$ امتداد یابند. رعایت این ضابطه در انتهای دهانه‌های با تکیه‌گاه ساده و یا انتهای آزاد طره‌ای لازم نیست.

محل قطع عملی آرماتور = محل قطع تئوری آرماتور + $\max(d\ ,12d_b)$

۹-۱۱-۶-۲-۴ میلگردهای کششی ادامه داده شده باید حداقل طول گیرایی l_d را پس از نقطه‌ای که دیگر به میلگردهای قطع یا خم شده برای تحمل خمش نیازی نیست، تامین کنند.

۹-۱۱-۶-۲-۵ آرماتورهای تحت کشش ناشی از خمش نباید در ناحیه‌ی کششی قطع شوند؛ مگر آن که یکی از موارد (الف) تا (پ) این بند تأمین شود:

الف- نیروی برشی مقاوم مقطع در محل قطع آرماتور به اندازه‌ی حداقل ۵۰ درصد بیش‌تر از نیروی برشی نهایی موجود در مقطع باشد؛ $V_u \le (2/3)\phi V_n$.

ب- برای آرماتورهای با قطر حداکثر ۳۶ میلی متر، مقدار آرماتوری که امتداد مییابد، حداقل دو برابر مقدار مورد نیاز در خمش برای مقطع محل قطع آرماتور باشد؛ و نیروی برشی مقاوم مقطع در محل قطع آرماتور به اندازه‌ی حداقل ۳۳ درصد بیش‌تر از نیروی برشی نهایی موجود در مقطع باشد؛ $V_u \le (3/4)\phi V_n$.

پ- در انتهای میلگردهای قطع شده در ناحیه‌ای به طول حداقل $0.75d$، آرماتور عرضی به صورت خاموت یا دورگیر اضافه بر آن چه برای تحمل برش و پیچش لازم است، تأمین شود. سطح مقطع آرماتور عرضی اضافی لازم باید حداقل برابر با $\frac{0.41 b_w s}{f_{yt}}$ باشد. هم‌چنین فاصله‌ی میلگردهای عرضی از یک دیگر در این ناحیه نباید بیش‌تر از $\frac{d}{8\beta_b}$ باشد؛ که β_b نسبت آرماتور قطع شده به کل آرماتور کششی مقطع است.

۹-۱۱-۶-۲-۶ در قطعات خمشی که در آنها تنش در آرماتور کششی مستقیماً متناسب با لنگر خمشی نمی‌باشد، مانند تیرهای با مقطع متغیر، پلکانی و یا باریک شونده و هم‌چنین نشیمن‌گاه‌ها، اعضای خمشی با ارتفاع زیاد، و یا اعضایی که آرماتور کششی با وجه فشاری بتن موازی نیست، باید مهاری مناسب برای میلگردهای کششی تأمین گردد.

۹-۱۱-۶-۲-۷ مهاری آرماتورهای کششی در قطعات خمشی را می‌توان با خم کردن ان‌ها در جان تیر، همراه با مهار و یا پیوسته با آرماتورهای وجه مقابل تیر، تامین نمود.

۹-۱۱-۶-۳ قطع آرماتور

۹-۱۱-۶-۳-۱ در تکیه‌گاه‌های ساده، حداقل یک سوم آرماتورهای خمشی مثبت حداکثر، باید در پایین تیر ادامه یافته و در تکیه‌گاه حداقل به اندازه‌ی ۱۵۰ میلی متر امتداد یابند؛ مگر برای تیرهای پیش ساخته که این آرماتورها باید حداقل تا مرکز طول اتکایی در داخل تکیه‌گاه ادامه داده شوند.

۹-۱۱-۶-۳-۲ در سایر تکیه گاه‌ها، حداقل یک چهارم آرماتورهای خمشی مثبت حداکثر، باید در پایین تیر ادامه یافته و در تکیه‌گاه حداقل به اندازه‌ی ۱۵۰ میلی متر امتداد یابند. اگر تیر قسمتی از سیستم اصلی مقاوم در مقابل بار جانبی است، چنین میلگردهایی باید در تکیه‌گاه برای توسعه‌ی تنش تسلیم f_y مهار شوند.

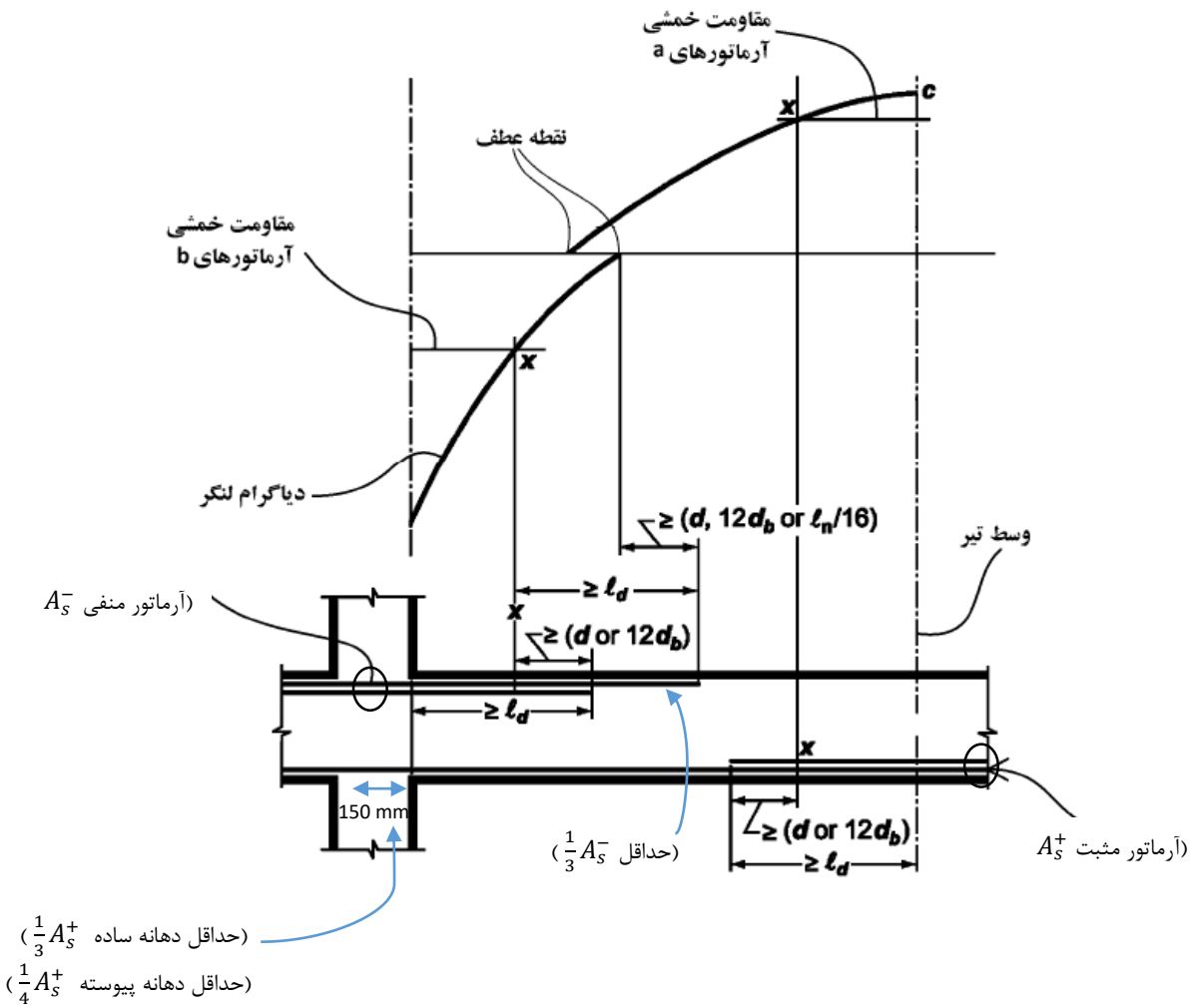
۹-۱۱-۶-۳-۳ در تکیه‌گاه‌های ساده و در نقاط عطف منحنی تغییر شکل، قطر میلگردهای خمشی مثبت باید چنان باشد که طول گیرایی آن‌ها موارد (الف) و (ب) را تامین کند. در مواردی که آرماتورهای خمشی مثبت فراتر از محور تکیه‌گاه به قلاب استاندارد یا مهار مکانیکی حداقل معادل قلاب استاندارد ختم شوند، نیازی به تامین موارد (الف) یا (ب) نیست.

الف- $l_d \le \left(1.3M_n / V_u + l_a\right)$، اگر انتهای آرماتور خمشی با عکس العمل فشاری تکیه گاه محصور شده باشد.

ب- $l_d \ge \left(M_n / V_u + l_a\right)$، اگر انتهای آرماتور خمشی با عکس العمل فشاری تکیه گاه محصور نشده باشد.

در این رابطه، M_n لنگر خمشی اسمی مقطع بوده که بر اساس تسلیم شدن تمام آرماتورهای مقطع محاسبه می‌شود؛ و V_u نیروی برشی نهایی موجود در مقطع است. در تکیه گاه، l_a طول جای‌گذاری از محل محور تکیه‌گاه تا انتهای آن می‌باشد. در نقطه‌ی عطف، l_a طول جای‌گذاری پس از نقطه‌ی عطف بوده که برابر با مقدار بزرگتر از d و $12d_b$ در نظر گرفته میشود.

۹-۱۱-۶-۳-۴ حداقل یک سوم آرماتورهای خمشی منفی موجود در تکیه گاه یک عضو خمشی پس از نقطه‌ی عطف، باید حداقل برابر با بزرگ ترین مقدار d و $12d_b$ و $l_n/16$ (یک شانزدهم طول دهانه‌ی خالص) امتداد یابند.



۹-۱۱-۶-۴ آرماتورهای پیچشی طولی

۹-۱۱-۶-۴-۱ اگر آرماتور پیچشی مورد نیاز باشند، آرماتورهای طولی پیچشی باید پیرامون مقطع در داخل محیط خاموت بسته و یا دورگیر به طور یک‌نواخت توزیع شوند. فاصله‌ی این آرماتورها از یک دیگر نباید بیش‌تر از ۳۰۰ میلی متر باشد. لازم است در هر گوشه‌ی خاموت بسته‌ی پیچشی حداقل یک آرماتور پیچشی طولی قرار داده شود. آرماتورهای پیچشی طولی باید قطری معادل ۰/۰۴۲ برابر فاصله‌ی خاموت‌ها، $0.042\,s$، ولی نه کم‌تر از ۱۰ میلی متر داشته باشند.

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

۹-۱۱-۶-۵ آرماتورهای عرضی برشی، پیچشی و تکیه گاه جانبی آرماتور فشاری

۹-۱۱-۶-۵-۱ آرماتورهای عرضی بر اساس ضوابط این بخش به کار گرفته می‌شوند. در این حالت باید محدود کننده‌ترین ضوابط رعایت شوند. جزئیات اجرای آرماتورهای عرضی باید مطابق ضوابط بخش ۹-۲۱-۶ این آیین نامه انجام شوند.

۹-۱۱-۶-۵-۳ در صورتی که مقاومت برشی مورد نیاز فولادهای برشی $V_s \le 0.33\sqrt{f'_c}b_w d$ باشد، حداکثر فاصله‌ی افقی بین آرماتورهای برشی عمود بر محور عضو نباید از کم‌ترین مقدار $d/2$ و ۶۰۰ میلی متر بیش‌تر بوده، و حداکثر فاصله‌ی ساق‌ها در عرض مقطع نباید از کم‌ترین مقدار d و ۶۰۰ میلی متر بیش‌تر باشد. اگر $V_s > 0.33\sqrt{f'_c}b_w d$ باشد، حداکثر فاصله بین آرماتورهای برشی در طول عضو نباید از کم‌ترین مقدار $d/4$ و ۳۰۰ میلی متر بیش‌تر بوده، و حداکثر فاصله‌ی ساق‌ها در عرض مقطع نباید از کم‌ترین مقدار $d/2$ و ۳۰۰ میلی متر بیش‌تر باشد.

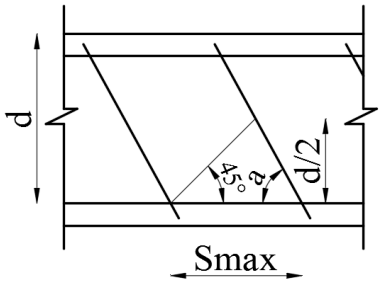
$$If:\ V_s \le 0.33\sqrt{f'_c}b_w d \quad \rightarrow \quad s \le \min(0.5d\ ,600mm)$$

$$If:\ V_s > 0.33\sqrt{f'_c}b_w d \quad \rightarrow \quad s \le \min(0.25d\ ,300mm)$$

۹-۱۱-۶-۵-۴ فاصله‌ی بین خاموت‌های مایل و یا میلگردهای طولی خم شده باید به گونه‌ای باشد که هر خط ۴۵ درجه‌ای که از وسط مقطع به اندازه‌ی $d/2$ در جهت عکس العمل تکیه‌گاهی به طرف میلگردهای کششی طولی رسم شود، حداقل توسط یک ردیف از آرماتورهای برشی قطع گردد.

مایل $S_{n_{max}} = \frac{d}{2}(\cot\alpha + 1)$

اوتکا $S_{n_{max}} = \frac{3d}{8}(\cot\alpha + 1)$



۹-۱۱-۶-۵-۵ میلگردهای طولی خم شده که به عنوان آرماتور برشی استفاده می‌شوند، در صورتی که در ناحیه‌ی کششی امتداد یابند، باید با آرماتورهای طولی ادامه داده شوند؛ و اگر در ناحیه‌ی فشاری امتداد یابند، باید به اندازه‌ی طول $d/2$ از وسط ارتفاع مقطع مهار شوند.

۹-۱۱-۶-۵-۶ پیچش: در صورت لزوم، آرماتورهای پیچشی عرضی می‌توانند به صورت خاموت‌های بسته مطابق بند ۹-۲۱-۶-۱-۷ و یا دورگیر باشند. در این حالت ضوابط ۹-۱۱-۶-۵-۷ تا ۹-۱۱-۶-۵-۹ به کار گرفته می‌شوند.

۹-۱۱-۶-۵-۷ آرماتورهای پیچشی عرضی پس از مقطعی که بر اساس محاسبه به آرماتور پیچشی نیازی ندارد، باید حداقل به اندازه‌ی $b_t + d$ امتداد یابند.

۹-۱۱-۶-۵-۸ فاصله‌ی بین آرماتورهای پیچشی عرضی نباید بیش‌تر از دو مقدار $p_h/8$ و ۳۰۰ میلی متر اختیار شود.

۹-۱۱-۶-۵-۹ در مقاطع توخالی تحت اثر پیچش، فاصله‌ی محورهای اضلاع خاموت بسته‌ی پیچشی تا وجه داخلی مقطع نباید کمتر از $0.5A_{oh}/p_h$ باشد.

۹-۱۱-۶-۵-۱۰ تکیه گاه جانبی آرماتور فشاری: آرماتورهای عرضی باید در سرتاسر فاصله‌ای که آرماتورهای طولی فشاری مورد نیاز هستند، تأمین شوند. تکیه‌گاه جانبی آرماتورهای طولی فشاری باید با استفاده از خاموت‌های بسته با دورگیر تأمین گردد. در این حالت ضوابط ۹-۱۱-۶-۵-۱۱ تا ۹-۱۱-۶-۵-۱۳ به کار گرفته می‌شوند.

۹-۱۱-۶-۵-۱۱ اندازه‌ی آرماتورهای عرضی باید حداقل موارد (الف) یا (ب) باشد. امکان استفاده از سیم‌های آجدار یا جوش شده با مساحت معادل وجود دارد.

الف- آرماتور به قطر ۱۰ میلی متر برای آرماتورهای طولی به قطر ۳۲ میلی متر و کوچک‌تر

ب- آرماتور به قطر ۱۲ میلی متر برای آرماتورهای طولی به قطر ۳۶ میلی متر و بزرگ‌تر و نیز برای گروه میلگردهای طولی

۹-۱۱-۶-۵-۱۲ فاصله‌ی آرماتورهای عرضی که به عنوان تکیه گاه جانبی آرماتور فشاری به کار می‌رود، نباید از حداقل مقادیر (الف) تا (پ) بیش‌تر باشد:

الف- ۱۶ برابر قطر آرماتور طولی

ب- ۴۸ برابر قطر آرماتور عرضی

پ- کوچکترین بعد مقطع تیر

۹-۱۱-۶-۵-۱۳ نحوه‌ی چیدمان آرماتورهای طولی فشاری باید به گونه‌ای باشد که تمام میلگردهای فشاری در گوشه‌های عضو با آرماتورهای عرضی با زاویه‌ی خم حداکثر ۱۳۵ درجه نگه داری شوند. فاصله‌ی آزاد میلگردهای طولی غیر واقع در گوشه‌ی میلگرد عرضی تا میلگردهای طولی نگه داری شده‌ی مجاور، نباید از ۱۵۰ میلی متر بیش‌تر باشد.

۹-۱۱-۶-۶ آرماتورهای یکپارچگی سازه‌ای در تیرهای درجا

۹-۱۱-۶-۶-۱ برای تیرهای واقع در پیرامون سازه، آرماتورهای یک‌پارچگی سازه‌ای بر اساس ضوابط (الف) تا (پ) اختیار می‌شوند:

الف- حداقل یک چهارم آرماتورهای لنگر مثبت حداکثر، ولی نه کم‌تر از حداقل دو میلگرد، باید سراسری اجرا شوند.

ب- حداقل یک ششم آرماتورهای لنگر منفی در تکیه‌گاه، ولی نه کم‌تر از حداقل دو میلگرد، باید سراسری اجرا شوند.

پ- آرماتورهای طولی یک‌پارچگی سازه باید با خاموت‌های بسته یا دورگیر در طول دهانه‌ی آزاد تیر محصور شوند.

۹-۱۱-۶-۶-۲ برای تیرهای غیر واقع در پیرامون سازه، آرماتورهای یک‌پارچگی سازه بر اساس بندهای (الف) و (ب) اختیار می‌شوند:

الف- حداقل یک چهارم آرماتورهای لنگر مثبت حداکثر، ولی نه کمتر از حداقل دو میلگرد، باید سراسری اجرا شوند.

ب- آرماتورهای طولی یک‌پارچگی سازه با خاموت‌های بسته مطابق بند ۹-۲۱-۶-۱-۷ و یا دورگیر در طول دهانه‌ی آزاد تیر محصور شوند.

۹-۱۱-۶-۶-۳ آرماتورهای طولی یک‌پارچگی سازه‌ای باید از ناحیه‌ی احاطه شده توسط آرماتورهای طولی ستون عبور کنند.

۹-۱۱-۶-۶-۴ آرماتورهای طولی یک‌پارچگی سازه‌ای در تکیه‌گاه‌های غیر پیوسته باید به طور کامل مهار شوند تا آرماتورهای مقطع در بَر تکیه‌گاه به تنش جاری شدن خود برسند.

۹-۱۱-۶-۶-۵ اگر وصله برای آرماتورهای یک‌پارچگی سازهای مورد نیاز باشد، آرماتورها باید بر اساس موارد (الف) و (ب) وصله شوند:

الف- آرماتورهای لنگر خمشی مثبت در تکیه‌گاه و یا مجاورت آن وصله شوند.

ب- آرماتورهای لنگر خمشی منفی در وسط دهانه و یا مجاورت آن وصله شوند.

۹-۱۱-۶-۶-۶ وصله‌ی آرماتورهای یک پارچگی باید به صورت تمام مکانیکی، تمام جوشی، و یا وصله‌ی پوششی کششی از نوع B باشد.

۹-۱۱-۷-سیستم تیرچه یکطرفه

۹-۱۱-۷-۲-۱ عرض تیرچه در هیچ موقعیتی از ارتفاع آن، نباید کمتر از ۱۰۰ میلی متر باشد. ارتفاع کل تیرچه نباید بیشتر از سه و نیم برابر حداقل عرض آن باشد. فاصله‌ی آزاد بین تیرچه‌ها نباید بیش‌تر از ۷۵۰ میلی متر باشد.

۹-۱۱-۷-۲-۲ مقاومت برشی تأمین شده توسط بتن در تیرچه را می‌توان به اندازه‌ی ده درصد بیشتر از مقدار ذکر شده در فصل ۹-۸ این آیین نامه در نظر گرفت. مقاومت برشی تیرچه را می‌توان با استفاده از آرماتور برشی افزایش داد.

۹-۱۱-۷-۲-۳ به منظور تأمین یک پارچگی سازه‌ای، حداقل یک آرماتور در پایین هر تیرچه باید پیوسته بوده و مهار کافی داشته باشد تا در تکیه‌گاه به تنش جاری شدن خود برسد.

۹-۱۱-۷-۲-۴ میلگردهای عمود بر تیرچه در دال فوقانی باید بر اساس خمش و با در نظر گرفتن بارهای متمرکز محتمل تأمین شوند. ضوابط حداقل و فواصل این میلگردها بر اساس ضوابط آرماتور افت و حرارت مطابق بخش ۹-۱۹-۴ تعیین می‌شوند.

۹-۱۱-۷-۲-۵ سیستم تیرچه‌های یک طرفه که مشمول ضوابط بندهای ۹-۱۱-۷-۱-۱ و ۹-۱۱-۷-۲-۱ نمی‌شوند، باید به صورت سیستم تیر و دال طراحی شود.

۹-۱۱-۷-۲-۶ در سیستم‌هایی که از اجزای پر کننده‌ی دائمی، مانند بلوکهای سفالی و یا بتنی، در فواصل بین تیرچه‌ها استفاده می‌شود و مقاومت فشاری مصالح این اجزا حداقل برابر با مقاومت

مشخصه‌ی بتن تیرچه‌ها است، باید ضوابط (الف) و (ب) به صورت زیر را اعمال نمود.

الف- ضخامت دال روی اجزای پر کننده نباید از یک دوازدهم فاصله‌ی آزاد بین تیرچه‌ها و ۴۰ میلی متر کم‌تر اختیار شود.

ب- می‌توان از مقاومت جداره‌های قائم این اجزا که در تماس با تیرچه‌ها هستند، در محاسبه‌ی مقاومت برشی و مقاومت خمشی منفی تیرچه‌ها استفاده نمود. از مقاومت سایر قسمت‌های اجزای پر کننده در مقاومت سیستم صرف نظر می‌شود.

۹-۱۱-۷-۲-۷ در سیستم‌هایی که از قالب موقت استفاده می‌شود، و نیز در حالتی که اجزای پر کننده مشمول ضابطه ی بند ۹-۱۱-۷-۲-۶ نمی‌شوند، ضخامت دال نباید از یک دوازدهم فاصله‌ی آزاد بین تیرچه‌ها و ۵۰ میلی متر کم‌تر باشد.

۹-۱۱-۸-تیرهای عمیق

۹-۱۱-۸-۱ کلیات

۹-۱۱-۸-۱-۱ تیرهای عمیق اعضایی هستند که در یک وجه تحت بار قرار گرفته و در وجه مقابل روی تکیه‌گاه‌ها قرار دارند؛ به طوری‌که امکان به وجود آمدن المان‌های فشاری "بست" از سمت بار به سمت تکیه‌گاه‌ها وجود داشته باشد؛ و نیز حداقل یکی از ضوابط (الف) یا (ب) برقرار باشند:

الف- نسبت طول دهانه‌ی آزاد به ارتفاع کل مقطع، l_n / h، بیش‌تر از ۴ نباشد.

ب- در محدوده‌ی $2h$ از بَر تکیه‌گاه، بارهای متمرکز اعمال شده باشند.

۹-۱۱-۸-۱-۲ طراحی تیرهای عمیق با در نظر گرفتن توزیع غیر خطی کرنش طولی در ارتفاع مقطع تیر انجام می‌شود. روش بست و بند بر اساس ضوابط پیوست ۹-پ۳ این مبحث برای منظور کردن توزیع غیر خطی کرنش مناسب تلقی می‌شود.

۹-۱۱-۸-۲ محدودیت‌های ابعادی و آرماتور گذاری تیرهای عمیق

۹-۱۱-۸-۲-۱ ابعاد مقطع تیرهای عمیق (مگر در مواردی که در ضوابط روش بست و بند در پیوست ۹-پ۳ مشخص شده‌اند)، باید به گونه‌ای انتخاب شوند که رابطه‌ی زیر برقرار باشد:

$$V_u \le \phi 0.83\sqrt{f'_c} b_w d \qquad (۹-۱۱-۴)$$

۹-۱۱-۸-۲-۲ آرماتورهای توزیع شده در وجوه کناری تیرهای عمیق باید مطابق ضوابط (الف) و (ب) باشند:

الف- مساحت آرماتورهای برشی توزیع شده در راستای عمود بر محور طولی تیر، A_v، حداقل باید $0.0025b_w s$ باشد؛ که در آن s، فاصله‌ی آرماتورهای برشی عرضی است.

ب- مساحت آرماتورهای برشی توزیع شده در راستای موازی با محور طولی تیر، A_{vh}، حداقل باید $0.0025b_w s_2$ باشد؛ که در آن s_2، فاصله‌ی آرماتورهای برشی طولی است.

۹-۱۱-۸-۲-۳ حداقل آرماتورهای خمشی کششی در تیر عمیق بر اساس بند ۹-۱۱-۵-۱ تعیین می‌شود.

۹-۱۱-۸-۲-۴ پوشش بتن در تیر عمیق بر اساس ضوابط فصل ۹-۴ تعیین می‌شود. حداقل فاصله‌ی آرماتورهای طولی مجاور بر اساس محدودیت فاصله‌ی میلگردهای طولی تیر مطابق بخش ۹-۲۱-۲-۱، تعیین می‌گردد.

۹-۱۱-۸-۲-۵ فاصله‌ی آرماتورهای برشی طولی و عرضی در تیر عمیق، نباید از مقادیر $d/5$ و ۳۰۰ میلی متر بیش‌تر باشد.

۹-۱۱-۸-۲-۶ طول گیرایی آرماتورهای کششی در تیر عمیق بر اساس توزیع تنش در آرماتورهایی که مستقیما تابع لنگر خمشی نیستند، مطابق بند ۹-۱۱-۶-۲-۶ انجام می‌شود.

۹-۱۱-۸-۲-۷ در تکیه‌گاه‌های ساده، آرماتورهای کششی لنگر مثبت باید طوری مهار شوند که میلگرد بتواند در بَر تکیه‌گاه به تنش جاری شدن خود برسد. اگر تیر عمیق بر اساس مدل‌های بست و بند طراحی شده باشد، آرماتورهای کششی ناشی از لنگر خمشی مثبت باید مطابق ضوابط بند ۹-پ۳-۵-۲ از پیوست ۹-پ۳ مهار شوند.

۹-۱۱-۸-۲-۸ در تکیه‌گاه‌های داخلی تیرهای عمیق، ضوابط (الف) و (ب) باید برقرار باشند:

الف- آرماتورهای کششی لنگر خمشی منفی باید با آرماتورهای دهانه‌های مجاور پیوسته باشند.

ب- آرماتورهای کششی لنگر خمشی مثبت باید با آرماتورهای دهانه‌های مجاور پیوسته بوده و یا به آنها وصله شده باشند.

این درسنامه درحال تکمیل شدن می باشد و ادامه آن مرحله مرحله در کانال تلگرام و سایت قرار داده خواهد شد تا مهندسین عزیز از فرصت باقی مانده تا آزمون نهایت استفاده را ببرند.

قابل ذکر است که مطالب قرارداده شده تا اینجا نیز ممکن است در نسخه های بعدی تغییر یابد و کامل تر شود.

www.ziaalhagh.com

telagram: @civilstructure

instagram: cilvilzia