www.civilbook.ir

تاریخ: موضوع:

سازه‌های بتن آرمه ۱

جلسه دوم ۸۷/۷/۹

فصل ۱ خواص مکانیکی مصالح

تعریف بتن: بتن مخلوط متراکم از سیمان، مصالح سنگی (شن و ماسه)، آب و افزودنی‌های مجاز دیگر است

بتن = سیمان + مصالح دانه‌ای + آب

* سیمان

انواع سیمان

۱- سیمان نوع ۱

سیمان پرتلند برای مصارف معمولی

۲- سیمان نوع ۲

برای مصارف عمومی

ضد سولفات متوسط

حرارت هیدراتاسیون کمتر است نسبت به سیمان نوع ۱ ← مصارف سازه‌های حجیم

۳- سیمان نوع ۳

سیمان زود گیر یا زود گیر

مقاومت اولیه سریع ← تا سن ۳ روز مقاومت سریع

حرارت زایی زیاد ← برای هوای سرد

۴- سیمان نوع ۴

سیمان دیر گیر یا دیر گیر

گسترش داده شده توسط سیویل بوک

www.civilbook.ir

تاریخ: موضوع:

حرارت را یا کم ← برای بتن ریزی های مهم ماند سدهای بتنی

۵ـ بتن بتنی

ـ سیمان مخلوطات (مخلوطات قوی)

ـ بتن دیر گیر

۶ـ سیمان دوباره کوره آهکداری (سیمان قدیمی)

ـ ۲۵ـ۲۵٪ دوباره یا دوباره

ـ حرارت زایی را شدت پایین می آورد

۷ـ سیمان پروتایک

ـ سیمان پرکننده

ـ مقدار ۱۵٪ـ۴ پزولان

ـ از استاندارد سیمان و حرارت زایی است

۸ـ سیمان پرتلند آمیخته با آهک

* آب

خواص آب مورد استفاده

ـ عاری از مواد آلی، قلیایی، اسیدی، املاح، روغن ها، نمک ها و چربی ها

ـ از نظر مخلوطات و خورندگی باشد

$4.5 < pH < 8.5$

ـ در نتیجه بطور کلی آب قابل شرب باشد

تاریخ: موضوع:

* نشت دانه

ـ بطور کلی ۸۵٪ـ۶۰٪ حجم بتن را اشغال می دهد

* انواع بتن ها

ـ بتن انواع آن ها اصلاح خواص بتن

ـ افزایش کارایی، مقاومت، دوام، آب بندی، نفوذپذیری

ـ هوا: بتن را یخ زدگی و شوره در معرض یخ زدن و ذوب نمک مقاوم تر

ـ کاهنده آب

ـ دیر گیر کننده (ماده شکر)

ـ تسریع کننده (ماده کلرید کلسیم) در بتن غیر مسلح

ـ پزولان ها

ـ مواد معدنی ریز دانه

ـ مواد مخلوط، کاهش نفوذپذیری، دوغاب سازی، گاز مازو

ـ مواد معدنی

ـ رنگدانه ها

* خواص بتن

ـ مقاومت مشاری خوب ← برای عناصر مشاری مثل سقف ها، تونل ها و...

ـ مقاومت کششی ضعیف ← محدود کردن مقاومت مشاری

برای جبران ضعف کششی و افزایش ظرفیت باربری بتن با افزودن آرماتور بتن مسلح یا بتن آرمه ساخته شود، در نتیجه به عمل آرماتورگذاری در بتن مسلح کردن گفته می شود و باعث افزایش ظرفیت باربری تا حدود ۲۰ برابر می شود.

گرفته شده از شبکه مهندسی سیویل سرک
منبع : ایران سازه

تاریخ: موضوع: ق:

دوام	رطوبت	مقاومت در برابر آتش	بتونی	فشاری	مقاومت اشتی	
خوب PH>11	خوب	خوب	نسبتاً خوب	خوب	ضعیف	بتن
ضعیف	ضعیف	ضعیف	خوب	خوب (کاهش)	خوب	خوالد

* عوامل اساسی بتن سطح

۱ـ در یک عضو بتنی سطح تمام شن و ماسه خوالد تشکیل می‌دهد.

۲ـ اتصال بین بتن و خوالد بتن توسط چسبندگی صورت می‌گیرد

۳ـ ضرایب انبساط حرارتی بین خوالد و بتن تقریباً با هم برابرند

$\alpha_{con} = 10 \times 10^{-6}$ 1/c

$\alpha_{st} = (10-12) \times 10^{-6}$ 1/c

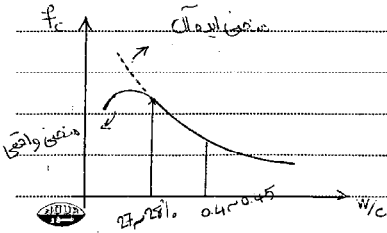
* عوامل موثر بر مقاومت فشاری بتن

۱ـ نسبت آب به سیمان، که بیشترین تاثیر را دارد

۲ـ نسبت مصالح سنگی به سیمان

۳ـ دانه بندی شن، درجه زبری سطح، مقاومت و سختی دانه‌های سنگی

۴ـ حداکثر اندازه مصالح سنگی



جلسه سوم ۱۳۸۷/۷/۲۳

تاریخ: موضوع: ق:

* مقاومت مشخصه بتن

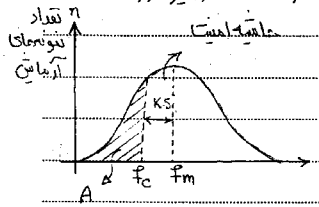
تعریف: مقاومت نمونه استوانه‌ای 15*30 در روز 28 ام می‌باشد

f_k یا $f_c = f_m - KS$ میانگین مقاومت‌ها $f_m = \frac{\sum f_i}{n}$

$S = \sqrt{\frac{\sum (f_i - f_m)^2}{n-1}}$ انحراف معیار

K: ضریبی است که برای احتمال 5% برابر 1.64 و برای احتمال 1% برابر 2.33 در نظر گرفته می‌شود.

* در جدول ۲-۳-۴ صفحه ۸۷ آبا، ضریب انحراف استاندارد نیز آورده شده است.



$\frac{A}{\text{سطح زیر منحنی}} = 5\% \rightarrow K = 1.64$

$\frac{A}{\text{سطح زیر منحنی}} = 1\% \rightarrow K = 2.33$

* برای سیمان تیپ 5 از مقاومت 42 روزه به جای مقاومت 28 روزه استفاده می‌شود.

* مقاومت بتن در سن دلخواه از 28 روز (42 روز برای تیپ 5)

فرمول‌های تجربی

برای سیمان پرتلند نوع I $\frac{f_{c_1}}{f_{c_2}} = \frac{\log t_1}{\log t_2}$ روز

منبع : ایران سازه

www.civilbook.ir

تاریخ: موضوع:

$$۲_\ \frac{f_{28}}{f_7} = 1.3 \sim 1.7$$

$$۳_\ f_{c(28)} = f_{c(7)} + 2.5\sqrt{f_{c(7)}}$$

* محاسبه زمان لازم برای باز کردن قالب (قالب برداری)

۱_ استفاده از فرمول تجربی

$f_{cu}(t) = f_{cu(28)} \times \frac{\log t}{\log 28}$ ← محاسبه می شود

↙ برای نمونه ملاتی

۲_ استفاده از نمونه آزمایشی (معمولاً مکعب 20×20)

* نمونه آزمایشی در کارگاه و با همان شرایط باید تهیه و مراقبت شود.

۳_ استفاده از جدول ۷_۳ صفحه ۱۰۷ آبا

* بزرگترین عدد در این سه مورد را انتخاب می کنیم

* روابط برای تبدیل نمونه ها

$$\frac{\text{مقاومت نمونه ملاتی } 15\,cm}{\text{مقاومت نمونه استوانه ای } 15\times 30\,cm} = 1.15 \sim 1.26$$

$$\frac{f \text{ استوانه ای}}{f \text{ مکعبی}} = 0.76 + \log\frac{\text{مقاومت ملاتی}}{200} \quad \text{: فرمول تجربی}$$

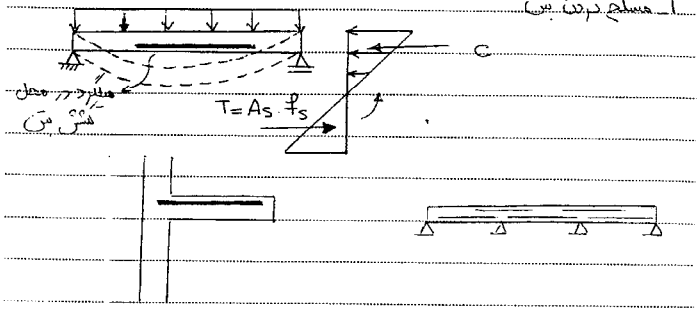
مقاومت نمونه ملاتی بر حسب psi

$$\frac{f \text{ استوانه ای}}{f \text{ مکعبی}} = 0.76 + 0.2\log\frac{f_{cu}}{2840} \quad \text{: ایروامر آلمانی است}$$

تاریخ: موضوع:

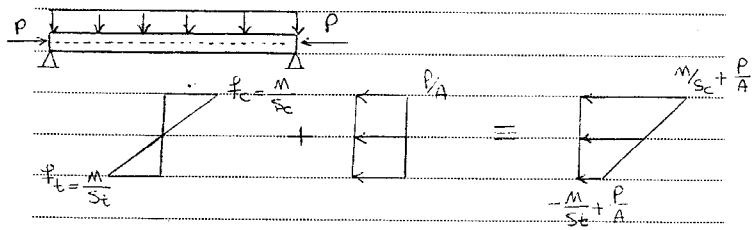
* روش های حذف بتن در بتن

۱_ مسلح کردن بتن



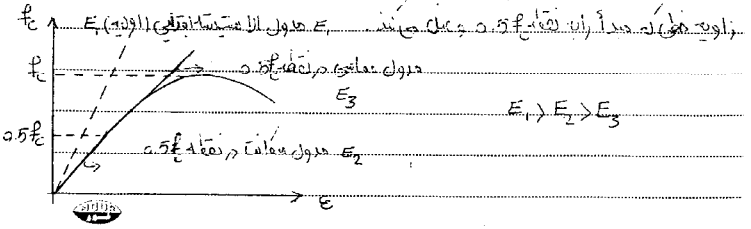
۲_ پیش تنیدگی

ایجاد یک نوع سازه ای معلوم و ثابت از قبل در بتن است



* ضریب الاستیسیته بتن (E_c)

مدول الاستیسیته بتن ثابت نبوده و تابع مقاومت مکعبی بتن می باشد و برابر است با میزان زاویه ای که مبدأ آن نقطه $f_c = 0$ و $\varepsilon = 0$ می باشد



منبع : ایران سازه

www.civilbook

تاریخ: موضوع:

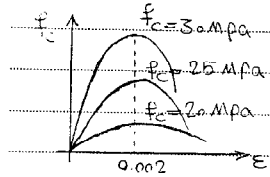
آیا: $E_c = 5000\sqrt{f_c}$ $(Mpa) = \frac{N}{mm^2}$

$f'_c = 10 f_c$

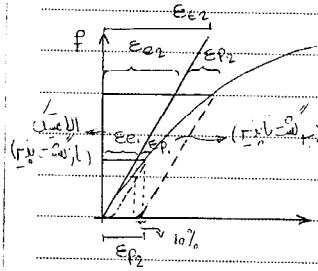
ACI: $E_c = 15100\sqrt{f'_c}$ (Kg/cm^2)

آیین نامه ۳۶۰-۱۳ صفحه ۱۸۹

* نمودار تنش / ترش مصالح بتن



با افزایش f'_c سطح مقاومت افزایش و شیب نزولی نیز افزایش می یابد.



* هرچه مقدار بارپذیرایی مصالح ε_p بیشتر باشد مصالح شکل پذیرتر است.

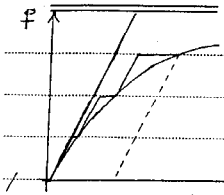
* چون از باربرداری مقدار ε_e به صفر در زمان برمی گردد و ε_p در مصالح باقی می ماند.

$\varepsilon_{t_2} = \varepsilon_{e_2} + \varepsilon_{p_2}$

* خزش (creep)

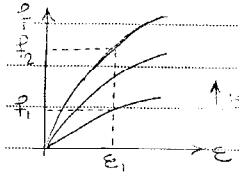
تعریف: رشد تغییر شکل های پلاستیک در طول زمان تحت بار ثابت می باشد و هرچه مقدار بارپذیرایی مصالح بتن بیشتر باشد مقدار خزش افزایش یافته و تا حدود 4 الی 5 برابر تغییر شکل اولیه می رسد.

تاریخ: موضوع:



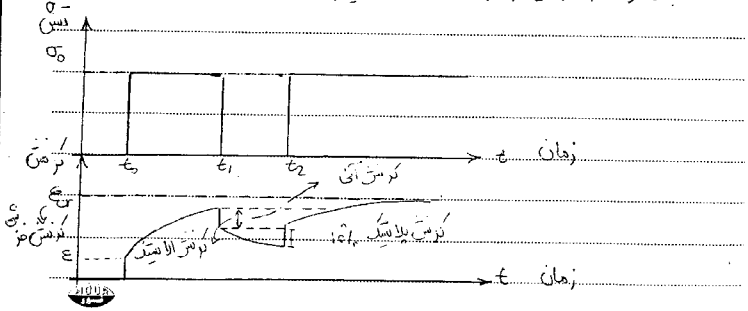
برای طراحی اجزای بتنی همیشه تغییر شکل را بین از چند مال محاسبه می نمایم و این عدد باید از حد مجاز تجاوز نکند.

فولادهای پیش تنیده با مقاومت بالای $(10 \sim 12) \times 10^3$ نیز در خزش اهمیت بسیاری پیدا می کنند چون این فولادها دچار سستی یا Relaxation می شوند.



* عوامل موثر در خزش

- مقاومت (افزایش) ⇐ خزش (کاهش)
- عمر بتن (افزایش) ⇐ خزش (کاهش)
- بارورده (افزایش) ⇐ خزش (افزایش)
- رطوبت محیط (افزایش) ⇐ خزش (کاهش)
- ابعاد نمونه (افزایش) ⇐ خزش (افزایش)



منبع : ایران سازه

www.civilbook.ir

تاریخ: موضوع:

بتن از بارداری رفتارو سهم بار فولاد و بتن تغییر می کند و دیگر مثل حالت اولیه نمی باشد
(به این موضوع باتوزیع (توزیع مجدد) یا Redistribution گفته می شود

* عدالتر تغییر شکل سی بتن
بند ۱۱-۳-۲ آیا: تنش بتن در حالت نهایی برابر است با
$\varepsilon_c = 0.003 \sim 0.0035$
عدالتر تنش بتن در دورترین تارهای برابر است با 0.003 الی 0.0035 که در طراحی ها 0.003 را در نظر می گیریم.

* بدست آوردن مقاومت کششی بتن
الف- آزمایش کشش برزیلی (آزمایش سلامت بتن به روش اولتراسونیک) Splitting

عدد بدست آمده معمولاً
مقاومت کششی بتن: $f_{ct} = \frac{2P}{\pi dL}$ مقاومت (20~30)٪ مقاومت فشاری بتن
هرمول تجربی: $f_{ct} = 0.55\sqrt{f'_c}$ $(N/mm^2) = MPa$

ب- آزمایش اندازه گیری مدول الاستیسیته (E_c) تا رمقی

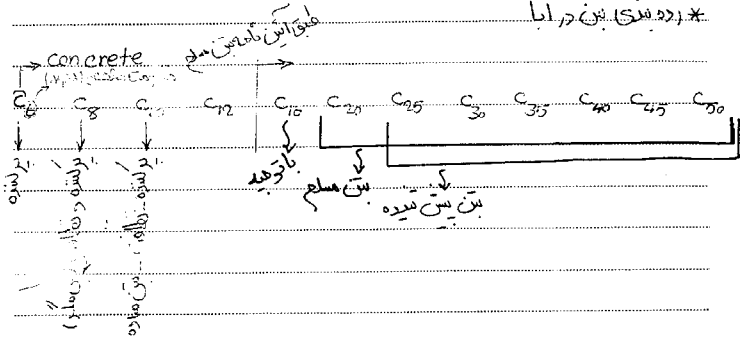
$f_r = \frac{Mc}{I}$

تاریخ: موضوع:

مقاومت کششی بتن آیین نامه آیا: $0.63\sqrt{f'_c}$ (MPa)
آیین نامه امریکا: $0.2\sqrt{f'_c}$ Kg/cm^2
برای تیرک خیز: $0.7\sqrt{f'_c}$ Kg/cm^2

$f_r =$

* رده بندی بتن در آیا

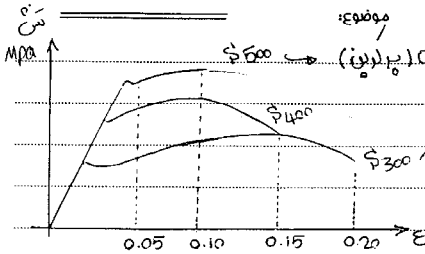


* طبقه بندی فولاد از نظر آیین نامه بتن ایران

رده فولاد	تنش جاری شدن MPa	تنش نهایی MPa	تغییر شکل در هنگام گسیختگی %	معادل روسی	مورد استفاده
S_{220}	200	380	25	AI خوشکاری	حلزونی یا مارپیچ
S_{300}	300	500	19	AII x	آرماتور کنترل حرارتی
S_{350}	350	—	—	— x	"
S_{400}	400	600	14	AIII x	آجدار (رویه)
S_{500}	500	—	—	AIV x	"

www.civilb

تاریخ: موضوع:



* موارد استفاده از فولاد مقاومت بالا

۱ـ کاهش شکل پذیری؛

۲ـ کاهش سطح مقطع فولاد مورد نیاز؛

۳ـ جیستی سبک تر؛

۴ـ تحت بارهای خیلی زیاد ترک‌های بتن بازشده و خوردگی را از این بتن می‌دهد.

* ضخامت مناسب برای پوشش بتن روی میلگردها (cover)

نوع قطعه	نوع شرایط محیطی (mm)			
	ملایم	متوسط	شدید	بسیار شدید
تیرها و ستون‌ها	35	45	50	65
دال‌ها، دیوارها و تیرچه	20	30	35	50
پوسته‌ها و صفحات پلیسه	20	25	30	45
شالوده‌ها	40	50	60	75

نوع شرایط محیطی: بند ۸ـ۲ـ۹، صفحه ۱۴۰ تا ۱۴۳

تاریخ: موضوع: ایمنی و هزینه پذیری

فصل ـ ۲

بند ۹ـ۲ـ۱ـ۱، صفحه ۱۷۷: منظور از طراحی یک سازه

۱ـ ایمنی

۲ـ عملکرد مطلوب

۳ـ پایایی

* ایمنی

تعریف: یعنی اینکه مجموعه سازه، شاخصات و اتصالات آن طوری سازمان داده شود که انسجام و پایداری کافی را برای دو هدف زیر دارا باشد:

بند ۹ـ۲ـ۱ـ۲: ۱ـ تحت بارهای متعارف آسیب نبیند

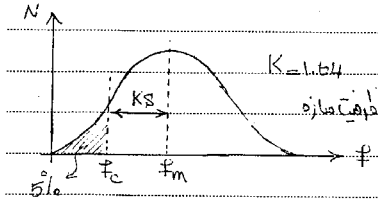
۲ـ در اثر بارهای سربارها خوب العاده نیفتد و خرابی نیابد.

* عملکرد مطلوب (هزینه پذیری)

بند ۹ـ۲ـ۱ـ۳: ۱ـ تغییر شکل از مقدار مجاز تجاوز نکند؛

۲ـ عرض ترک‌ها از مقدار مجاز بیشتر نباشد؛

۳ـ لرزش و ارتعاش در حدود قابل قبول باشد.



$K = 1.64$ $\quad f_c = f_m - Ks$

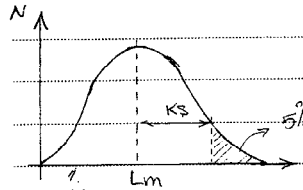
مقاومت یا هزینه سازه $S_c = S_m - Ks$

$$S = \sqrt{\frac{\sum (f_i - f_m)^2}{n-1}}$$

منبع : ایران سازه

www.civil

تاریخ: موضوع:

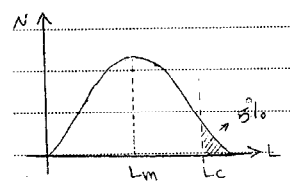


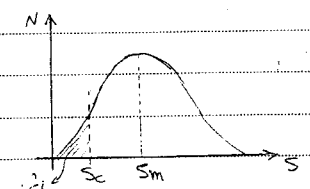
$L_c = L_m + K_s$

* بار مشخصه آن است که 95 درصد بارهای اعمال شده به سازه از آن بار کمتر باشد

* ضریب اطمینان

ضریب اطمینان مقاومت داخلی را داشته باشد که در برابر بارهای داخلی را داشته باشد تا از خرابی جلوگیری شود.





$L_c = L_m + K\sigma_L$ $\quad S_c = S_m - K\sigma_S$

پارامترهای بارگذاری (بار) ≪ پارامترهای طراحی (ظرفیت)

Demand ≪ capasity

لنگر $M_S \gg M_L$

برش $V_S \gg V_L$

پیچش $T_S \gg T_L$

نیروی محوری $P_S \gg P_L$

تاریخ: موضوع:

* حاشیه ایمنی (m)

$m = S - L \gg 0 \rightarrow S \gg L_c$ بار بحرانی

برای ایمنی بیشتر معمولاً داریم:

$\Phi_S \gg \gamma_f L_c$

Φ ضریب کاهش ظرفیت <1 ضریب افزایش بار >1

به عنوان مثال در طراحی سازه‌های فولادی در حدود $\gamma_f = 1$ و $\Phi = 0.9$ در نظر گرفته می‌شود.

* انواع بارهای وارد بر سازه

۱- بار مرده (Dead Load): ثابت در تمام زمان‌ها (بار وزن)

۲- بار زنده (Live Load): بار متحرک یا بار قابل وظیفه‌ای

۳- بارهای ناشی از طبیعت یا اموزی

- باد (W) ← مبحث ششم
- برف (S) ← " "
- زلزله (E) ← آئین نامه 2800
- فشار آب ← مبحث ششم (در سدها و تونل‌ها)
- فشار خاک ← " " (در سدها و تونل‌ها)
- تغییر درجه حرارت ← " " (در پل‌ها)

* روش‌های طراحی

الف- روش تنش مجاز (ASD): Allowable stress design

working stress design

www.civilbo

تاریخ: موضوع:

در این حالت ضرایب به صورت کاهش ضریب مقاومت می باشد (مانند طراحی فولاد)

$\phi < 1$ $\gamma_f = 1$

در این روش در حالت‌های فوق العاده (باد، باد و زلزله) تنش تا 33 درصد قابل افزایش است.

$D+L$	σ_a	$D+L$	σ_a
$D+L \pm E$	$1.33 \times \sigma_a$	$0.75(D+L \pm E/W)$	σ_a
$D+L \pm W$		یا $\times 1/1.33$	
$D \pm E$		$0.75(D+L \pm E/W)$	σ_a
$D \pm W$			

حالت فوق العاده

ب- روش طراحی مقاومت نهایی (روش ضرایب بار) آئین نامه بتن امریکا ACI

- در این روش ضرایب تقلیل در بارها ضرب می شوند.

$\gamma_f > 1$ $\phi = 1$

مقاومت طراحی ← (مقاومت مورد نیاز) بار وارده

$\Rightarrow$ مقاومت طراحی = $\phi \times$ مقاومت اسمی

$\phi M_n \geq M_u$ ← ضرایب بار ← مقاومت اسمی nominal

$\phi V_n \geq V_u$ و $\phi P_n \geq P_u$

برش و پیچش	$\phi = 0.85$	تنش و فشار	$\phi = 0.9$
لیبرگی در فشار	$\phi = 0.70$	فشار با دورپیچ	$\phi = 0.75$
تکیه‌گاه‌های بتن پرکننده	$\phi = 0.85$	فشار بدون پیچ	$\phi = 0.70$

تاریخ: موضوع:

خمش در تنش غیر مسلح $\phi = 0.65$ خمش ـ تنش $\phi = 0.85$

ج- روش طراحی در حالت حدی

ضرایب افزایش در بار و ضرایب کاهش در مقاومت ضرب می شوند

$\gamma_f > 1$ $\phi < 1$

$q_u = \gamma_D D + \gamma_L L$ ، $f_{ac} = \frac{f_c}{n}$ ، $f_{as} = \frac{f_y}{n'}$

$$\begin{cases} 1.25D + 1.5L \\ D + 1.2L \pm 1.2E \\ 0.85D \pm 1.2E \end{cases}$$

علت استفاده از ضرایب افزایش: ۱- عدم قطعیت

۲- تحلیل خطی و رفتار غیر خطی مصالح

مبانی طراحی در حالت حدی در آئین نامه بتن ایران طراحی برای حالت حدی نهایی و لنزل برای حالت حدی بهره برداری (لنزل تغییر شکل ها و لنزل ترک ها) می باشد.

* ضرایب جزئی تقلیل ظرفیت

$\phi_s = 0.85$ ضریب فولاد $\phi_c = 0.6$: ضریب بتن

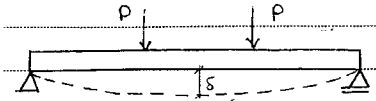
ضرایب جزئی افزایش بار		آئین نامه ACI طراحی مقاومت
$1.25D + 1.5L$		$1.4D + 1.7L$
$D + 1.2L \pm 1.2E$		$(1.4D + 1.7L \pm 1.7W)0.75$
$D + 1.2L \pm 1.2W$		$0.9D \pm 1.3W$
$0.85D \pm 1.2E$		$(1.4D + 1.7L \pm 1.87E)0.75$
$0.85D \pm 1.2E$		$0.9D \pm E$

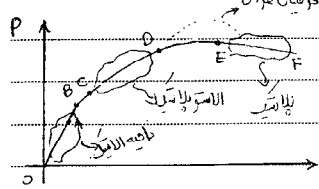
منبع : ایران سازه

www.civilbook.ir

تاریخ: موضوع:

* هر کدام از اعضای بتنی مسلح تحت خمش





A : نقطه ظهور ترک و تغییر شکل های پلاستیک

B : شروع ترک خوردگی

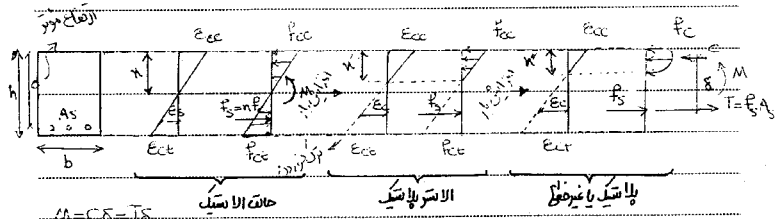
C : باز شدن ترک ها

D : توسعه تغییر شکل های پلاستیک در ناحیه مشارکت

E : نقطه تسلیم فولاد

F : نقطه گسیختگی مقطع

حالت الف حالت ارتجاعی $n=\frac{E_s}{E_c}\simeq 8 \to 12$



$M=C\delta=T\delta$

چون این سه حالت قبل از زمانی که تنش کششی بتن به مقاومت کششی آن برسد $C=T$

الف - مقطع ترک نخورده ← تنش کششی بتن ناچیز ← ناحیه مشارکت کششی بتن ← تنش کششی می رسد ← شکست ناگهانی (مقطع شکل پذیر)

حالت بین : مقطع متعادل یا بالانس (حالت مطلوب)

ب - مقطع پرفولاد ← شکست مشارکت اولیه بتن ← تردشکنی، شکست ترد

تاریخ: موضوع:

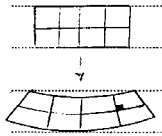
$\varepsilon_c = 0.003 \sim 0.0035$: کرنش نهایی بتن در حالت نهایی

آیا ... ؟ ... ؟

دو فرض اساسی در خمش

۱ - مقاطع مسطح و عمود بر محور تیر بعد از خمش بصورت مسطح و عمود بر محور باقی می ماند.

تغییرات کرنش در ارتفاع تیر بصورت خطی است.



۲ - تنش بتن در هر نقطه متناسب مستقیم با کرنش بتن در همان نقطه است.

حالت های بتن مسلح تحت خمش

۱ - حالت الاستیک ← تنش ها خطی و مقطع ترک نخورده (σA_s)

۲ - حالت الاستو پلاستیک ← تنش ها خطی و مقطع ترک خورده (σD)

۳ - حالت پلاستیک ← تنش ها غیرخطی و مقطع ترک خورده ← حالت مدکار نهایی

* آنالیز مقطع در حالت الاستیک

فرضیات : ۱ - تنش بتن در محدوده استر از مقاومت کششی بتن کمتر است.

۲ - توزیع تنش خطی و الاستیک می باشد.

فرمول های الاستیک مقاومت مصالح (مقطع متعادل)

$n=\frac{E_s}{E_c} \to f=\frac{My}{I}$

$M_{cr}=\frac{f_r I}{y'}$: لنگر ترک خوردگی

I : ممان اینرسی مقطع نسبت به تار خنثی

y' : فاصله دورترین تار کششی از محور خنثی

www.civilbook.ir

تاریخ: موضوع:

فرمول لنگر ترک برای سطوح بتنی : $M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t}$

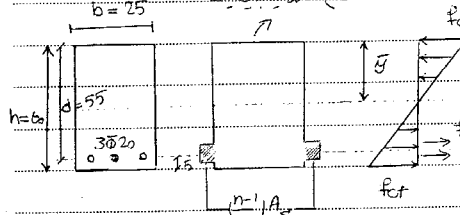
I_g : ممان اینرسی مقطع بتنی نسبت به محور مرکزی بدون در نظر گرفتن فولاد

y_t : فاصله دورترین کرنش از محور مرکزی می باشد

$f_r = 0.6\sqrt{f'_c}$	Mpa	آبا
$f_r = 2\sqrt{f'_c}$	Kg/cm^2	ACI
$f_r = 0.7\sqrt{f'_c}$	Kg/cm^2	ACI (برای بتن سبک)
$f_r = 0.63\sqrt{f'_c}$		سایر

مثال: ابعاد مقطع تیر بتنی زیر d چند می باشد. از ماتریال مقطع $f'_c = 300\ Kg/cm^2$ و میلگرد آن $f_y = 4000\ Kg/cm^2$ می باشد. از مقاومت مشخصه بتن $300\ Kg/cm^2$ و میلگرد $3\phi 20$ (AIII) استفاده شده است. اگر لنگر مقاوم مقطع $4000\ Kg-m$ باشد آیا تیر ترک خورده یا خیر؟

مقطع معادل با بتن یکنواخت



$f_y = 4000\ Kg/cm^2 \quad f'_c = 300\ Kg/cm^2 \quad M = 4000\ Kg-m$

$A_s = 3 \times \frac{\pi (2)^2}{4} = 9.42 cm^2$

$E_c = 15100\sqrt{f'_c} = 15100\sqrt{300} = 2.62 \times 10^5\ Kg/cm^2$

$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2 \times 10^6}{2.62 \times 10^5} = 7.63 \rightarrow (n-1)A_s = 62.4 cm^2$

تاریخ: موضوع:

$\bar{y} = \frac{(25 \times 60 \times 30) + (62.4 \times 55)}{(25 \times 60) + 62.4} = 31 cm$

$I = \left[\frac{1}{12} \times 25 \times 60^3 + (25 \times 60) \times (31 - 30)^2\right] + \left[0 + 62.4 \times (55 - 31)^2\right] = 4.87 \times 10^5\ cm^4$

بتن $f_{cmax} = f_{cc} = \frac{M\bar{y}}{I} = \frac{4000 \times 10^2 \times 31}{4.87 \times 10^5} = 25.5\ Kg/cm^2$

بتن $f_{tmax} = f_{ct} = \frac{M(h - \bar{y})}{I} = \frac{4000 \times 10^2 \times (60 - 31)}{4.87 \times 10^5} = 23.8\ Kg/cm^2$

$n = \frac{E_s}{E_c} \Rightarrow E_c E_s = n E_c \times E_c \qquad f_s = n f_c \rightarrow n f_c = n \frac{M(d - \bar{y})}{I}$

$f_s = 7.63 \times \frac{4000 \times 10^2 \times (55 - 31)}{4.87 \times 10^5} = 150.4\ Kg/cm^2$

مقاومت کششی بتن خورده : $f_r = 2\sqrt{f'_c} = 2\sqrt{300} = 34.6\ Kg/cm^2$

$f_{tmax} < f_r \rightarrow$ مقطع ترک نخورده الاستیک

لنگر ترک خوردگی : $M_{cr} = \frac{f_r I}{y'} = \frac{34.0 \times 4.87 \times 10^5}{29} = 58141\ Kg-cm = 5814\ Kg-m$

فرمول تقریبی (آبا) : $M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} = \frac{34.6 \times 1/12 \times 25 \times 60^3}{30} = 519000\ Kg-cm = 5190\ Kg-m$

* اگر مقطع بتنی در حالت الاستیک باشد

خروجی ها : مقاومت مشخصه بتن کمتر از f'_c 0.85 می باشد $\rightarrow f_{cc} < f'_c/2$

مقاومت تسلیم فولاد کمتر از f_y 0.5 تسلیم فولاد می باشد

www.civilbook.ir

تاریخ: موضوع:

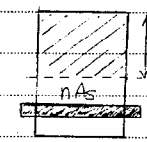
در حالت مرحله ای یا الاستیک ← $f_s < f_y$

۳- زمان عکاوت تنش ها صرف نظر می شود.

این حالت معمولاً در مقاطع تحت بار ثابت یا نیروهای دائمی وجود می آید.

مثال: مثال قبل را برای لنگر $M = 12000\ kg-m$ حل نمایید.

حالت الاستیک یا ترک ← مقطع ترک خورده ← $M = 12000\ kg-m > M_{cr} = 5810$



$nA_s = 7.63 \times 9.42 = 71.9\ cm^2$

$\bar{y} = \dfrac{25\times\bar{y}\times\bar{y}/2 + 71.9\times 55}{25\times\bar{y} + 71.9}$

$\rightarrow 12.5\bar{y}^2 + 71.9\bar{y} - 3955 = 0$

$\rightarrow \bar{y} = 15.1\ cm$

$I = \left[\dfrac{25\times 15.1^3}{12} + (25\times 15.1)\times\left(\dfrac{15.1}{2}\right)^2\right] + 71.9\times(55-15.1)^2 = 1.43\times 10^5\ cm^4$

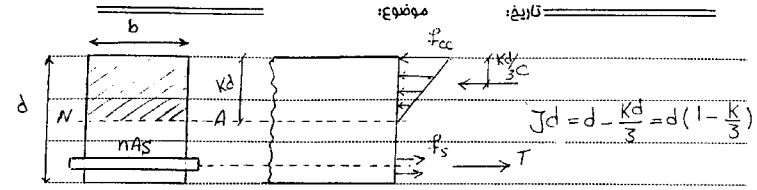
$f_{cmax} = \dfrac{M\bar{y}}{I} = \dfrac{12000\times 10^2\times 15.1}{1.43\times 10^5} = 127$

$f_s = n\dfrac{M(d-\bar{y})}{I} = 7.63\times\dfrac{12000\times 10^2\times(55-15.1)}{1.43} = 2555\ kg/cm^2$

در حالت الاستیک یا ترک: $f_{cc} = f_{cmax} = 127 < \dfrac{f_c}{2} = 150$ ok ✓

$f_s = 2555 < f_y = 4000$ ok ✓

تاریخ: موضوع:



لنگر داخلی مقاومت بتن فشاری = $bKd \times \dfrac{Kd}{2}$ — $nA_s(d-Kd)$ = لنگر داخلی مقاومت فولاد کششی

Kd مجهول و d معلوم ← K محاسبه می شود

$T = f_s A_s$

$C = \dfrac{bKd}{2} f_{cc}$ ← $T = C$

$M = C\,jd = T\,jd = f_s A_s jd \rightarrow f_s = \dfrac{M}{A_s jd}$

$M = C\,j_d = \dfrac{bKd}{2} f_{cc} j' \rightarrow M = \dfrac{1}{2} bK'jd^2$

مثال: یک تیر مستطیلی با ابعاد $b = 250\ mm$ و $h = 550\ mm$ توسط ۶ عدد میلگرد به قطر ۲۵ mm تقویت شده است. مقاومت مشخصه بتن $f'_c = 25\ MPa$ و تنش تسلیم فولاد $f_y = 400\ MPa$ می باشد. مقاومت کششی بتن ناچیز فرض شود. لنگر مقاومت طراحی را بدست آورید.

$M_u = 50\ kN\,m$ ثبت

$M_u = 120\ kN\,m$ ب

$A_s = 3\times 531 = 1593\ mm^2$

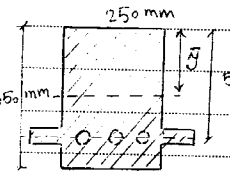
$E_c = 5000\sqrt{f'_c} = 0.25\times 10^5\ MPa$

$n = \dfrac{E_s}{E_c} = \dfrac{2\times 10^5}{0.25\times 10^5} = 8$ $\qquad (n-1)A_s = 7\times 1593 = 11151\ mm^2$

دانلود شده توسط سیویل بوک
منبع : ایران سازه

www.civilbook.ir

تاریخ: موضوع:



فرض می کنیم که مقطع ترک نخورده است

$$\bar{y} = \frac{\sum A y}{\sum A} = \frac{250 \times 650 \times \frac{650}{2} + 11151 \times 580}{250 \times 650 + 11151} = 341.4\ mm$$

$$I = \left[\frac{250 \times 650^3}{12} + (250 \times 650)\times\left(\frac{650}{2} - 341.4\right)^2\right] + 11151 \times (580 - 341.4)$$

$$\rightarrow I = 6399 \times 10^6\ mm^4$$

$$f_{cc} = \frac{M\bar{y}}{I} = \frac{60 \times 10^6 \times 341.4}{6399 \times 10^6} = 32\ Mpa$$

$$f_{ct} = \frac{M(h-\bar{y})}{I} = \frac{60 \times 10^6 \times (650 - 341.4)}{6399 \times 10^6} = 2.89\ Mpa$$

$$f_r = 0.6\sqrt{f'_c} = 3\ Mpa$$

$$f_s = n\frac{M_y}{I} = 8 \times \frac{60 \times 10^6\ (580 - 341.4)}{6399 \times 10^6} = 17.9\ Mpa$$

$f_{cr} < f_r$ ، $f_s < f_y$ ← مقطع ترک نخورده، رفتار خطی ← فرض ما صحیح است

$$M_{cr} = \frac{f_r I}{\bar{y}} = \frac{3 \times 6399 \times 10^6}{650 - 341.4} = 62207400\ N\text{-}mm = 62.2\ KN\text{-}m$$

حالت ب)

$M_u = 120\ KN\text{-}m > M_{cr} = 62.2$ ← مقطع ترک خورده است

$$\frac{b}{2}(kd)^2 - nA_s(d - kd) = 0 \rightarrow \frac{250}{2}(kd)^2 - 8 \times 1593(580 - kd) = 0$$

تاریخ: موضوع:

$$\frac{kd}{\bar{y}} = 197.5\ mm \rightarrow k = \frac{197.5}{580} = 0.340 \qquad J = 1 - \frac{k}{3} = 0.887$$

$$f_s = \frac{M}{A_s J d} = \frac{120 \times 10^6}{1593 \times 0.887 \times 580} = 146.2\ Mpa$$

$$f_{cc} = \frac{M}{\frac{bd^2}{2}KJ} = \frac{120 \times 10^6}{\left(\frac{250 \times 580^2}{2}\right) \times 0.340 \times 0.887} = 9.46\ Mpa$$

$f_s < f_y$ ، $f_{cc} < \frac{f'_c}{2} = 12.5 \rightarrow$ فرض مقطع الاستیک صحیح است

حالت ج) مقطع ترک خورده، رفتار غیرخطی

آنالیز: عبارتست از بدست آوردن مشخصات مقطع و ارضا نمودن معادلات تعادل و سازگاری

طراحی: عبارتست از تعیین ابعاد مقطع و میلگردهای آرماتور طولی

آئین نامه ACI 318-99 تنش های مجاز در بتن و فولاد به صورت زیر می باشد.

تنش مجاز در بتن $= 0.45 f'_c$ MPa

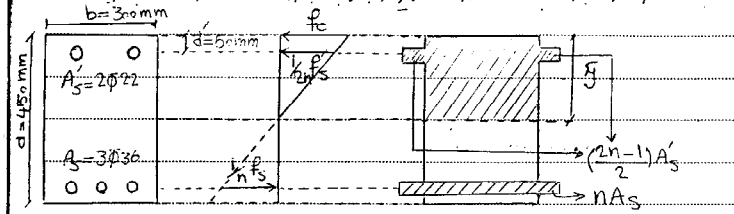
تنش مجاز در فولاد $= \begin{cases} 140 & G350, G280 \text{ فولاد} \\ 170 & G420 \text{ فولاد} \end{cases}$

نسبت مدولی برای مواد مختلف بصورت $n = \frac{E_s}{E_c}$ تعریف می شود که در تعادل تنش شونده علت تنش بیشتر در بتن $\frac{E_s}{E_c}$ برابر تنش فشاری در بتن می باشد.

www.civilbo

تاریخ: موضوع:

مثال: حداکثر لنگر مجاز قابل تحمل در یک تیر با توجه به رویت تنش مجاز مطابق شکل



$f_c = 30\,Mpa \quad f_y = 400\,Mpa \quad E_s = 2\times10^5\,Mpa$

$E_c = 5000\sqrt{f_c} = 27386\,Mpa \quad n = \frac{E_s}{E_c} = 7.30$

$A_s = 3\Phi36 = 3054\,mm^2 \rightarrow nA_s = 7.30\times3054 = 22294\,mm^2$

$A'_s = 2\Phi22 = 760\,mm^2 \rightarrow (2n-1)A'_s = 10336\,mm^2$

$$\bar{y} = \frac{300\times\bar{y}\times\bar{y}/2 + 10336\times50 + 22294\times450}{300\bar{y} + 10336 + 22294} \rightarrow 150\bar{y}^2 + 3263\bar{y} - 1054900 = 0$$

$\rightarrow \bar{y} = 178\,mm$

$$I_{tr} = \frac{30\times178^3}{3} + 10336\times(178-50)^2 + 22294\times(450-178)^2 = 2.38\times10^9\,mm^4$$

لنگر به تنش مجاز خواهیم رسید.

$$f_c = \frac{M\bar{y}}{I_{tr}} \rightarrow M = \frac{f_c I_{tr}}{\bar{y}} = \frac{(0.45\times30)\times2.38\times10^9}{178} \times 10^{-6}$$

$\rightarrow M = 180.5\,KN\cdot m \quad (I)$

تاریخ: موضوع:

$$f_s = n\frac{M(d-\bar{y})}{I_{tr}} = 7.30\times\frac{180.5\times10^6\times(450-178)}{2.38\times10^9} = 151 < 170 \quad ok\checkmark$$

اگر فولاد تنش مجاز خود را دهد.

$$f_s = n\frac{M(d-\bar{y})}{I_{tr}} \rightarrow M = \frac{f_s I_{tr}}{n(d-\bar{y})} = \frac{170\times2.38\times10^9}{7.30\times(450-178)} \times 10^{-6}$$

$\rightarrow M = 203.8\,KN\cdot m \quad (II)$

$I \lhd II \rightarrow M_{max} = 180.5\,KN\cdot m$

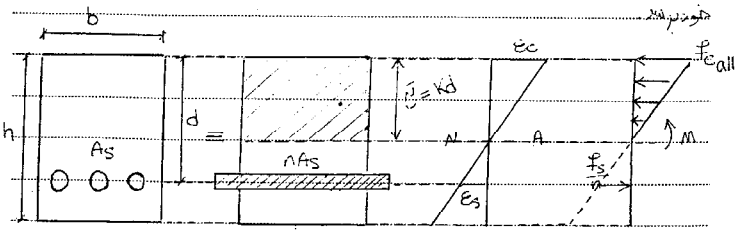
$$f'_c = 2n\frac{M(\bar{y}-d')}{I_{tr}} = 2\times7.30\times\frac{180.5\times10^6\,(178-50)}{2.38\times10^9} = 142\,Mpa$$

$142 < 170 \quad ok\checkmark$

$M_{allow} = 180.5\,KN\cdot m \leftarrow$ لنگر مجاز

* طراحی مقطع به روش تنش مجاز

متداول‌ترین طرح یا طرح متوازن (Balanced design) طرحی است که بطور همزمان تنش در مطمئن‌ترین تار مقطع به تنش مجاز f_c برسد و تنش در فولاد کشش به تنش مجاز خود برسد.



$f_c = f_{c\,all} = 0.45\,f_c \qquad f_s = f_{s\,all}$

www.civil

تاریخ: موضوع:

تناسب: $\frac{f_c}{f_{s/n}} = \frac{Kd}{d-Kd}$ $\xrightarrow{\text{جمع و معرف}}$ $\frac{f_c}{f_c+f_{s/n}} = \frac{Kd}{d-Kd+Kd} = K$

$K = \frac{f_c}{f_c+f_{s/n}}$ $\xrightarrow{\text{مقادیر مجاز}}$ $K_b = \frac{f_{call}}{f_{call}+\frac{f_{sall}}{n}}$

$J_b = 1 - \frac{K_b}{3}$

$f_c = \frac{2M}{KJbd^2} \Rightarrow bd^2 = \frac{2M}{KJf_c}$ $\xrightarrow{\text{مقادیر مجاز}}$ $bd^2 = \frac{2M}{f_{call} K_b J_b}$

$A_s = \frac{M}{f_{call} J_b d}$

× مراحل ارتفاع تیر برای تنش خمشی

* مبنا صفحه ۱۴۲

تیر کنسول	تیر دو سر مرتفع	تیر یک سر مرتفع	تیر دو سر ساده
میزان کلورینز برکابیت گردد	$L/8$	$L/21$	$L/18.5$	$L/16$

مثال: تیری مطابق شکل تحت اثر بار قرار گرفته است ابعاد مقطع بارهای وارده بر آن را طراحی نمایید. تنش مجاز مصالح را طبق فرض کنید.

$LL = 15\ N/m$

$DL = 25\ N/m$ وزن خود تیر

$\gamma_c = 24\ KN/m^3$ (وزن مخصوص)

$f_c = 30\ Mpa$

$E_s = 2\times10^5\ Mpa$

$f_y = 400\ Mpa$

تاریخ: موضوع:

تیر دو سر ساده: $h_{min} = \frac{L}{16} = \frac{800\,mm}{16} = 500\,mm$ ابعاد مقطع تیر:

ابعاد تقریبی اولیه: $400 \times (500+200) = 400 \times 700\,mm$

وزن واحد طول تیر: $w = 0.4 \times 0.7 \times 1 \times 24 = 6.72\ KN/m$

بار واحد طول تیر: $q = \underbrace{(6.72+25)}_{\text{بار مرده}} + \underbrace{15}_{\text{بار زنده}} = 46.72\ KN/m$

$M_{max} = \frac{qL^2}{8} = 373.76\ KN-m$

$E_c = 5000\sqrt{30} = 27386\ Mpa$

$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2\times10^5}{27386} = 7.30$

$f_{call} = 0.45 \times 30 = 13.5\ Mpa$

$f_{sall} = 170$

$\Rightarrow K_b = \frac{13.5}{13.5+\frac{170}{7.30}} = 0.367$

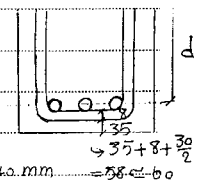
$J_b = 1 - \frac{K_b}{3} = 0.878$

$bd^2 = \frac{2M}{f_{call} K_b J_b} = \frac{2\times373.76\times10^6}{13.5\times0.367\times0.878} = 171.84\times10^6\ mm^3$

اگر $b = 400\,mm \Rightarrow d = 655\,mm$

$h = \underbrace{655}_{d} + \frac{1}{2}(30) + 8 + 35 = 713 \sim 700$

(فاصله مرکز آرماتورهای کششی تا بالای مقطع)



$b = 400\,mm \quad h = 700\,mm \quad d = h - b_c = 640\,mm$

سطح مقطع آرماتور: $A_s = \frac{M}{f_{sall} J_b d} = \frac{373.76}{170\times0.878\times640} = 3913\,mm^2$

منبع : ایران سازه

www.civil

$A_s = 3913\,mm^2 \rightarrow use = 4\Phi 36$

$A_s = 4072 > 3913$ OK ✓

تیرهای بتنی در آرماتورها عموماً می‌توانند متعادل فولاد $(bd^2)_{موجود} > (bd^2)_{متعادل}$ باشند

بتن آرماتورهایش کم، ولی بتن در معرض خطر $(bd^2)_{متعادل} > (bd^2)_{موجود}$ باشد

← در صورت امکان از آرماتور فشاری استفاده شود

* تمرین: (صفحه ۱۲۹ و ۱۳۰ تمرین ۴-۱۱ و ۴-۱۲)

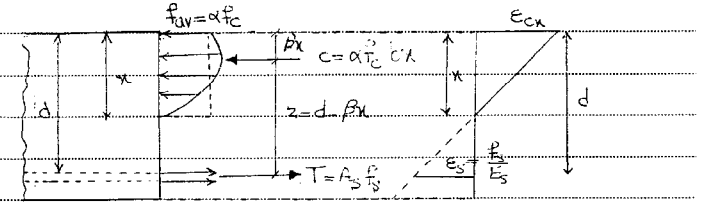
* آنالیز و طراحی مقاطع بتن آرمه در حالت حدی نهایی (آنا)

فرضیات: ۱- فولاد تسلیم شود $f_s = f_y$

۲- بتن در تار انتهایی فشاری تیر بتن خورد شود

آنا $\varepsilon_c = 0.003$ فشاری

0.0035 (بتن نرم)



در شکست تسلیم، بتن f_c و f_{av} باهم برابرند

$\alpha = \frac{f_{av}}{f_c} \rightarrow f_{av} = \alpha f_c$ $\qquad f_c \rightarrow \Phi_c f_c$

بدون اعمال ضریب تقلیل ظرفیت $\qquad C = \alpha f_c bx$

با اعمال ضریب تقلیل ظرفیت $\qquad C = \alpha(\Phi_c f_c) bx$

$\begin{cases} \Phi_c = 0.6 \\ \Phi_s = 0.85 \end{cases}$

$\Sigma F_x = 0 : T = C \rightarrow A_s f_s = \alpha(\Phi_c f_c) bx$

$\Sigma M = 0 : M = \begin{cases} Cz = \alpha(\Phi_c f_c) bx(d - \beta x) \\ Tz = A_s f_s (d - \beta x) \end{cases}$

* حالات مختلف

الف- اثر فشست مقطع و اثر سخت‌کردگی فولاد تسلیم با شدیدی: $f_s = \Phi_s f_y$

$\rightarrow A_s(\Phi_s f_y) = \alpha(\Phi_c f_c) bx \rightarrow x = \frac{A_s(\Phi_s f_y)}{\alpha(\Phi_c f_c) b}$

$M = A_s(\Phi_s f_y)(d - \beta x)$

در آرماتورها: $\rho = \frac{A_s}{bd}$

$x = \frac{A_s(\Phi_s f_y)}{\alpha(\Phi_c f_c) b} \times \frac{d}{b} \rightarrow x = \rho \frac{\Phi_s f_y}{\alpha(\Phi_c f_c)} d$

تیر مقاوم ناشی از تسلیم فولاد تسلیم $M_r = A_s(\Phi_s f_y) d \left[1 - \beta\rho \frac{\Phi_s f_y}{\alpha(\Phi_c f_c)}\right]$

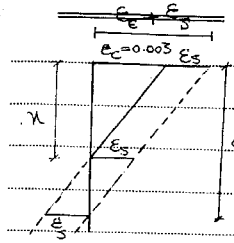
اثر مقدار $f_c < 30\,MPa$ $\qquad \beta = 0.425$ و $\alpha = 0.72$

$\rightarrow M_r = A_s(\Phi_s f_y) d \left[1 - 0.59 \frac{\Phi_s f_y}{\Phi_c f_c} \rho\right]$

ب- اثر فشست فشاری اولیه در مقطع رخ دهد یعنی $\varepsilon_c = 0.003$ ولی فولاد هنوز تسلیم نشده است.

www.civilbo

تاریخ: موضوع:



تناسب: $\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_c} = \frac{d-x}{x} \rightarrow \frac{\varepsilon_c+\varepsilon_s}{\varepsilon_c} = \frac{d-x+x}{x}$

$\rightarrow x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c+\varepsilon_s} d$

$x = \frac{0.003}{0.003+\frac{f_s}{E_s}} d = \frac{E_s x \frac{0.003}{E_s x 0.003 x f_s}}{} x d$

$E_s = 2 \times 10^5 \text{ Mpa} \rightarrow x = \frac{600}{600+f_s} d$

$f_s = E_s \left(\frac{0.003d}{x} - 0.003\right)$

با برابر آوردن x به آنها M_r به برابر می‌آید:

$M = Tz = A_s f_s (d - \beta x)$

$M = Cz = \alpha (\phi_c f_c) bx (d - \beta x)$

ج مقطع متعادل یا بالانس: مقطعی که در حالت حدی نهایی گرنش فولاد به گرنش تسلیم (ε_y) و گرنش بتن به 0.003 به طور همزمان برسد.

$x = \frac{600}{600+f_s} d \xrightarrow{\text{مقطع بالانس}} x_b = \frac{600}{600+f_y} d$

معادله تعادل: $C = T \rightarrow \frac{A_s}{bd} (\phi_s f_y) = \frac{\alpha (\phi_c f_c)}{bd} b \frac{600}{600+f_y} d$

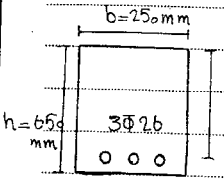
درصد آرماتور بالانس مقطع: $\rho_b = \frac{A_s}{db} = \frac{\alpha (\phi_c f_c)}{\phi_c f_y} x \frac{600}{600+f_y}$

$\rho < \rho_b \rightarrow$ کم آرمه $\rightarrow$ شکست نانویه

$\rho > \rho_b \rightarrow$ پر آرمه $\rightarrow$ شکست اولیه

تاریخ: موضوع:

مثال: لنگر خمشی اسمی M_r را در تیر زیر محاسبه کنید:



$f_c = 25 \text{ Mpa}$

$f_y = 400 \text{ Mpa}$

$A_s = 1593 \text{ mm}^2$

ρ بدون بعد: $\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{1593}{250 \times 580} = 0.0110$ ← همیشه باید رقم گرد شود

$f_c = 25 \text{ Mpa} < 30 \text{ Mpa} \rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.72 \\ \beta = 0.425 \end{cases}$

$\rho_b = \alpha \frac{\phi_c f_c}{\phi_s f_y} \frac{600}{600+f_y} = 0.72 \times \frac{0.6 \times 25}{0.85 \times 400} \times \frac{600}{600+400} = 0.0191$

$\rho < \rho_b \rightarrow$ فولاد تسلیم می‌شود ← حدس کانونیه

$C = T \rightarrow \alpha (\phi_c f_c) bx = A_s (\phi_s f_y)$

$0.72 (0.6 \times 25) 250 x = 1593 \times 0.85 \times 400 \rightarrow x = 200.6 \text{ mm}$

$M_r = Tz = A_s (\phi_s f_y)(d - \beta x)$

$= 1593 \times (0.85 \times 400)(580 - 0.425 \times 200.6) \times 10^{-6}$

$= 268 \text{ KN.m}$

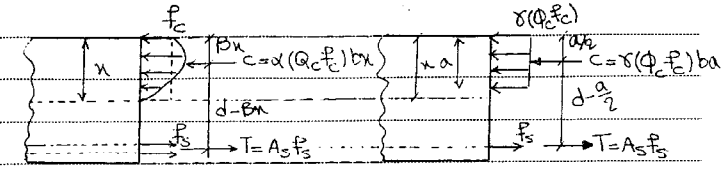
* مقاومت اسمی یک مقطع با استفاده از اولین نقطه تسلیم

برای مقاطع بیش‌تر روشی توسعه‌یافته‌تر دیده می‌شود

منبع : ایران سازه

www.civilb

تاریخ: موضوع:



شکل واقعی — شکل معادل در روش وینتر

ارتفاع بلوک = $a=\beta_1 x$ — مقدار ثابت باشد $\rightarrow \alpha(\phi_c f_c)bx=\gamma(\phi_c f_c)ba$

شدت تنش $=\gamma(\phi_c f_c)$ — $\alpha x=\gamma a \rightarrow \alpha=\frac{\gamma}{\alpha}a$

$\gamma=\frac{a\alpha}{a}$

اگر α ثابت باشد $\rightarrow \beta x=\frac{a}{2}=\frac{\beta_1 x}{2}\rightarrow \beta=\frac{\beta_1}{2}\rightarrow \beta_1=2\beta$

$\gamma=\frac{\alpha x}{a}=\frac{\alpha x}{\beta_1 x}=\frac{\alpha}{\beta_1}$

ضرایب بلوک تنش وینتر

ضرایب	f_c (MPa)					
	≤ 30	35	40	45	50	≥ 55
α	0.72	0.68	0.64	0.62	0.60	0.56
β	0.425	0.400	0.385	0.365	0.350	0.325
$\beta_1=2\beta$	0.85	0.80	0.77	0.73	0.70	0.65
$\gamma=\frac{\alpha}{\beta_1}$	0.85	0.85	0.85	0.85	0.86	0.85

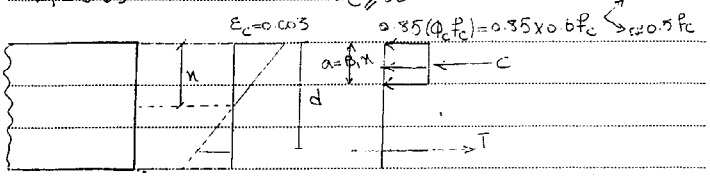
$\rightarrow \gamma \simeq 0.85$

بند ۱۱-۳-۴ صفحه ۱۶۹ آبا

$\beta_1=0.85$ $f_c\leq 30$ MPa

$\beta_1=0.85-0.008(f_c-30)$ $30<f_c<55$

$\beta_1=0.65$ $f_c\geq 55$



مقاومت طراحی بتن در حالت حدی نهایی : $f_{cd}=\phi_c f_c=0.6 f_c$

مقاومت طراحی فولاد در حالت حدی نهایی : $f_{sy}=\phi_s f_y=0.85 f_y$

مثال: عمق خنثی را در تیر بتن وینتر محاسبه کنید

۱- با فرض جاری شدن فولاد کششی

$f_c<30$ MPa $\rightarrow \beta_1=0.85$

$C=T \rightarrow 0.85(\phi_c f_c)ba=A_s(\phi_s f_y)$

$\rightarrow a=\frac{A_s(\phi_s f_y)}{0.85(\phi_c f_c)b}$ $\rightarrow a=170$ mm

$x=\frac{a}{\beta_1}=\frac{170}{0.85}=200$ mm عمق خنثی

۲- با فرض عدم تسلیم برای بتن $\varepsilon_c=0.003$

$x=\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c+\varepsilon_s}d \rightarrow \varepsilon_s=\frac{d-x}{x}\varepsilon_c=\frac{570-200}{200}\times 0.003$

$=0.00557>0.002$

$\rightarrow \varepsilon_y=\frac{f_y}{E_s}=\frac{400}{2\times 10^5}=0.002$ ✓

www.civilbook.ir
منبع : ایران سازه

www.civilbo

تاریخ: موضوع:

فولاد تسلیم شده و فرض ما صحیح بوده است و شکست شکست نرمونه می باشد.

$$M_r = A_s(\phi_s f_y)(d - \frac{a}{2})$$

$$\rightarrow M_r = 1593(0.85 \times 400)(580 - \frac{170}{2}) \times 10^{-6}$$

$$= 268 \ KN.m$$

اگر بخواهیم در همین فولاد با تابش مقطع را به روش دقیق محاسبه نماییم به این صورت عمل می کنیم.

۱- کرنش نهایی بتن را ۰.۰۰۳ و کرنش فولاد را از $\frac{f_y}{E_s}$ در نظر می گیریم.

$$\varepsilon_c = 0.003 \qquad \varepsilon_y = \varepsilon_s = \frac{f_y}{E_s} = 0.002$$

$$x_b = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_y} d = \frac{0.003}{0.003 + 0.002} \times 580 = 348 \ mm$$

$$a_b = \beta_1 x_b = 0.85 \times 348 = 296 mm$$

۲- رابطه تعادل $C = T$

$$C = T \rightarrow 0.85(\phi_c f_c) b a_b = A_{s_b}(\phi_s f_y)$$

$$0.85 \times (0.6 \times 25) 250 \times 296 = A_{s_b} \times 0.85 \times 400$$

$$\rightarrow A_{s_b} = 2775 \ mm^2$$

$$\rho_b = \frac{A_{s_b}}{bd} = \frac{2775}{250 \times 580} = 0.0191$$

x ب) در حالت حدی داریم

$$S_u = 1.25D + 1.5L$$

نیروی محوری : $N_u = 1.25N_D + 1.5N_L$

لنگر خمشی : $M_u = 1.25M_D + 1.5M_L$

$\rightarrow$ ظرفیت مقاوم مقطع $M_r \geq M_u$

دانشکده فنی ۹۶/۷/۱۳۸۷

تاریخ: موضوع:

مقاومت مشخصه طراحی بتن : $f_{cd} = \phi_c f_c = 0.6 f_c$

مقاومت مشخصه طراحی فولاد : $f_{sd} = \phi_s f_y = 0.85 f_y$

هرومت فولاد تسلیم باشد آنگاه ϕ_s محاسبه می شود.

حالت ۱ : تعیین مقاومت خمشی یک مقطع با ابعاد و فولاد معلوم (آنالیز)

معلوم $\rightarrow b, d, f_c, f_y, A_s$ مجهول $\rightarrow M_r$

گام اول : ρ و $\rho_b = \rho_{max}$ را محاسبه می کنیم.

گام دوم : اگر مقطع کم فولاد باشد از رابطه تعادل مقدار a را استخراج می کنیم

$$0.85(\phi_c f_c) b a = A_s(\phi_s f_y) \rightarrow a = \frac{A_s(\phi_s f_y)}{0.85(\phi_c f_c) b}$$

مقدار لنگر مقاوم را با استفاده از فرمول زیر محاسبه می کنیم.

$$M_r = A_s(\phi_s f_y)(d - \frac{a}{2})$$

حالت ۲ : طراحی فولاد برای مقطع با ابعاد و M_u معلوم

معلوم $\rightarrow b, d, f_c, f_y, M_u$ مجهول $\rightarrow A_s$

روش اول (روش سعی و خطا)

گام اول : با فرض $z = 0.85d$ (یا روش دیگر) مقدار A_s اولیه را حدس می زنیم.

$$M_u = A_s(\phi_s f_y)(d - \frac{a}{2})$$

$$z = 0.85d \rightarrow A_s = \frac{M_u}{(\phi_s f_y)(d - \frac{a}{2})}$$

z

منبع : ایران سازه

www.civilbook.ir

تاریخ: موضوع:

گام دوم: مقدار a را محاسبه می‌کنیم.

$$a = \frac{A_s(\phi_s f_y)}{0.85(\phi_c f_c)}$$

گام سوم: بازوی اهرم $z = d - \frac{a}{2}$ را مجدداً محاسبه می‌کنیم.

گام چهارم: با توجه به مقدار جدید z دوباره A_s را محاسبه می‌کنیم.

گام پنجم: عملیات را تا وقتی ادامه می‌دهیم که A_s در دو تکرار متوالی تقریباً برابر باشد.

گام ششم: مقدار ρ را محاسبه و با ρ_{max} و ρ_{min} مقایسه می‌کنیم.

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \qquad \rho_{max} = 0.85\beta_1 \frac{\phi_c f_c}{\phi_s f_y} \times \frac{600}{600+f_y} = 0.68\beta_1 \frac{f_c}{f_y} \times \frac{600}{600+f_y}$$

$$\rho_{min} = Max\left\{\left(\frac{1.4}{f_y}, \frac{0.25\sqrt{f_c}}{f_y}\right)\right\}$$

* بند ۱۱ـ۵ـ۲ـ۲ صفحه ۲۱۳ آبا.

اگر خروج مرکزیت وارد شده در مقطع، کمتر یا مساوی $\frac{1}{3}$ خروج مرکزیت متعادل باشد یا بزرگتر از آن باشد خروج مرکزیت حداقل نیز باشد.

روش دوم (روش دستی)

گام اول: مقدار $M_u = M_{n'}$ در نظر گرفته و ابعاد b و d را حدس می‌زنیم.

$$A_s = \frac{0.85(\phi_c f_c)db}{\phi_s f_y}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u \times 10^6}{0.85(\phi_c f_c)bd^2}}\right]$$

(M_u: N-mm, d: mm)

گام دوم: محاسبه ρ و مقایسه آن با ρ_{min} و ρ_{max}

$$\rho_{min} \le \rho \le \rho_{max} = \rho_b$$

تاریخ: موضوع:

حالت ۳: f_c، f_y، M_u معلوم هستند. حرف تعیین ابعاد b و d می‌باشد بطوریکه مقطع اقتصادی به خواسته شرایط باشد و در نهایت مقدار حداقل گسترش محاسبه می‌شود.

معلوم $\rightarrow f_c, f_y, M_u$ مجهول $\rightarrow b, d, A_s$

گام اول: محاسبه ρ_b

گام دوم: $M_u = M_{n'}$

گام سوم:

$$M_u = A_{s_b}(\phi_s f_y)\left(d - 0.5\underbrace{\frac{A_{s_b}}{b} \times \frac{\phi_s f_y}{0.85\phi_c f_c}}_{a}\right)$$

$$A_{s_b} = \rho_b bd$$

طرفین این رابطه را بر bd^2 تقسیم می‌کنیم:

$$\frac{M_u}{bd^2} = \rho_b(\phi_s f_y)\left(1 - 0.5\rho_b\left(\frac{\phi_s f_y}{0.85\phi_c f_c}\right)\right)$$

$$m = \frac{\phi_s f_y}{0.85\phi_c f_y}$$

$$(bd^2)_{min} = \frac{M_u}{\rho_b(\phi_s f_y)(1 - 0.5m\rho_b)} \qquad 1 \le 1.5 \le \frac{d}{b} \le 2$$

گام چهارم: پس از محاسبه b و d در صورت نیاز مقدار دقیق عامل مقاومت خمشی از فرمول زیر بدست می‌آید.

$$M_{r_{max}} = \rho_b(\phi_s f_y)\left(1 - 0.5m\rho_b\right)bd^2 > M_u$$

تقریبی $M_{r_{max}} = 0.2(\phi_c f_c)bd^2 = 0.12 f_c' bd^2$

منبع : ایران سازه

www.civilbook

تاریخ: موضوع:

گام پنجم: محاسبه A_s

گام ششم: محاسبه و کنترل ρ_{max} و ρ_{min}

مثال: اگر بنایی از یک مرده و زنده برای یک تیر ساده به دهانه 4.5m به شرح زیر باشد مطلوبست تعیین ابعاد b و d و مقدار A_s.

$M_D = 100\ KN.m$

$M_L = 70\ KN.m$

$f'_c = 20\ Mpa$

$f_y = 300\ Mpa$

گام اول

$M_u = 1.25M_D + 1.5M_L = 1.25\times100 + 1.5\times70 = 230\ KN.m$

گام دوم و سوم

$$(bd^2)_{min} = \frac{M_u}{\rho_b(\phi_s f_y)(1-0.5m\rho_b)}$$

$f'_c < 30\ Mpa \rightarrow \beta_1 = 0.85$

$$\rho_b = 0.85\beta_1\frac{\phi_c f'_c}{\phi_s f_y}\times\frac{600}{600+f_y} = 0.0227$$

$$m = \frac{\phi_s f_y}{0.85\phi_c f'_c} = 25 \rightarrow (bd^2)_{min} = 55.48\times10^6\ mm^3$$

گام چهارم

انتخاب نوع تیر: حداقل ضخامت: $h_{min} > \frac{L}{16} = \frac{4500}{16} = 281\ mm \rightarrow d = 450\ mm$

$d = 450$

$bd^2 = 55.48\times10^6$ $\rightarrow b = 274\ mm \rightarrow b = 300\ mm$

تاریخ: موضوع:

گام پنجم

$$A_s = \frac{0.85\times0.6\times20\times300\times450}{0.85\times300}\left[1-\sqrt{1-\frac{2\times230\times10^6}{0.85\times0.6\times20\times300\times450^2}}\right]$$

$\rightarrow A_s = 2659\ mm^2$

گام ششم

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{2659}{300\times450} = 0.0197$$

$$\rho_{min} = Max\left\{\frac{1.4}{300}, \frac{0.25\sqrt{20}}{300}\right\} = 0.0047$$

$\rho_{min} = 0.0047 < \rho = 0.0197 < \rho_{max} = 0.0227$ ok

x متغیر مستقیل با فولاد کششی و فشاری (فولاد مضاعف)

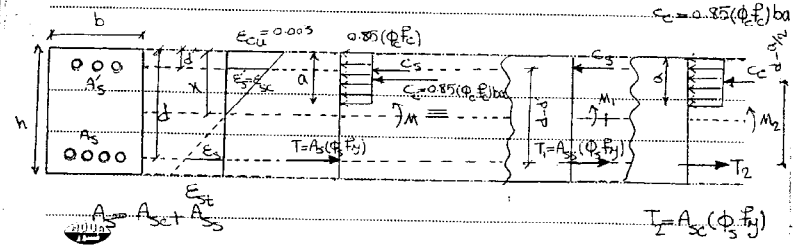
$M_{rmax} < M_u$ ← ابعاد مقطع مقدور (اضافه) ← استفاده از فولاد فشاری

مزایای فولاد فشاری

۱- کاهش تغییر شکل های بلند مدت

۲- ابعاد کمتر b و d برای ظرفیت ها

۳- مقاومت خستگی مقطع در صورت موثر شدن دیگر تنش



منبع : ایران سازه

www.civilbook.ir

تاریخ: موضوع:

$M_r = M_1 + M_2 = C_s(d-d') + C_c(d-\frac{a}{2})$

حالت اول: جاری شدن فولاد کششی و فشاری

شرط جاری شدن فولاد فشاری و کششی: $\rho_{max} = \bar{\rho}_b = \rho_b + \rho' \frac{f'_{sb}}{f_y}$ $\quad \rho' = \frac{A'_s}{bd}$

$C_s = A'_s(\Phi_s f'_y - 0.85\Phi_c f_c)$: نیروی فشاری فولاد فشاری

$M_{rs} = C_s(d-d') = A'_s(\Phi_s f'_y - 0.85\Phi_c f_c)(d-d')$ لنگر ناشی از A'_s

$M_{rc} = C_c(d-\frac{a}{2}) = 0.85(\Phi_c f_c)ba(d-a/2)$ لنگر ناشی از $(A_s - A'_s)$

$T=C$: $A_s(\Phi_s f_y) = 0.85(\Phi_c f_c)ba + A'_s(\Phi_s f'_y - 0.85\Phi_c f_c)$

$\rightarrow$ محاسبه می‌شود a

$$a = \frac{A_s(\Phi_s f_y) - A'_s(\Phi_s f'_y - 0.85(\Phi_c f_c))}{0.85(\Phi_c f_c)b}$$

$$\rightarrow a = \frac{\Phi_s(A_s f_y - A'_s f'_y)}{0.85(\Phi_c f_c)b}$$

$M_r = C_c(d-\frac{a}{2}) + C_s(d-d')$

$M_r = M_{rc} + M_{rs} = 0.85(\Phi_c f_c)ba(d-\frac{a}{2}) + A'_s(\Phi_s f_y)(d-d')$

۱۱۴۷ ۹۱۲ ۱۳۸۷

تیر با فولاد مقاطع با فولاد کششی و فشاری

حالت اول: جاری شدن فولاد کششی و فشاری

شرط جاری شدن فولاد فشاری و کششی $\rightarrow$ $\rho_{max} = \bar{\rho}_b = \rho_b + \rho' \frac{f'_{sb}}{f_y}$ $\quad \rho' = \frac{A'_s}{bd}$

تاریخ: موضوع:

شرط جاری شدن فولاد فشاری: $\rho - \rho' \frac{f_y}{f_s} \geq 0.85\beta_1 \frac{\Phi_c f_c}{\Phi_s f_s} \times \frac{600}{600 - f_y} \times \frac{d'}{d}$

$f_s = \frac{d'}{d}(600 - f'_y) - 600 \leq f_y$

$\rho_{min} = \rho' \frac{f'_y}{f_s} + 0.85\beta_1 \frac{\Phi_c f_c}{\Phi_s f_s} \times \frac{600}{600 - f_y} \times \frac{d'}{d}$ شرط فشاری

حالت ب - اگر فولاد فشاری جاری شده باشد

$\bar{\rho}_b = \rho_b + \rho' \frac{f'_{sb}}{f_y}$ $\leftarrow$ اگر فولاد فشاری تسلیم شده باشد

$f'_{sb} = E_s \varepsilon'_{sb} = E_s(0.003 - \frac{d'}{d}(0.003 + \varepsilon_y))$

$= 600 - \frac{d'}{d}(600 + f_y) \leq f'_y$ باید مقدار باشد

اگر شرط فوق برقرار نباشد f'_y را با فرض f'_s در نظر می‌گیریم

$f'_s = E_s \frac{x-d'}{x} \varepsilon_{cu} = 600(1 - \frac{d'}{x})$ $\leftarrow$ اگر فولاد فشاری جاری شده باشد

$f_{sd} = \Phi_s f'_s$

x: حالت بین تار با محور خنثی

$T = C_c + C_s$

$\rightarrow A_s(\Phi_s f_y) = 0.35(\Phi_c f_c)b\beta_1 x + A'_s(f_{sd} - 0.85(\Phi_c f_c))$

$\rightarrow$ از معادله فوق x محاسبه می‌شود $\rightarrow$ $M_r = M_{rc} + M_{rs}$

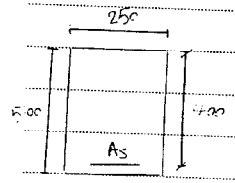
منبع : ایران سازه

www.civilbook.ir

تاریخ: موضوع:

در تیرهای کم ارتفاع و دال‌ها باید b و d را طوری انتخاب کرد که امکان به‌خرج دادن مقاومت فشاری بتن وجود نداشته باشد چون تقریباً تمام فولاد کششی می‌شود.

مثال: مطلوبست طراحی مقطع زیر برای مقطع ساده داده شده در شکل در صورتی که لنگر خارجی مقطع 288 KN_m باشد.



$f'_c = 20\ Mpa$

$f_y = 300\ Mpa$

$M_u = 288\ KN_m$

بیشترین M_r با فرض اینکه مقطع تحت فولاد کششی حاصل شود

$$\rho_{max} = \rho_b = 0.6 \times 0.85 \times \frac{20}{300} \times \frac{600}{600+300} = 0.0227$$

$$A_{s\,max} = A_{s_b} = \rho_b\, bd = 0.0227 \times 250 \times 400 = 2270\ mm^2$$

$$a_{max} = a_b = \frac{A_{s\,max}(\Phi_s f_y)}{0.85(\Phi_c f'_c)b} = 227\ mm$$

$$M_{r\,max} = A_{s\,max}(\Phi_s f_y)\left(d - \frac{a_{max}}{2}\right) = 2270 \times 0.85 \times 300 \left(400 - \frac{227}{2}\right) \times 10^{-6}$$

$$= 165.3\ KN_m < M_u$$

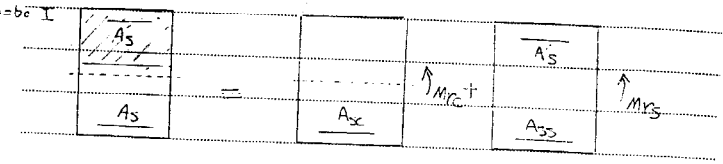
با توجه به اینکه لنگر $M_{r\,max}$ حاصل شده کمتر از لنگر M_u خارجی است باید فولاد فشاری استفاده شود.

$$M_{rc} = M_{r\,max} = 165.3\ KN_m$$

$$M_{rs} = M_u - M_{rc} = 288 - 165.3 = 122.2\ KN_m$$

$A_{sc} = 2270 = A_{s\,max}$ سطح تنش

تاریخ: موضوع:



$$M_{rs} = A_{ss}(\Phi_s f_y)(d - d')$$

$$\rightarrow A_{ss} = \frac{M_{rs}}{(\Phi_s f_y)(d-d')} = 1407\ mm^2$$ سطح فولادی که با مقاومت فشاری بتن ایجاد می‌شود

$$\text{لذا } A_s = A_{sc} + A_{ss} = 2270 + 1409 = 3679\ mm^2$$

در طرف هری با فرض اینکه فولاد فشاری A'_s را طوری انتخاب کنیم که تسلیم شود.

$$M_{rs} = A'_s(\Phi_s f_y - 0.85\Phi_c f'_c)(d - d')$$

$$\rightarrow A'_s = \frac{M_{rs}}{(\Phi_s f_y - 0.85\Phi_c f'_c)(d-d')} = \frac{122.2 \times 10^6}{245(400-60)}$$

$$= 1467\ mm^2$$

انتخاب شماره میلگردها

$A'_s = 1467\ mm^2 \rightarrow$ USE $2\Phi 32$ $(A'_s = 1414\ mm^2) \rightarrow \rho' = 0.0141$

$A_s = 3679\ mm^2 \rightarrow$ USE $3\Phi 27$ $(A_s = 3579\ mm^2) \rightarrow \rho = 0.0358$

کنترل آخر: کنترل حالت بین فولاد کششی و فشاری

$$\rho - \rho' \geq 0.85 \times 0.85 \times \frac{0.6 \times 20}{0.85 \times 300} \times \frac{600}{600-300} \times \frac{20}{400}$$

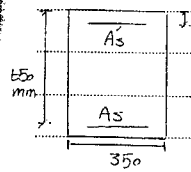
$$0.0229 \geq 0.0102 \quad \text{O.K.} \checkmark$$

www.civilbook.ir

تاریخ: موضوع:

تمرین: تیر مقاوم نهایی مقطع (M_r) را در حالت مسلح یک طرفه محاسبه کنید.

جواب: 711 KN-m



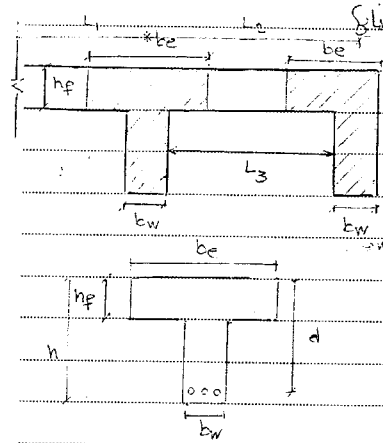
J. 75mm

$A'_s = 1013$ $A_s = 3330$

$f_c = 35\,MPa$ $f_y = 400\,MPa$

تمرین: (صفحه ... تمرین ۲۴ و ۲۵)

* ظرفیت تیرهای با بال T یا L شکل در حالت نهایی



تعیین عرض بال برای عرض مؤثر بال همکار

۱- برای تیرهای T شکل متقارن عرض مؤثر بال همکار کوچکترین سه مقدار زیر می باشد

الف- $\frac{1}{4}$ طول دهانه آزاد برای تیرهای ساده و $\frac{2}{5}$ طول دهانه آزاد برای تیرهای سراسری

ب- b برابر ضخامت بال بعلاوه عرض جان تیر

ج- فاصله مرکز به مرکز دو تیر مجاور

تاریخ: موضوع:

$$b = \min\left\{\left(\frac{1}{4}\text{ یا }\frac{2}{5}\right)L_n \;,\; 16h_f + b_w \;,\; \frac{L_1+L_2}{2}\right\}$$

۲- برای تیرهای L شکل (تیر لبه ای) عرض مؤثر کوچکترین سه مقدار زیر است

الف- $\frac{1}{12}$ دهانه آزاد بعلاوه عرض جان تیر

ب- b برابر ضخامت بال بعلاوه عرض جان تیر

ج- $\frac{1}{2}$ فاصله صاف (تودل) تا تیر مجاور بعلاوه عرض جان تیر

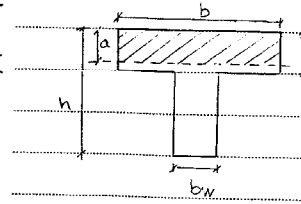
$$b = \min\left\{\frac{L_n}{12} + L_w \;,\; 6h_f + b_w \;,\; \frac{1}{2}L_3 + b_w\right\}$$

* بند ۸-۴-۷-۲ آبا:

در تیرهای T شکل همزا

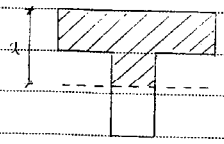
$$h_f \geq \frac{b_w}{2} \qquad b \leq 4b_w$$

جریان مستطیلی مقطعی که زیر تنش فشاری تیر دارای شکل ... است



دقیقاً مانند مقطع مستطیلی $a \leq h_f$

حل می کنیم



$a > h_f$

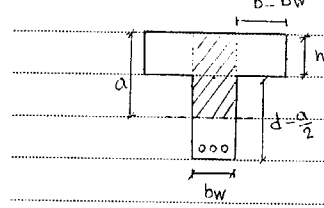
جلسه یازدهم ۱۳۸۷/۱۲/۲۷

منبع : ایران سازه

www.civilbo

تاریخ: موضوع:

مقدار فولاد برای تولید بال‌ها $A_{sf} = \dfrac{0.85(\Phi_c f'_c)(b-b_w)h_f}{\Phi_s f_y}$



لنگر مقاوم ناشی از تولید بال و فولادهای A_{sf}: $M_{rf} = A_{sf}(\Phi_s f_y)(d - \frac{h_f}{2})$

باقی فولاد: $A_{sw} = A_s - A_{sf}$

با ادامه حل مستطیل شکل معادل می‌شود.

$$a = \frac{(A_s - A_{sf})\Phi_s f_y}{0.85(\Phi_c f'_c)b_w}$$

لنگر مقاوم جان $M_{rw} = \underbrace{(A_s - A_{sf})}_{A_{sw}}(\Phi_s f_y)(d - \frac{a}{2})$

$\rightarrow$ لنگر مقاوم کل $M_r = M_{rf} + M_{rw}$

حداکثر فولاد کشش در مقطع

$$\Sigma F_x = 0 \;:\; A_s(\Phi_s f_y) = 0.85(\Phi_c f'_c)b_w\beta_1 x + 0.85(\Phi_c f'_c)(b-b_w)h_f$$

$$\rho_f = \frac{A_{sf}}{b_w d} \qquad \rho = \frac{A_s}{b_w d}$$

تاریخ: موضوع:

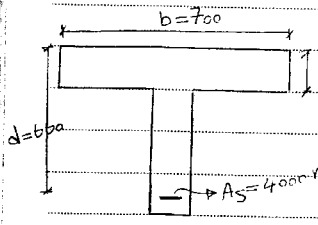
$$\frac{x}{d} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu}+\varepsilon_y} = \frac{600}{600+f_y}$$

حداکثر فولادکشش مقطع T شکل ρ_T یا $\rho_w = 0.85\beta_1 \dfrac{\Phi_c f'_c}{\Phi_s f_y}\dfrac{600}{600+f_y} + \rho_f$

در مقاطع T شکل و L شکل محوره مساحتی که برای محاسبه ρ در نظر گرفته می‌شود b_w می‌باشد.

در مقاطع T شکل برای شروع کار ابتدا خود می‌پرسیم مقطع مستطیلی است به عرض b. از اینجا مقدار a را محاسبه می‌کنیم اگر a کمتر از h_f بود دیگر با شکل مقطع ورقیاً مثل مقاطع مستطیلی سکل می‌کنیم ولی اگر a بزرگتر از h_f بود، به صورت جداگانه مورد آنالیز قرار گرفته و در نهایت با هم جمع می‌کنیم.

مثال: ظرفیت خمشی تیر T شکل زیر را محاسبه کنید.



$f'_c = 20\ MPa$

$f_y = 400\ MPa$

۱- ترکل ابعاد تیر T شکل صحیح است

$h_f = 150\,mm > \frac{b_w}{2} = 125\,mm$ ok ✓

$b = 700 < 4b_w = 4\times250 = 1000\,mm$ ok ✓

۲- تعیین محل تارخنثی با فرض مستطیلی بودن T شکل

www.civilb

تاریخ: موضوع:

$$a=\frac{A_s(\Phi_s f_y)}{0.85(\Phi_c f_c)b}=\frac{4000(0.85\times400)}{0.85\times0.6\times20\times700}=190\,mm>h_f$$ تیر آستانه‌ای

M_{rf} و A_{sf} محاسبه

$$A_{sf}=\frac{0.85(\Phi_c f_c)(b-b_w)h_f}{\Phi_s f_y}$$

$$\rightarrow A_{sf}=2025\,mm^2$$

$$M_{rf}=A_{sf}(\Phi_s f_y)(d-\frac{h_f}{2})\times10^{-6}=403\,KN.m$$

M_{rw} و A_{sw} محاسبه

$$A_{sw}=A_s-A_{sf}=4000-2025=1975\,mm^2$$

$$\rho=\frac{A_s}{b_w d}=\frac{4000}{250\times660}=0.0242$$ شرط تسلیم شدن فولاد کششی

$$\rho_f=\frac{A_{sf}}{b_w d}=0.0123$$

$$\rho_{T\,max}=\rho_c+\rho_f=0.0153+0.0123=0.0276$$

$$\rho<\rho_{T\,max}\rightarrow$$ فولاد کششی جاری شده است

اگر مقدار ρ موجود از ρ مازیمم بیشتر باشد مقدار $\rho_{T\,max}$ در نظر گرفته می‌شود و مانند برای محاسبه M_r در نظر گرفته می‌شود (البته توصیه نمی‌شود.)

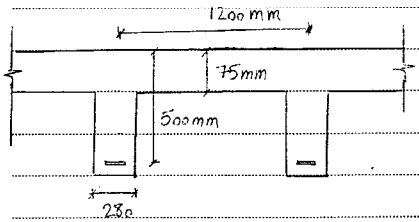
تاریخ: موضوع:

$$a=\frac{(A_s-A_{sf})\Phi_s f_y}{0.85(\Phi_c f_c)b_w}=264\,mm$$

$$M_{rw}=(A_s-A_{sf})\Phi_s f_y(d-\frac{a}{2})\times10^{-6}=355\,KN.m$$

$$\rightarrow M_r=M_{rf}+M_{rw}=403+355=758\,KN.m$$

مثال: یک دستگاه سقف‌هایی شکل زیر دهانه‌تیرهای T شکل برابر 4.2 متر است فولاد کششی لازم برای این مقطع را وقتی که مقدار لنگر نهایی 600 KN.m باشد محاسبه کنید.



$L=4.2\,m$

$Mu=600\,KN.m$

$f_c=20\,Mpa$

$f_y=400\,Mpa$

تیر دو سر مفصل می‌باشد

۱- تعیین پهنای موثر مقطع T شکل

$$b=\min\left\{(\frac{1}{4}\text{ یا }\frac{2}{5})L_n\ ,\ 16h_f+b_w\ ,\ \frac{L_1+L_2}{2}\right\}$$

$$b=\min\left\{\frac{4200}{4}\ ,\ (16\times75)+280\ ,\ 1200\right\}=1200\,mm$$

تعیین مقدار فولاد اولیه: از آنجایی که عمق محاسباتی تیر کمتر از عمق مشارکت بتن کششی قرار گرفته است و بازوی اهرم $d-\frac{h_f}{2}$ می‌باشد

منبع : ایران سازه

تاریخ: موضوع:

۱- تعیین مقدار آرماتور کششی

$$A_s = \frac{M_u}{(\phi_s f_y)(d - \frac{h_f}{2})} = 3816\ mm^2$$

$$a = \frac{A_s(\phi_s f_y)}{0.85\phi_c f_c b} = \frac{3816 \times 0.85 \times 400}{0.85 \times 0.6 \times 20 \times 1200} = 166\ mm > 75\ mm$$

مقطع T شکل

۲- تعیین مقدار آرماتور فولاد

$$A_{sf} = \frac{0.85(\phi_c f_c)(b - b_w)h_f}{\phi_s f_y} = 2070\ mm$$

$$M_{rf} = A_{sf}(\phi_s f_y)(d - \frac{h_f}{2}) = 325\ KN.m$$

$$M_{rw} = M_u - M_{rf} = 600 - 325 = 275\ KN.m$$

$$A_{sw} = \frac{0.85\phi_c f_c\, b_w d}{\phi_s f_y}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_{rw}}{0.85\phi_c f_c\, b_w d^2}}\right] = 2187\ mm^2$$

$$A_s = A_{sf} + A_{sw} = 2070 + 2187 = 4257\ mm^2$$

۳- آرماتور در جان آرماتور کششی

$$\rho = \frac{A_s}{b_w d} = \frac{4257}{280 \times 500} = 0.0304$$

$$\rho_f = \frac{A_{sf}}{b_w d} = 0.0148$$

$$\rho_b = 0.0153 \qquad \rho_{max} = 0.0153 + 0.0148 = 0.0301 \simeq 0.0304$$

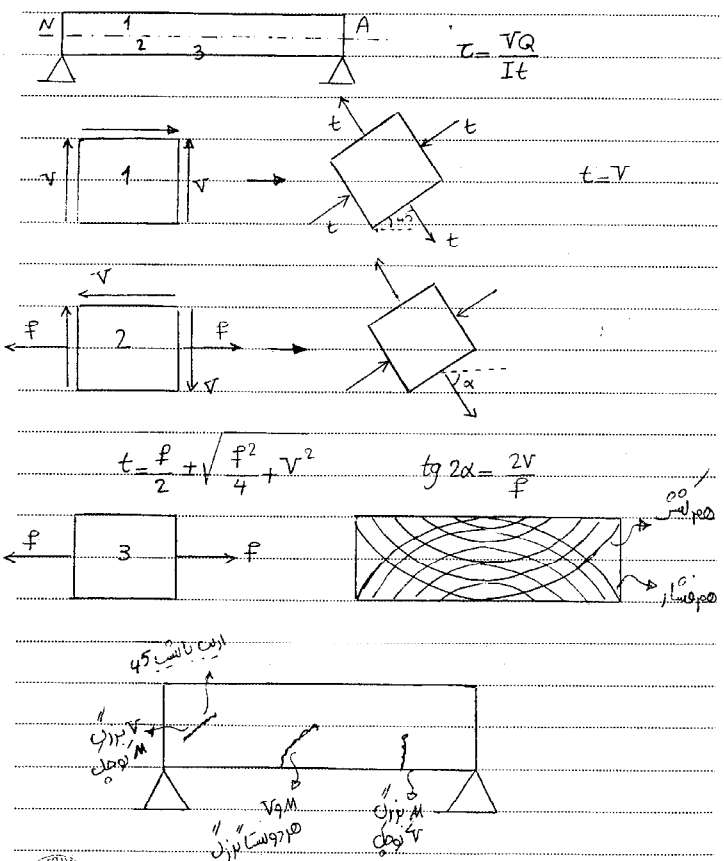
مقطع با بالاترین ظرفیت خود کار می کند.

تاریخ: موضوع:

* تمرین: مثال قبل را برای $M_u = 800\ KN.m$ دوباره حل کنید (نیاز به محاسبه عرض بال ندارد)

* بررسی در تیرهای بتنی

$$\tau = \frac{VQ}{It}$$



$$t = \frac{f}{2} \pm \sqrt{\frac{f^2}{4} + V^2} \qquad tg\,2\alpha = \frac{2V}{f}$$

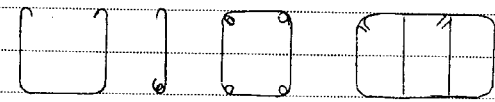
www.civilbook.ir

www.civilbook.ir

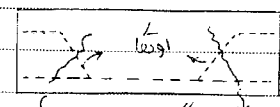
تاریخ: موضوع:

* خاموت (آرماتور برشی یا عرضی)

در تیرها در نزدیکی محل تکیه‌گاه‌ها و زیر بارهای متمرکز نیروی برشی زیاد است و معمولاً در این نواحی ترک‌های برشی قائم می‌شوند برای مقابله با این ترک‌ها از خاموت استفاده می‌گردد و گاهی اوقات برای جلوگیری از گسترش ترک‌های برشی آرماتورهای اصلی خمشی را خم کرده به آن اوترها (اورلی) گفته می‌شود.



خاموت مماسی — خاموت بسته (تلاب) — سنجاقی (تلاب) — دوبل

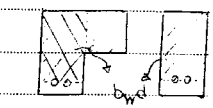


* توان آئین‌نامه‌ی ایران برای طراحی در مقابل برش در حالت حدی

مقاومت برشی قابل تحمل توسط آرماتورهای برشی + مقاومت برشی قابل تحمل توسط بتن $\geq$ مقاومت برشی مورد نیاز

$V_u \leq V_r = V_c + V_s$

برای اعضاء تحت اثر برش و خمش اثرات برش به صورت زیر صورت می‌گیرد.



مساحت مقطع مؤثر برشی $= \dot{v}_c \cdot b_w d = V_c$ نیروی برشی قابل تحمل بتن

$\dot{v}_c = 0.2 \phi_c \sqrt{f'_c}$ و $\phi_c = 0.6$

* مقاومت مشخصه 28 روزه بتن سازه‌ای استاندارد

تاریخ: موضوع:

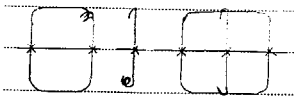
$\Rightarrow V_c = 0.2 \phi_c \sqrt{f'_c}\, b_w d$

شرط اساسی برش $V_s = V_u - V_c \leq 4V_c \rightarrow V_u \leq 5V_c$

شرط فوق شرط اساسی در برش مقاطع بتنی می‌باشد و اگر مقدار V_s بیشتر از $4V_c$ ($V_u > 5V_c$) باشد مقطع رعایت نشده و حتماً باید عرض مقطع و یا ارتفاع مقطع افزایش یابد.

$V_s = \frac{A_v (\phi_s f_y) d}{s}$ ← سطح مقطع ساق‌های آرماتور برشی ← ارتفاع موثر

فاصله‌ی مرتب‌به‌مرتب خاموت‌ها



معمولاً برای خاموت‌ها از آرماتورهای نرم‌ترمثل AI استفاده می‌شود.

* مقدار آرماتورهای برشی

$V_u \leq \frac{V_c}{2}$ ← احتیاج به آرماتور برشی نیست ولی توصیه می‌شود که آرماتور برشی حداقل قرار داده شود.

$\frac{V_c}{2} < V_u \leq V_c$ ← مقطع احتیاج به آرماتور برشی دارد حداقل دارد ؛ $(\frac{A_v}{s})_{min} = 0.35 \frac{b_w}{f_y}$

$V_c < V_u \leq 5V_c$ ← مقطع احتیاج به آرماتور برشی محاسباتی دارد ؛ $(\frac{A_v}{s}) = \frac{V_s}{(\phi_s f_y) d} \geq (\frac{A_v}{s})_{min}$

منبع : ایران سازه

www.civilbook.ir

تاریخ: موضوع:

* محدودیت‌های فاصله S

$S \geq 100\ mm \rightarrow S_{min} = 100\ mm$ توصیه

$\frac{V_c}{2} < V_s = V_u - V_c \leq 2V_c \rightarrow S_{max} = \min\left\{\frac{d}{2}, 600\right\}$

$2V_c < V_s = V_u - V_c \leq 4V_c \rightarrow S_{max} = \min\left\{\frac{d}{4}, 300\right\}$

- برای آرماتور برشی همواره $f_y \leq 400\ MPa$ باشد
- میلگرد ساده با قطر بیش از 12mm نباید به عنوان خاموت استفاده شود.

مثال: یک تیر ساده با دهانه آزاد 6m طراحی شده است. این تیر علاوه بر وزن خود به بار گسترده مرده $60\ KN/m$ و زنده $25\ KN/m$ راتحمل می‌کند. مقطع تیر مستطیلی با ابعاد 400 و ارتفاع مؤثر 560mm می‌باشد. سطح مقطع میلگردهای کششی آن $6361\ mm^2$ می‌باشد که تا انتها ادامه دارد. اگر $f_c = 20\ MPa$ باشد تیر کنترل شود.

الف) در چه محدوده‌ای از تیر آرماتور برشی لازم است؟

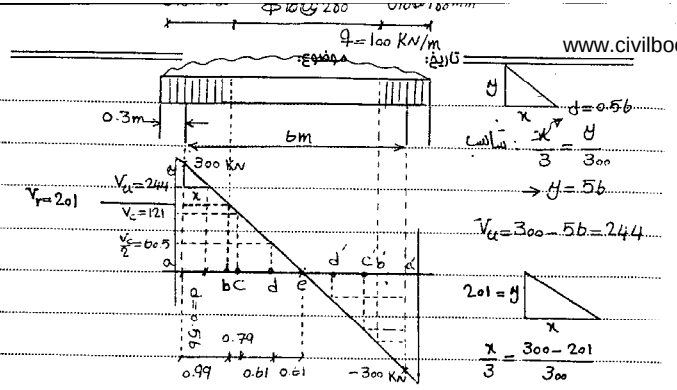
ب) با فرض اینکه $f_y = 300\ MPa$ می‌باشد با استفاده از خاموت‌های U شکل 10mm دو شاخه فواصل خاموت‌ها را تعیین کنید.

$q_u = 1.25 q_D + 1.5 q_L = 1.25 \times 50 + 1.5 \times 25 = 100\ KN/m$

مقطع بحرانی برای برش در فاصله d از بر تکیه‌گاه اتفاق می‌افتد.

$V_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{100 \times 6}{2} = 300\ KN$

$V_c = 0.2 \phi_c \sqrt{f_c} = 0.2 \times 0.6 \sqrt{20} = 0.54\ N/mm^2$



$V_c = v_c b_w d = 0.54 \times 400 \times 560 \times 10^{-3} = 121\ KN < V_u$

$\frac{V_c}{2} = \frac{121}{2} = 60.5\ KN$

بین c و c' خاموت حداقل می‌خواهد بین d و d' از نظر آئین نامه مازاد به خاموت است اما توصیه می‌شود که خاموت حداقل در این ناحیه نیز در نظر گرفته شود.

$V_u = 244\ KN \leq 5V_c = 5 \times 121 = 605\ KN$ OK ✓ : نیاز به آرماتور برشی

$2V_c = 2 \times 0.2 \times 0.6\sqrt{20} \times 400 \times 560 \times 10^{-3} = 242\ KN$

$V_s = V_u - V_c = 244 - 121 = 123 < 2V_c$

$S_{max} = \min\left\{\frac{560}{2}, 600\right\} = 280\ mm$

$S_{min} = 100\ mm$

www.civilbook.ir

تاریخ: موضوع:

برای $\Phi 10$: $A_v = 2 \times \frac{\pi d^2}{4} = 2 \times \frac{\pi \times 10^2}{4} = 157\,mm^2$

$(\frac{A_v}{s})_{min} = 0.35 \frac{b_w}{f_y} = 0.35 \frac{400}{300} = 0.47\ mm^2/mm$

$\rightarrow s = \frac{157}{0.47} = 334 > 280 \rightarrow s_{max} = 280\,mm$

$(\frac{A_v}{s}) = \frac{V_s}{(\phi_s f_y) d} = \frac{123 \times 10^3}{0.85 \times 300 \times 500} = 0.86 > (\frac{A_v}{s})_{min} = 0.47$ OK ✓

آرماتور برشی محاسباتی : $s = \frac{A_v}{0.86} = \frac{157}{0.86} = 183 \rightarrow s_{max} = 180\,mm$

با توجه به اینکه حاصله در دهم گرفته شده برای آرماتور حداقل بیشتر از 334 mm می‌باشد می‌توانیم ظرفیت مقطع را با استفاده از این حاصله محاسبه نیم و خارج از این ناحیه را از آرماتور محاسباتی استفاده نمائیم

برای ظرفیت حداقل با $s = 280\,mm$: $V_s = (\phi_s f_y) \frac{A_v}{s} d = 0.85 \times 300 \times \frac{157}{280} \times 560 \times 10^{-3} = 80\,KN$

برای ظرفیت حداقل و بتن : $V_r = V_c + V_s = 121 + 80 = 201\,KN$

در نقشه نهایی تا فاصله 1 متری به آرماتور محاسباتی داریم که مقدار آن $\Phi 10@180\,mm$ از نقطه b تا d طبق آئین نامه احتیاج به خاموت حداقل بود.

از نقطه d تا e طبق آئین نامه احتیاج به آرماتور برشی نداشته ولی توصیه می‌شود آرماتور حداقل در آنجا نیز درست شود راست نیز قرینه ست می‌باشد

* تمرین: 1 صفحه 244 تمرین 7-19 و 7-22)

تاریخ: موضوع:

* پیچش

$T_u \leq T_r = T_c + T_s \equiv T_s$

پیچش ناشی از بارهای غیرمستقیم — مقاومت پیچشی مقطع

پیچش مستقیم یا اولیه: پیچشی که برای برقراری تعادل ضروری است و در صورت حذف عضو، سازه قابلیت تحمل بار را ندارد

$T_u < 0.25\,T_{cr}$ → از پیچش می‌توان صرفنظر کرد

$T_{cr} = 2(\frac{A_c^2}{P_c}) v_c$, $v_c = 0.2 \phi_c \sqrt{f'_c}$

$T_u < 0.25 \times 2(\frac{A_c^2}{P_c}) \times 0.2 \phi_c \sqrt{f'_c}$

$\Rightarrow T_u < 0.1 \phi_c \sqrt{f'_c} (\frac{A_c}{P_c})^2$ از پیچش صرفنظر می‌گردد

A_c: مساحت بتن با درنظر گرفتن حفره‌های خارجی

P_c: محیط مقطع بتن

فولادهای پیچشی معمولاً می‌بایست دست زده باشند

۱- خاموت بسته

۲- قفسه فولادی بسته از میلگرد طولی شده

۳- مارپیچ

* ضوابط طراحی پیچش

$T_r = T_s = 2 \phi_s A_o A_t \frac{f_y}{s}$, $f_y \leq 400\,MPa$

A_t: سطح مقطع یک ساق خاموت بسته

A_o: سطح محصور شده توسط جریان برشی ناشی از پیچش

جلسه سیزدهم ۱۰/۲ ۱۳۸۷

www.civilbo

تاریخ: موضوع:

$A_o = 0.85 A_{oh}$

$A_{oh} = x_o y_o$

A_{oh} : سطح محصور شده توسط محورهای اضلاع خاموت بسته پیرامونی شامل بتن و کلیه حفره‌های میانی می‌باشد

آرماتور طولی پیچشی $A_L = A_t \frac{P_h}{S}$

محیط سطح محصور توسط خاموت بسته $P_h = 2(x_o + y_o)$

* محدودیت‌های طراحی پیچشی

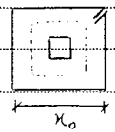
۱- ماکزیمم خاموت‌ها باید به گونه‌ای باشد که

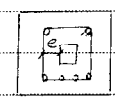
$S_{max} \leq \min\left\{\frac{P_h}{8}, 300mm\right\}$

۲- آرماتورهای طولی پیچشی باید طوری انتخاب شوند که حداقل به میزان طولی معادل $\frac{S}{16}$ در هر گوشه قرار گیرد و همچنین $S_{max} \leq 300mm$ فاصله آرماتورهای طولی

۳- در سقف‌های بتنی می‌توان مقدار آرماتور طولی پیچشی (A_L) را اندازه $\frac{Mu}{0.9 d f_y}$ کاهش داد.

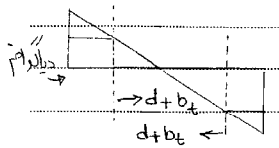
۴- در مقاطع توخالی تحت اثر پیچش خاصیت بسته تا وقتی که $e > 0.5 \frac{A_{oh}}{P_h}$ باشد.





تاریخ: موضوع:

۵- فولادهای پیچشی حداقل باید به اندازه $b_t + d$ در امتداد محور طولی به آن ادامه پیدا کند.



* ترکیب برش و پیچش

$$\left(\frac{A_{t+v}}{S}\right)_{req} = \left(\frac{A_v}{S}\right)_{req} + 2\left(\frac{A_t}{S}\right)_{req}$$

مقدار نیاز $\left(\frac{A_v}{S}\right)_{req} = \frac{V_u - V_c}{\phi_s f_{yt} d}$, $\left(\frac{A_t}{S}\right)_{req} = \frac{T_u}{1.7 \phi_s A_{oh} f_{yt}}$

$$\rightarrow \left(\frac{A_{t+v}}{S}\right)_{min} = 0.35 \frac{b_w}{f_{yt}}$$

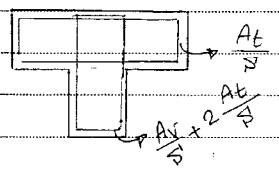
* ترک اعضا مقطع

$$\frac{V_u}{b_w d} + \frac{T_u P_h}{A_{oh}^2} \leq 0.25 \phi_c f_c$$

اگر رابطه فوق برقرار نباشد ابعاد مقطع (b_w و d) باید تغییر یابد.

مقدار T_u و V_u در فاصله d از بر تکیه‌گاه در نظر گرفته می‌شود مگر این که بار برش یا لنگر پیچشی متمرکز وجود نداشته باشد.

در مقطع T یا L شکل

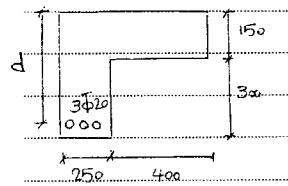


منبع : ایران سازه

www.civilbook.

تاریخ: موضوع:

مثال: مقطع نشان داده شده در شکل را برای استفاده از خاموت و پیچش طراحی کرده و آن را با فولاد گذاری کنید.



$T_u = 15\ KN.m$

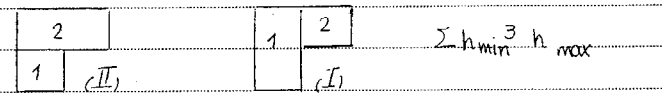
$V_u = 65\ KN$

$f_c = 20 Mpa$

$f_y = 250 Mpa$

فولاد کششی = $3\Phi 20$

Cover = 2.0 cm



$\sum h_{min}^3 h_{max}$

I ناحیه $\sum h_{min}^3 h_{max} = 250^3 \times 450 + 150^3 \times 400 = 8.38 \times 10^9\ mm^4$

شکل اصلی ← I

II ناحیه $\sum h_{min}^3 h_{max} = 250^3 \times 300 + 150^3 \times 650 = 6.88 \times 10^9\ mm^4$

سهم پیچش جان $T_{uw} = \frac{250^3 \times 450}{8.38 \times 10^9} \times 15 = 12.6\ KN.m$

سهم پیچش بال $T_{uf} = \frac{150^3 \times 400}{8.38 \times 10^9} \times 15 = 2.4\ KN.m$

بال $0.25 T_{cr} = 0.1 \times 0.6 \times \sqrt{20} \left[\frac{(150 \times 400)^2}{2(150+400)}\right] = 0.88 < 2.4$

برای بال سهم پیچش باید در نظر گرفته شود.

تاریخ: موضوع:

$0.25 T_{cr} = 0.1 \times 0.6 \times \sqrt{20} \left[\frac{(250 \times 450)^2}{2(250+450)}\right] = 2.42 < 12.6$

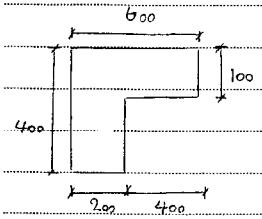
پس برای جان نیز سهم پیچش باید در نظر گرفته شود.

تنش ادغام مقطع: $\frac{V_u}{b_w d} + \frac{T_u p_h}{A_{oh}^2} \leq 0.25 \Phi_c f_c$

$d = 450 - 20 - 10 - \frac{20}{2} = 410\ mm$

$\frac{65 \times 10^3}{300 \times 410} + \frac{15 \times 10^6 \times 2000}{1200000^2} = 0.63 + 2.08 = 2.71 < 0.25 \times 0.6 \times 20 = 3$ ok ✓

ابعاد مقطع مستطیلی دارد.



جان $\frac{A_t}{s} = \frac{T_{uf}}{1.7 \Phi_s A_{oh} f_y} = \frac{2.4 \times 10^6}{1.7 \times 0.85 \times (100 \times 600) \times 250} = 0.11$

جان $\frac{A_t}{s} = \frac{T_{uw}}{1.7 \Phi_s A_{oh} f_y} = \frac{12.6 \times 10^6}{1.7 \times 0.85 \times (200 \times 400) \times 250} = 0.44$

برش: $V_c = 0.2 \Phi_c \sqrt{f_c}\ b_w d = 0.2 \times 0.6 \times \sqrt{20} \times 250 \times 410 \times 10^{-3}$

$= 55.01\ KN$

$V_s = V_u - V_c = 65 - 55.01 = 9.99\ KN < 4V_c$ ok ✓

منبع : ایران سازه

www.civilbook.ir

تاریخ: موضوع:

برش جان $\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{(\Phi_s f_y) d} = \frac{9.99 \times 10^3}{0.85 \times 250 \times 410} = 0.11$

$(\frac{A_{t+v}}{s})_{min} = 0.35 \frac{b_w}{f_y} = 0.35 \times \frac{250}{250} = 0.35$

جان $(\frac{A_{t+v}}{s}) = (\frac{A_v}{s}) + 2(\frac{A_t}{s}) = 0.11 + 2 \times 0.44 = 0.99 > 0.35$ ok ✓

بال $(\frac{A_{t+v}}{s}) = 2(\frac{A_t}{s}) = 0.22 > 0.35 \times \frac{d_b}{250} = 0.21$ OK ✓

برش $V_s < 2V_c \rightarrow S_{max} = \frac{d}{2} = \frac{410}{2} = 205\ mm$

بدنه جان $S_{max} \leq \min\{\frac{P_h}{8}, 300\} = \min\{\frac{2(200+400)}{8}, 300\} = 150_{mm}$

بدنه بال $S_{max} \leq \min\{\frac{P_h}{8}, 300\} = \min\{\frac{2 \times (100+600)}{8}, 300\} = 175_{mm}$

توجه $S \geq 100\ mm$

$\Rightarrow S = 150\ mm$ هم برای جان و هم برای بال استفاده می‌شود

خاموت جان: $A_{t+v} = 0.99 \times S = 0.99 \times 150 = 148.5\ mm^2$

$\rightarrow \Phi 10$ ▭ $A_{t+v} = 157 > 148.5$ ok ✓

برای جان $\rightarrow \Phi 10$ @ 150 mm c/c هر لبه عرض

خاموت بال $A_{t+v} = 0.22 \times 150 = 33\ mm^2 \rightarrow \Phi 8$ $A_s = 50 > 33$ OK ✓

تاریخ: موضوع:

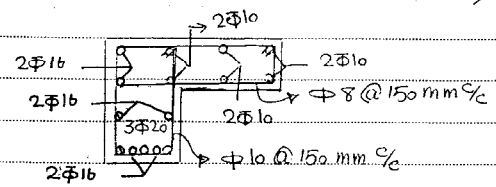
برای بال $\rightarrow \Phi 8$ @ 150 mm c/c

طولی بال $A_L = \frac{A_t}{S} P_h = 0.22 \times 2(100+600) = 308\ mm^2$

طولی جان $A_L = \frac{A_t}{S} P_h = 0.99 \times 2(400+200) = 1188\ mm^2$

$d_{min} > \frac{S}{16} = \frac{150}{16} = 9.38 \rightarrow$ برای بال $\Phi 10$

برای جان $6\Phi 16$

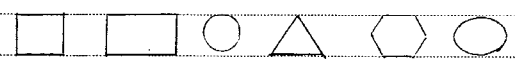


جلسه چهارده ۱۳۹۷/۱۰/۳

* ستون ها

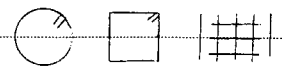
ستون عضوی است که در درجه اول برای تحمل نیروی محوری و یا نیروی محوری به همراه لنگر خمشی طراحی می‌شود و بیشتر ارتفاع آن در درجه اول مساوی یا بزرگتر از 3 است اگر این نسبت از 3 کمتر باشد ستون را به دیوار ستونک یا دیوار سال نامیده می‌شود.

اشکال ستون



انواع ستون براساس نوع دورگیری

۱- ستون با خاموت یا تنگ بسته

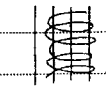


منبع : ایران سازه

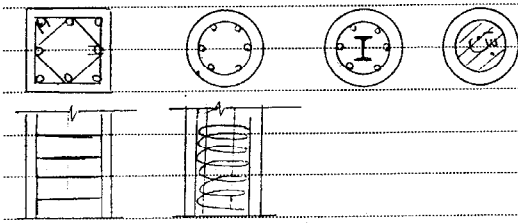
www.civilbook.ir

تاریخ: موضوع:

۲ـ ستون با خاموت مارپیچ



حالت‌های مختلف ستون‌ها



توصیه: سطح مقطع ستون از $600\,cm^2$ نباید کوچکتر باشد همچنین ضلع ستون از $25\,cm$ کوچکتر باشد.

* مقررات آیین‌نامه بتن ایران در مورد آرماتورهای طولی

۱ـ درصد آرماتور ستون باید در محدوده زیر قرار گیرد.

$$\%0.8 < \rho_g = \frac{A_{st}}{A_g} < 8\%$$

سطح مقطع کل ستون ← سطح مقطع آرماتور طولی

از نظر اجرایی توصیه می‌شود که درصد آرماتور ستون از حدود 2% بیشتر شود.

۲ـ حداقل تعداد میلگردهای طولی به صورت زیر می‌باشد

خاموت دایره‌ای و مستطیلی	4
خاموت مثلثی	3
خاموت مارپیچ	6

حداقل تعداد میلگردهای طولی

تاریخ: موضوع:

۳ـ در اعضای سازه‌ای با خاموت‌های بسته یا مارپیچ فاصله آزاد هر دو میلگرد طولی باید از 1.5 برابر بزرگترین میلگرد و $40\,mm$ کمتر باشد.

$$S \geq \max\{1.5\,\Phi_{L\max}\ ,\ 40\,mm\}$$

* مقررات آیین‌نامه بتن ایران در مورد خاموت‌ها

۱ـ تمام میلگردهای طولی ستون باید توسط خاموت‌های به قطر حداقل $\frac{1}{3}$ قطر برای میلگردهای طولی نمره 30 و کمتر و قطر حداقل $10\,mm$ برای میلگردهای طولی نمره بالاتر از 30 دور گیر شود و قطر خاموت‌ها در هر حال نباید کمتر از $6\,mm$ باشد.

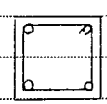
$$d_{b\min} = \text{قطر حداقل خاموت} = \begin{cases} \frac{\Phi_L}{3} \geq 6\,mm & \Phi_L < 30\,mm \\ 10\,mm & \Phi_L > 30\,mm \end{cases}$$

۲ـ فاصله خاموت‌ها باید به صورت زیر در نظر گرفته شود.

$$S \leq \min\{12\Phi_{L\min}\ ,\ 36d_b\ ,\ b_w\ ,\ 25\,cm\}$$

فاصله بین خاموت‌ها ← عرض کوچک ستون

۳ـ خاموت‌ها باید طوری آرایش یابند که هر گوشه آنها یک میلگرد قرار گیرد و میلگردهای طولی نیز که در میان هر گوشه خاموت‌ها قرار گیرند طوری که زاویه خاموت از 135 درجه بیشتر نگردد و همچنین فاصله خالص میلگردهای طولی میان از میلگرد گوشه از $125\,mm$ تجاوز نکند.



۴ میلگرد

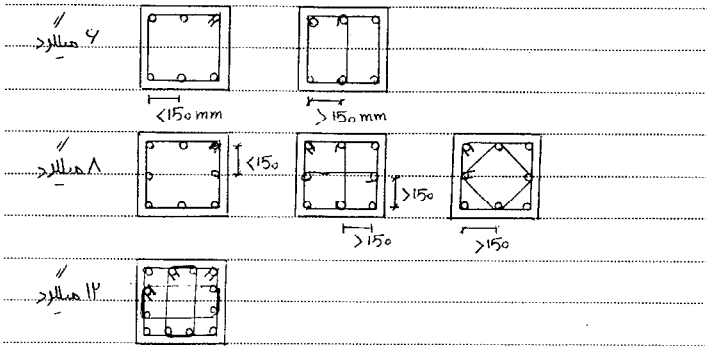
www.civilbook.ir

تاریخ: موضوع:

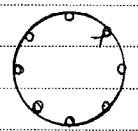
۴ میلارد

۸ میلارد

۱۲ میلارد



۴- اگر آرایش میلاردهای طولی در مقطع بصورت دایره‌ای باشد می‌توان از خاموت دایره‌ای استفاده کرد مشروط بر اینکه امتداد خاموت به خم 135 درجه ختم شود.



توصیه: فاصله خاموت‌ها در حوالی ستون در طول مساوی l_0 طول آزاد ستون یا بزرگترین مقطع ستون و یا 450mm (هرکدام بزرگتر باشد) نباید از نصف مقادیر مقرر در آئین نامه تجاوز کند.

۵- برای فولادهای مارپیچ و همچین خاموت‌های بست داریم:

$$\rho_s \geq 0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}}$$ حجم فولاد مرفی مارپیچ : برای فولادهای مارپیچ

تاریخ: موضوع:

$$A_{sh} = 0.3 S b_c \frac{f'_c}{f_{yt}} \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right) \geq 0.09 S b_c \frac{f'_c}{f_{yt}}$$: برای خاموت‌های بست

A_{ch} : سطح مقطع هسته بتن مستقل (بیرون به بیرون خاموت)

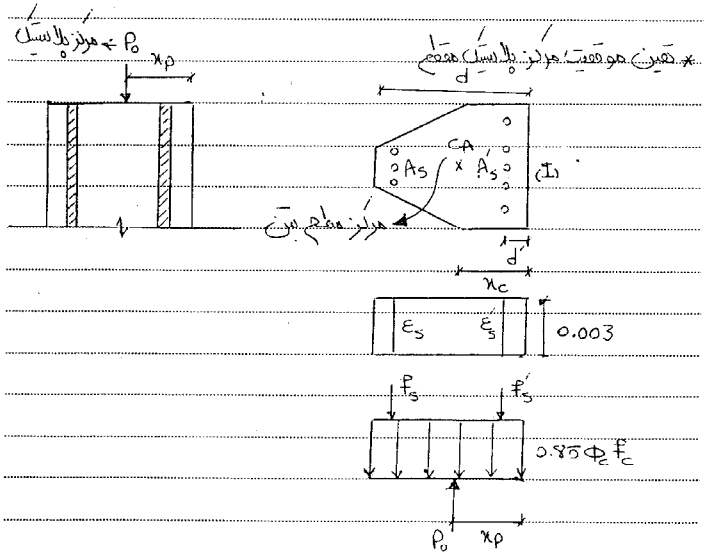
A_{sh} : سطح مقطع کل فولادهای عرضی به فاصله S در نامبر L_1

b_c : بعد هسته بتنی ستون (مرکز به مرکز آرماتورهای برشی)

۶- در خارج از نامبر L_1 مقدار S یا فاصله خاموت‌ها باید به صورت زیر باشد

$$S \leq \min\left\{\frac{b}{2}, 8\Phi_L, 500\,mm\right\}$$ فاصله خاموت‌های عرضی

* همین موقعیت مرز پلاستیک مقطع



مرز پلاستیک مقداری است که اگر بارهای وارد آن اثر دهیم کرنش تمام مقطع در

منبع : ایران سازه

www.civilbook.ir

تاریخ: موضوع:

حداکثر کرنش مجاز بتن در لحظه گسیختگی $\varepsilon_{cu} = 0.003$ می‌باشد.

$$\sum F_y = 0$$

$$\rightarrow P_n = 0.85(\phi_c f_c')A_c + A_s(\phi_s f_y) + A_s'(\phi_s f_y')$$

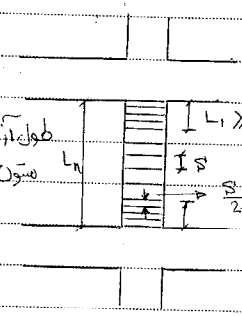
سطح مقطع بتن

$$\sum M_{(T)} = 0$$

$$\rightarrow P_n x_p = 0.85(\phi_c f_c')A_c x_c + A_s(\phi_s f_y)d + A_s'(\phi_s f_y')d'$$

$$\Rightarrow x_p = \frac{0.85(\phi_c f_c')A_c x_c + A_s(\phi_s f_y)d + A_s'(\phi_s f_y')d'}{0.85(\phi_c f_c')A_c + A_s(\phi_s f_y) + A_s'(\phi_s f_y')}$$

$$A_c = A_g - (A_s + A_s')$$



* مقررات آئین‌نامه بتن ایران در مورد خاموت‌های دورپیچ

۱ـ خاموت استفاده شده باید دارای مشخصات زیر باشد.

قطر خاموت دورپیچ $\Phi_t \geq 6mm$

تاریخ: موضوع:

فاصله آزاد بین میلگردهای اصلی $S > 25mm$

قطر هسته بتنی داخل مارپیچ $\leq \frac{1}{6} D_c$ گام دورپیچ

۲ـ مارپیچ با فاصله نگهدار (Spacer) مناسب در طول خود منظم و ثابت شود.

۳ـ نسبت حجمی فولاد مارپیچ به حجم هسته بایستی از مقدار زیر باشد.

$$\rho_{s\,min} = 0.45\left(\frac{A_g}{A_c} - 1\right)\frac{f_c'}{f_{yt}} \quad \text{و} \quad f_{yt} \leq 400\,MPa$$

مساحت هسته ستون محصور شده با اندازه‌های مقطع بیرونی مارپیچ

تنش تسلیم خاموت

$$\rho_s = \frac{\text{حجم فولاد دورپیچ}}{\text{حجم هسته بتنی}} = \frac{A_{sp}\cdot \pi D_c}{\left(\frac{\pi D_c}{4}\right)^2 S} = \frac{4A_{sp}}{D_c \cdot S} \geq \rho_{s\,min}$$

سطح مقطع فولاد دورپیچ

گام دورپیچ

* ضوابط ویژه فولادهای ستون برای طراحی در برابر زلزله

۱ـ مقدار ρ_g در این حالت بین ۱ تا ۶ درصد تعیین می‌شود.

$$1\% \leq \rho_g \leq 6\%$$

$f_y \geq 400$ آلیاژ $\rightarrow$ در خارج وصله‌ها $\rightarrow \rho \leq 4.5\%$ در نقاطی که وصله آرماتور

۲ـ فاصله محور به محور آرماتورهای طولی نباید از $200mm$ بیشتر باشد.

$$S \leq 200\,mm$$

www.civilbook.ir

تاریخ: موضوع:

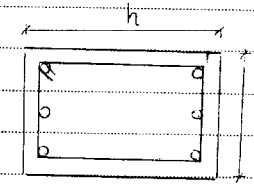
۳- فاصله خاموت‌ها در ناحیه L_1 باید به صورت زیر باشد:

$$L_1 \geq \max\left\{\frac{L_n}{6}, h, 450mm\right\}$$

فاصله خاموت‌ها در سایر نقاط ستون: $S \leq \min\left\{8\Phi_L, 24\Phi_t, \frac{b}{2}, 250mm\right\}$

فاصله خاموت‌ها در سایر نقاط ستون: $S \leq \min\left\{8\Phi_L, \frac{b}{4}, 125mm\right\}$

* ستون کوتاه تحت اثر بار محوری خالص



$$C_1 = 0.85(\Phi_c f_c')(A_g - A_{st})$$

$$C_2 = (\Phi_s f_y)A_1$$

$$C_3 = (\Phi_s f_y)A_2$$

$$N_{r0} = C_1 + C_2 + C_3$$

نیروی محوری اسمی مقاوم نهایی ستون بدون لنگر ($M=0$)

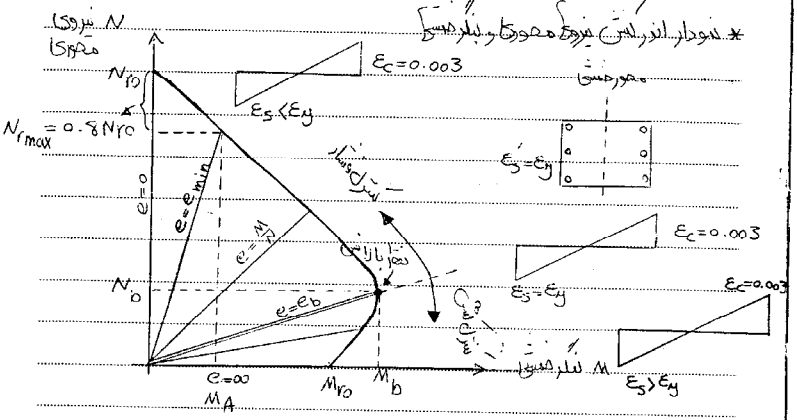
$$= 0.85(\Phi_c f_c')(A_g - A_{st}) + A_{st}(\Phi_s f_y)$$

تاریخ: موضوع:

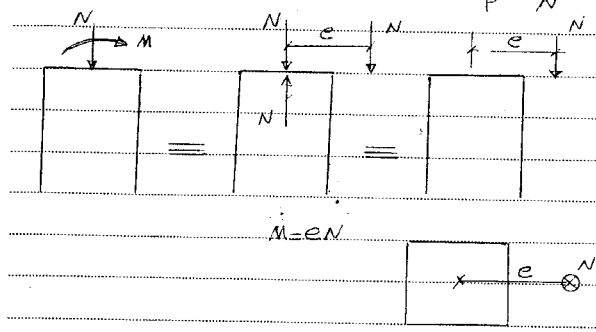
سطح مقطع کل (ناخالص) $A_g = bh$

$$N_{r0} = A_g\left[0.85\Phi_c f_c' + \rho_g(\Phi_s f_y - 0.85\Phi_c f_c')\right]$$

* نمودار اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی



$$e = \frac{M}{P} = \frac{M}{N}$$



منبع : ایران سازه

www.civilbook.ir

تاریخ: موضوع:

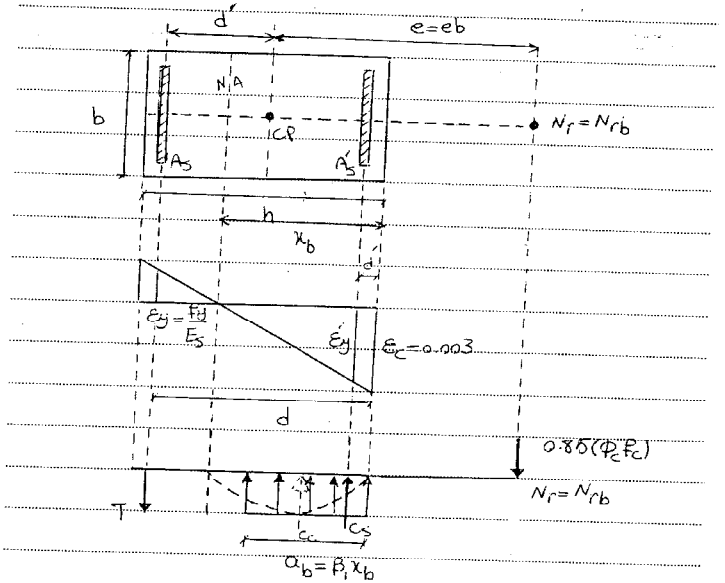
* برون محوری حداقل

$$N_u \leq 0.8 N_{r0} = 0.8 A_g \left[0.85 \phi_c f_c + \rho_g (\phi_s f_y - 0.85 \phi_c f_c)\right]$$

$$e_{min} = \frac{M_A}{N_{r max}}$$

تجویز $e_{min} = 15 + 0.03h\ (mm)$

الف) رفتار ستون در حالت بالانس مقطع



$$c_c = 0.85 (\phi_c f_c)\, b\, a_b \quad , \quad x_b = \frac{600}{600 + f_y} d \quad , \quad a_b = \beta_1 x_b$$

$$T = A_s (\phi_s f_y) \qquad C_s = A'_s (\phi_s f_y - 0.85 \phi_c f_c)$$

$$\Sigma F_y = 0 : \quad N_{rb} = C_c + C_s - T$$

$$\Sigma M_{cp} = 0 \text{ حول مرکز پلاستیک} : \quad N_{rb} e_b = C_c \left(d - d'' - \frac{a}{2}\right) + C_s (d - d'' - d') + T(d'')$$

$$\rightarrow e_b = \frac{C_c \left(d - d'' - \frac{a}{2}\right) + C_s (d - d'' - d') + T(d'')}{C_c + C_s - T}$$

روابط تقریبی برای خروج از مرکزیت بالانس (متعادل)

برای مقطع مستطیل شکل: $e_b \simeq (0.2 + 0.77 \rho_g m)\, h$ ← ارتفاع تیر

برای مقطع دایره‌ای شکل: $e_b \simeq (0.24 + 0.3 \rho_g m)\, D$ ← قطر

$$m = \frac{\phi_s f_y}{0.85 \phi_c f_c}$$

$$\rho_g = \frac{A_{st}}{Ag}$$

ب) حالت شکست کششی

در این حالت خرابی با تسلیم خود آرماتور کششی اتفاق می‌افتد.

روش اول

$N_r < N_{rb}$ و $e > e_b$ و $e' > e'_b$

فولاد فشاری: $f'_s = 600 \left(1 - \frac{\beta_1 d'}{a}\right) \leq f'_y$

منبع : ایران سازه

www.civilbook.ir

تاریخ: موضوع:

$$N_r = 0.85(\phi_c f_c)ba + A'_s(\phi_s f'_s - 0.85\phi_c f_c) - A_s(\phi_s f_y)$$

$$\rightarrow e' = \frac{1}{N_r}\left[0.85(\phi_c f_c)ba\left(d-\frac{a}{2}\right) + A'_s(\phi_s f'_s - 0.85\phi_c f_c)(d-d')\right]$$

در این حالت مقدار a حدس زده می‌شود و از آن‌ها f'_s ، N_r و e' محاسبه می‌شود.

روش دوم $\quad A_s = A'_s \quad f_s = f_y \quad f'_s = f'_y$

$$N_r = 0.85(\phi_c f_c)bd\left[\left(1-\frac{e'}{d}\right) + \sqrt{\left(1-\frac{e'}{d}\right)^2 + 2m\rho\left(1-\frac{d'}{d}\right)}\right]$$

$$m = \frac{\phi_s f_y}{0.85\phi_c f_c} \qquad \rho = \frac{A_{st}}{bd}$$

ج) حالت شکست متعادل

در این حالت شکست همزمان در بتن و در فولاد آغاز می‌شود.

$N_r > N_{rb} \quad e < e_b \quad e' < e'_b$

$$f'_s = 600\left(1-\frac{d'}{x}\right) < f_y$$

$a = \beta_1 x$

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

$$N_r = 0.85(\phi_c f_c)ba + A'_s(\phi_s f'_s - 0.85\phi_c f_c) - A_s(\phi_s f_s)$$

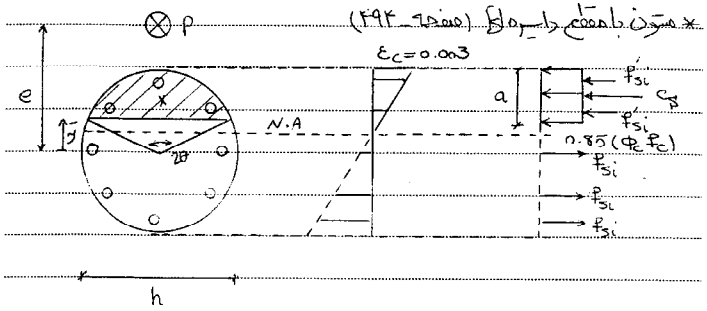
$$e' = \frac{1}{N_r}\left[0.85(\phi_c f_c)ba\left(d-\frac{a}{2}\right) + A'_s(\phi_s f'_s - 0.85\phi_c f_c)(d-d')\right]$$

تاریخ: موضوع:

اشل x حدس زده می‌شود و با توجه به آن سایر مقادیر با توجه به x حدس زده می‌شود.

اگر مقطع داخلاً کرارط ۴ طرف باشد ترس و تنش هر آرماتور با توجه به معادله سازگاری تغییر شکل‌ها محاسبه می‌شود و در نهایت با هم جمع می‌شود.

* ستون با مقطع دایره‌ای (صفحه ۲۹۴)



اگر $a < \frac{h}{2} \rightarrow \theta = \cos^{-1}\left(1-\frac{2a}{h}\right)$

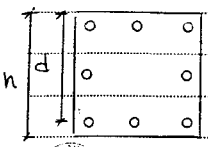
اگر $a > \frac{h}{2} \rightarrow \theta = 180 - \cos^{-1}\left(\frac{2a}{h}-1\right)$

$$A_c = \frac{h^2}{4}(\theta - \sin\theta\cos\theta)$$

$$\bar{y} = \frac{(h\sin\theta)^3}{12A_c}$$

$$C_c = 0.85(\phi_c f_c)A_c$$

* شرط‌های طراحی ستون



δ در اینجا $\delta = \frac{d-d'}{h}$

منبع : ایران سازه

www.civilbook.ir

تاریخ: / موضوع:

در آیین‌نامه‌ها برای طراحی ستون اگر ρ_g بزرگ نباشد این خطا در روند یا با همان انجام می‌دهیم، همین اگر $f_y \neq 400$ باشد

$$\rho_t = \rho_t \times \frac{400}{f_y}$$

ρ_t از ρ_{tb} کمتر

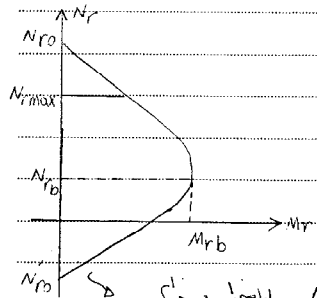
* طراحی ستون

اگر N_u معلوم باشد آغاز می‌کنیم:

$$A_{g(trial)} \rightarrow \frac{N_u}{0.68(\Phi_c f_c + \rho_t \Phi_s f_y)}$$

حدس اولیه ابعاد ستون برای سازه‌های دهه، اما اگر دهنه بزرگ باشد معمولاً مقادیر بسیار بزرگتر برای A_g انتخاب می‌شود.

* اثر توام بار محوری کششی و لنگر خمشی



$$N'_{r0} = A_s(\Phi_s f_y)$$

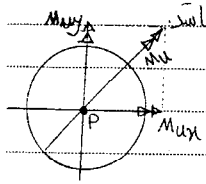
$$\text{معادله خط: } \frac{N'_r}{N'_{r0}} = 1 - \frac{M_r}{M_{r0}}$$

(M_{r0} معلوم)

اگر $e = \frac{M}{N} < 0.25h$ کنترل ستون برای برش ضروری دارد (این مانند تیرها)

* خمش دومحوره در ستون‌ها (منبع: ماک تا ۵۱۲)

تاریخ: / موضوع:



$$M_u = \sqrt{M_{ux}^2 + M_{uy}^2}$$

$$e = \sqrt{e_x^2 + e_y^2}$$

با توجه به این روش در نظر گرفتن خمش دومحوره بسیار وقت‌گیر و سخت می‌باشد، به همین خاطر از روش‌های تقریبی زیر برای در نظر گرفتن حالت ستون با خمش دومحوره استفاده می‌شود.

روش اول (روش بارگذاری معکوس یا روش بریلر)

این روش فقط در جایی کاربرد دارد که $N_r > 0.1 N_{r0}$ باشد

$$\frac{1}{N_{r\theta}} = \frac{1}{N_{rx}} + \frac{1}{N_{ry}} - \frac{1}{N_{r0}}$$

اگر مقدار N_r کوچکتر از $0.1 N_{r0}$ باشد می‌توان ستون را مانند تیر با خمش دومحوره در نظر گرفت و از روش دوم محاسبات آن را انجام داد.

روش دوم (روش منحنی‌های هم بار یا روش PCA)

$$\left(\frac{M_{rx}}{M_{0x}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{ry}}{M_{0y}}\right)^{\alpha} = 1.0 \qquad \alpha = \frac{\log 0.5}{\log \beta}$$

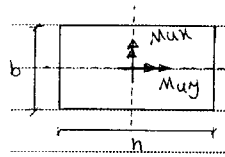
$0.55 < \beta < 0.7 \rightarrow$ برای مقاطع طراحی : $\beta = 0.65$

منبع : ایران سازه

www.civilbook.ir

تاریخ: موضوع:

مقدار β با توجه به نمودارهای شاب مشخص می‌شود ولی در حالت کلی برای مقاصد طراحی مقدار β را می‌توان 0.65 در نظر گرفت



$$\frac{M_{uy}}{M_{ux}} < \frac{b}{h} \rightarrow M_{ueqx} = M_{ox} = M_{ux} + \left(\frac{h}{b}\right)\left(\frac{1-\beta}{\beta}\right) M_{uy}$$

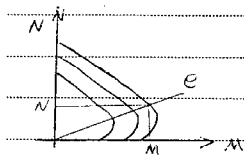
$$\beta = 0.65 \rightarrow M_{ox} = M_{ux} + 0.55\, M_{uy}\frac{h}{b}$$

$$\frac{M_{uy}}{M_{ux}} > \frac{b}{h} \rightarrow M_{ueqy} = M_{oy} = M_{uy} + \left(\frac{b}{h}\right)\left(\frac{1-\beta}{\beta}\right) M_{ux}$$

$$\beta = 0.65 \rightarrow M_{oy} = M_{uy} + 0.55\, M_{ux}\frac{b}{h}$$

روش سوم (روش مک گریگور)

در این روش e_x و e_y با هم ترکیب شده و یک خروج از مرکزیت معادل فقط در جهت x و یا جهت y ایجاد می‌شود و ستون تبدیل به یک تیر می‌شود که یک خروج از مرکزیت معادل می‌شود.



برای فولادهای یک طرفه

$0.5 \leq \frac{b}{h} \leq 2$ ← شرط قبول

فولادها یک طرفه است

$$\frac{N_u}{\phi_c f_c' A_g} < 0.4 \rightarrow \alpha = \left[0.5 - \frac{N_u}{(\phi_c f_c' A_g)}\right]\frac{f_y + 280}{700} \geq 0.6$$

www.civilbook.ir

تاریخ: موضوع:

$$\frac{N_u}{(\phi_c f_c' A_g)} > 0.4 \rightarrow \alpha = \left[1.3 - \frac{N_u}{(\phi_c f_c' A_g)}\right]\frac{f_y + 280}{700} \geq 0.5$$

$$\frac{e_x}{b} \geq \frac{e_y}{h} \rightarrow e_{ox} = e_x + \alpha e_y \frac{b}{h}$$

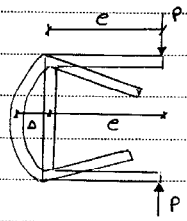
$$\frac{e_x}{b} \leq \frac{e_y}{h} \rightarrow e_{oy} = e_y + \alpha e_x \frac{h}{b}$$

در این نامه آبا از روش بردار و روش PCA استفاده می‌شود.

تمرین: (تمرین 9-34 و 9-33، 9-41 و 9-42)

جلسه هفتم ۱۳۸۷/۱۰/۱۰

* ستون‌های لاغر

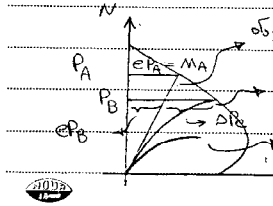


$M = P(e + \Delta) = Pe + P\Delta$

شدت تنش اولیه ستون — شدت تنش ثانویه ستون

اگر اثر $P\Delta$:

- کمتر از 5% از ظرفیت ستون بماهد ← ستون کوتاه
- بیش‌تر از 5% از ظرفیت ستون بماهد ← ستون لاغر (ستون بلند)



www.civilbook.ir

تاریخ: موضوع:

* در ماتریس سختی سازه‌ها که از المان‌های تیر و ستون تشکیل شده‌اند، ستون‌ها و تیرها به صورت زیر در نظر گرفته می‌شوند:

$$\gamma = \frac{\text{ستون‌ها}}{\text{تیرها}} : \frac{\sum K_c}{\sum K_b} = \frac{\sum \frac{E_c I_c}{L_c}}{\sum \frac{E_b I_b}{L_b}}$$

γ: نسبت سختی ستون به تیرهای متصل به آن

فاصله مرکز به مرکز تیرها

در ماتریس‌های بلند $E_c + E_b$

ممان اینرسی ترک خورده تیر $= 0.35\, I_{bg}$

ممان اینرسی ترک خورده ستون $= 0.70\, I_{cg}$

$$E_c = 5000\sqrt{f'_c} \quad MPa$$

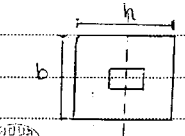
$$E_c = 15100\sqrt{f'_c} \quad Kg/cm^2$$

ستون با اتصال گیردار $\gamma = 0 \xrightarrow{\text{توصیه}} 0.2$

ستون با اتصال آزاد $\gamma = \infty \xrightarrow{\text{توصیه}} 20$

در انتهای ستون دورگ $\gamma = \frac{4 EI_c/L_c}{I_f K_\theta}$

I_f: ممان اینرسی سطح تماس با خاک



$$I_f = \frac{bh^3}{12}$$

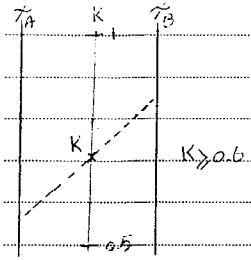
تاریخ: موضوع:

ضریب تبدیل عکس العمل خاک بستر $K_s = 1.2\, q_a$ $\left(\frac{Kg}{cm^2}\right)$ تنش مجاز خاک Kg/cm^2

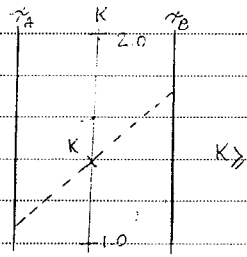
$K_s = 120\, q_a$ $\left(\frac{KN}{m^2}\right)$ KN/m^3

* روش‌های محاسبه K (ضریب جرم حرکت)

۱- روش استفاده از نوراف



ستون با مفروضات عادی



ستون بدون مفروضات عادی

۲- روش روابط تقریبی

- برای ستون‌های عادی بنا شده

$$K \leq \min\left\{[0.7 + 0.05(\gamma_A + \gamma_B)],\ (0.85 + 0.05\,\gamma_{min}),\ 1.0\right\}$$

$$\gamma_{min} = \min(\gamma_A, \gamma_B)$$

www.civilbook.ir

تاریخ: موضوع:

برای اعضای سازه بدون مهاربندی یا دیوارهای برشی

$$\gamma_m = \frac{\gamma_A + \gamma_B}{2} \begin{cases} \gamma_m < 2 \rightarrow K = \dfrac{20 - \gamma_{min}}{20}\sqrt{1+\gamma_m} \\ \gamma_m \geq 2 \rightarrow K = 0.9\sqrt{1+\gamma_m} \end{cases}$$

- برای اعضای آزاد یا مفصل

$$K = 2.0 + 0.3\gamma$$

۳- با استفاده از جدول ۱-۱۰ (صفحه: ۵۵۲)

* روش تشریح برای ستون‌های تاغر

در این روش برای استفاده از تئوری مرتبه اول، علاوه بر تأثیر از تشریح دیگر اعضا استفاده می‌شود.

برای ستون بدون حرکت جانبی $M_{max} = M_m + P\Delta_{max} = \delta M_m \quad \delta \geq 1$

$$\delta = \frac{C_m}{1-\alpha} \qquad \alpha = \frac{PL^2}{\pi^2 E I}$$

$$C_m = 1 + \left(\frac{\pi^2 E I \Delta_0}{M_m L^2} - 1\right)\alpha$$

Δ_0: تغییر شکل اولیه (در انتهای ستون)

M_m: لنگر وسط دهانه

تاریخ: موضوع:

برای ستون با حرکت جانبی

$$C_m = 1 - 0.18\alpha$$

مقدار واقعی ماکزیمم لنگ

می‌توان مقدار C_m را از جدول ۲-۱۰ (صفحه: ۵۵۷) استخراج نمود ولی اغلب اوقات مقدار C_m به صورت محافظه‌کارانه برابر یک در نظر گرفته می‌شود.

$C_m = 1.0$

* مهار حرکت یا نوع حرکت جانبی یک طبقه

روش اول - کنترل ضریب پایداری طبقه

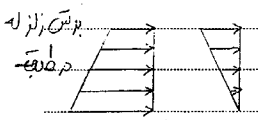
$$Q = \frac{\sum N_u \delta_u}{H_u h_s} < 0.05$$ ضریب پایداری طبقه

$\sum N_u$: کل نیروی محوری نهایی طبقه (ضریدار)

δ_u: تغییر مکان جانبی نسبی طبقه زیر طبقه مورد نظر از بارهای نهایی

H_u: برش جانبی طبقه (برش ضریدار طبقه)

h_s: ارتفاع طبقه



اگر حداکثر Q از ۰.۰۵ بیشتر نباشد کلیه مهاری (ستون‌ها - دیوارهای برشی) طبقه مهار شده محسوب می‌شوند.

منبع : ایران سازه

www.civilbook.ir

تاریخ: موضوع:

روش دوم

- طبقه حمایت شده تلقی می‌گردد.

(سطح مقطع ستون‌ها ≤ 6 سطح مقطع اعضای حمایت‌کننده مانند دیوارهای برشی و بادبندها) در ساختمان‌های متعارف

* کنترل ضریب لاغری در آئین‌نامه «آبا»

طول آزاد ستون بین وقفات متصل ← ضریب طول موثر ← $\lambda = \frac{K L_u}{r} < 200$

شعاع ژیراسیون $r = \sqrt{\frac{I_g}{A_g}} = \begin{cases} 0.3h & \text{مستطیلی} \\ 0.25D & \text{دایره‌ای} \end{cases}$

از لاغری صرفنظر می‌شود ← $\frac{K L_u}{r} < 34 - 12\left(\frac{M_1}{M_2}\right)$ ← وقفات مشاری مهار شده

M_1: لنگر کمتر انتهای ستون

M_2: لنگر بزرگتر انتهای ستون (همیشه مثبت فرض می‌شود)

$M_1 < 0$ ← انحنای ستون تک جهته (برگشت‌پذیر) ← $M_1 > 0$

انحنای ستون مضاعف (لاغری صرفنظر می‌گردد)

- حداکثر $\frac{M_1}{M_2}$ بزرگتر از 0.5 می‌باشد

تاریخ: موضوع:

از اثر لاغری صرفنظر می‌شود ← $\frac{K L_u}{r} < 22$ ← وقفات مشاری مهار شده

تحلیل دقیق ← $100 < \frac{K L_u}{r} < 200$

در صورتی که آنالیز غیرخطی انجام شده باشد اجازه می‌دهد که یکی از دو روش زیر ستون‌های لاغر بررسی شود:

الف - روش تشریح لنگرهای خمشی در «آبا»

N_u: بار محوری نهایی ستون

M_c: لنگر تشریح شده = لنگر خمشی نهایی

ممان اینرسی ترک خورده تیر $= 0.35 I_g$

ممان اینرسی ترک خورده ستون $= 0.70 I_g$

ممان اینرسی ترک خورده دیوار $= 0.35 I_g$

ممان اینرسی ترک خورده دیوار $= 0.70 I_g$

اثر بارهای دراز مدت برای محاسبه انحنا ← $EI \rightarrow \frac{EI}{1+\beta_d}$

روی ستون وجود داشته باشد

β_d ضریب خزش $= \frac{1.25 N_D}{1.25 N_D + 1.5 N_L} < 1$

N_D: بار مرده نهایی

N_L: بار مرده و زنده نهایی

www.civilbook.ir

تاریخ: موضوع:

۱ـ روش تشدید لنگر در قاب های مهار نشده

لنگر نهایی تشدید یافته $M_c = \delta_b = M_2$

لنگر برزنترین انتهای ستون ها

$$\delta_b = \frac{c_m}{1 - N_u/\phi_n N_c} \leq 1 \qquad \phi_n = 0.5$$

c_m: ضریب تبدیل نمودار لنگر واقعی به نمودار معادل با لنگر یکنواخت است.

اگر بارهای جانبی در طول عضو باشد $\rightarrow c_m = 1.0$

اگر بارهای جانبی در طول عضو نباشد $\rightarrow c_m = 0.6 + 0.4\left(\frac{M_{1b}}{M_{2b}}\right) \geq 0.4$

M_{1b} و M_{2b} : لنگرهای منتهی انتهای عضو ناشی از بارهای ثقلی می باشد

$$\left(\frac{M_{1b}}{M_{2b}} > 0 \right) \qquad \left(\frac{M_{1b}}{M_{2b}} < 0\right)$$

$$N_c = \frac{\pi^2 E I_e}{(K L_u)^2}$$ بار بحرانی ستون

$$EI_e = \frac{0.2 E_c I_g + E_s I_{se}}{1 + \beta_d}$$ رابطه دقیق

I_{se} : ممان اینرسی مقاطع میلگرد متمرکز می توان از جدول ۱۰.۳ استخراج شود (صفحه ۵۴۷)

$\beta_d = 0.6$ رابطه تقریبی $\rightarrow EI_e = 0.25 E_c I_g$

۲ـ روش تشدید لنگر در قاب های مهار نشده

$M_1 = M_{1b} + \delta_s M_{1s}$ لنگر کوچکتر

$M_2 = M_{2b} + \delta_s M_{2s}$ لنگر بزرگتر

در اثر بارهای جانبی — در اثر بارهای ثقلی

اگر $\frac{L_u}{r} > \frac{35}{\sqrt{N_u/f'_c A_g}}$

$\Rightarrow M_c = \delta_b (M_{2b} + \delta_s M_{2s})$

اگر $\frac{L_u}{r} < \frac{35}{\sqrt{N_u/f'_c A_g}}$

$\Rightarrow M_c = M_2$

روش محاسبه δ_s بدلیل مقاومت و پایداری کلی سازه با حضور بارهای ثقلی

۱ـ محاسبه $\delta_s M_{1s}$ و $\delta_s M_{2s}$ با نتایج آنالیز الاستیک مرتبه دوم و صلبیت اصلاح شده

$$\frac{\text{تغییر مکان جانبی مرتبه دوم}}{\text{تغییر مکان جانبی مرتبه اول تحت بارهای ثقلی با ضریب و بارهای جانبی}} \leq 2.5$$

www.civilb...ir

تاریخ: موضوع:

۲ـ اگر $Q < \frac{1}{3}$

$$\rightarrow \delta_s M_s = \frac{M_s}{1-Q} \gg M_s$$

بارهای متحرک $Q \ll 0.6$

۳ـ

$$\delta_s M_s = \frac{M_s}{1 - \boxed{\Sigma N_u / \phi \Sigma N_e}} \gg M_s$$

برای یک طبقه

$$\beta_d = \frac{\text{برش نهایی دائر طبقه}}{\text{برش نهایی کل طبقه}}$$

$$0 < \delta_s < 2.5 \rightarrow \beta_d = \frac{1.25 N_D}{1.25 N_D + 1.5 N_L}$$

دیافراگم صلب

$$e = \frac{M_u}{N_u} \gg e_{min} = 15 + 0.03\, h\,(mm)$$

قطعات عضو سازی مهار شده $M_{in}(M_2) = N_a\, e_{min}$

قطعات عضو سازی مهار نشده (روش تشریح شده) $M_{in}(M_{2g}) = N_a\, e_{min}$

ب ـ روش تعدیل ظرفیت باربری برای طراحی سازه‌های نامنظم (پیاده‌سازی بالا)
(برای ساختمان‌های متعارف و حداکثر تا ۱۰ طبقه)

ضریب تعدیل ظرفیت × ظرفیت بار محوری ونلر = آنالیز
کمتر از یک خطی

تاریخ: موضوع:

ضریب تعدیل ظرفیت / بار محوری ونلر خطی : طراحی

$$N_R = \frac{N_u}{R} \quad , \quad M_R = \frac{M_u}{R} \rightarrow R < 1$$

ـ این روش برای قطعات با دوانتهای مفصلی و یا قطعات عضو سازی مهار شده است

$\frac{L_u}{r} < 80$ قابل استفاده نیز باشد

برای قطعات عضو سازی مهار شده:

$$\frac{K' L_u}{r} < 40 \qquad K' = 0.78 + 0.22\,\gamma_m \geq 1.0$$

درصد آرماتور طولی تیرهای متصل به ستون $\rho' \geq 0.01$

ضریب تعدیل ظرفیت بار $R =$

قطعات عضو سازی مهار شده

الف) $1.32 - 0.006 \frac{L_u}{r} \leq 1.0$

انحنای دوجهت

ب) $1.23 - 0.008 \frac{L_u}{r} \leq 1.0$

$e/h < 0.1$ انحنای یک جهت

ج) $1.07 - 0.008 \frac{L_u}{r} \leq 1.0$

$e/h > 0.1$ انحنای یک جهت

قطعات عضو سازی مهار نشده

$1.0 - 0.008\, K' \frac{L_u}{r} \leq 1.0$

ـ اگر برون محوری وجود نداشت باشد $R = 1$ می‌شود.

www.civilbo

تاریخ: موضوع:

اگر بار محوری قطعه مساوی 0.1 F_{Ag} شود

مقدار R بدون بعد برای ستون برون محوری و R متناظر با بار محوری 0.1 F_{Ag} (مقدار R ضرب الف وب یا الف وج) برابر می آید

- برای سهولت به ستونهای از روش تعادل لنگر برای طراحی آنها استفاده گردیده است باید برای لنگر زیر طراحی گردد.

بار محوری ستون لاغر

$M_L = N_L e_s$ لنگر برای قطعه ستون طراحی شده با روش تعادل لنگر

$e_s = \dfrac{1 - N_L/N_0}{R - N_L/N_0}$ برون محوری بار بر اساس ستون کوتاه

$N_L = N_{n0}$

- اگر ستون تحت مش دوم بوده باشد در هر جهت جداگانه لنگر تشریح محاسبه و بررسی می شود و قطعه در ستون دارای شکل سی از تشریح لنگر در هر جهت می توان آنرا با یک لنگر معادل که برابر جزر مجموع هر دو لنگر تشریح باشد در یک جهت طراحی کرد.

تاریخ: موضوع:

منبع : ایران سازه