

توجه بفرمایید که این تنها نمونه ای از ۵۰ صفحه منتخب از طراحی دستی سازه های فولادی و بتنی میباشد برای تهیه نسخه کامل فایل کتاب طراحی سازه های فولادی ۲۰۰ صفحه ای و طراحی سازه های بتنی ۱۷۰ صفحه ای همراه با فایل های پیوست آن میتوانید از طریق آدرس زیر اقدام بفرمایید

www.icivil.ir/khatami

توضیحات خلاصه این جزوه:

یکی از ضروریاتی که یک مهندس یا دانشجوی مهندسی عمران برای طراحی و محاسبات ساختمان باید بداند روش حل و طراحی دستی محاسبات ساختمان است در دانشگاه شما در دروس فولاد و بتن این موارد را فرا خواهید گرفت و بعد از گذراندن دوران دانشگاه هم اگر بخواهید به عنوان مهندس عمران محاسبات ساختمان را انجام دهید باید به مفاهیم طراحی دستی محاسبات تسلط کافی داشته باشید تا بتوانید درک خوبی از طراحی در نرم افزار های تخصصی مهندسی عمران برای این کار را داشته باشید

و اما این جزوه برای چه کسانی مناسب است و قرار است چه کاری برای ما انجام دهد؟

این جزوه برای تمام دانشجویانی که درگیر گذراندن دروس فولاد و بتن هستند و مفاهیم را به درستی درک نکرده اند و روش حل مثالها را نمیدانند و همچنین برای فارغ التحصیلانی که درگیر کارهای اجرایی شدند و در محاسبات مشکل دارند بصورت گام به گام با ذکر مثالهای فراوان طراحی تمام اجزا ساختمانهای فولادی و بتنی را شرح خواهد داد

نکات قابل توجه در این جزوه

۱- در طراحی اعضا سعی شده تمامی مراحل طراحی در کنار هم به صورت مرحله به مرحله بیان شود برای مثال در طراحی تیر ها بحث های : تعیین نیرو ها , فشردگی , خمش , برش, کنترل خیز , ارتعاش , طراحی جوش ها , طراحی سخت کننده های عرضی و تماسی و به صورت گام به گام مطرح شده است. و در آخر هر مبحث یک مثال کامل آورده شده است تا خواننده تمامی مراحل را مشاهده کند.

۲- در فرمول های ارائه شده در هر گام طراحی , ضرایب موجود در فرمول ها دارای واحد می باشند تا خواننده دچار سردرگمی نشود. و تمامی ضرایب استفاده شده در هر گام در گام های قبلی حاصل شده.

۳- سعی شده است در اکثر جاهایی که از آیین نامه ها استفاده شده است , شکل آیین نامه عینا قرار داده شود.

۴- در طراحی سازه های فولادی هر دو روش تنش مجاز (ASD) و حالات حدی (LRFD) بیان شده است.

۵- در روند طراحی مباحث عملی و اجرایی و آنچیزی که در اکثر سازه های معمول دیده می شود , لحاظ شده است.

به نام هستی بخش

طراحی اعضای بتنی و فولادی:

با در نظر گرفتن مقررات ملی و نکات اجرایی

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

Concrete & steel design examples:
(frame & deck & stair)(practical course)

تابستان و پائیز ۱۳۹۳

مقدمه:

در این جزوه سعی شده است طراحی اعضای بتنی و فولادی به نحو کامل و به بیان ساده و به صورت گام به گام همراه با مثال های کافی، تشریح شود. همزمان با این روند مباحث اجرایی و عملی نیز در نظر گرفته شده است.

در هر بخش ابتدا توضیحات مربوط به صورت خلاصه و گام به گام در داخل کادر بیان شده و سپس به مثال ها پرداخته شده است که با توجه به روند ارائه شده ، به راحتی قابل حل است.

برای تهیه این جزوه بیش از 10 کتاب و چندین نشریه مورد استفاده قرار گرفته است که در بخش منابع و مراجع آمده و سعی شده است در اکثر بخش ها با مباحث جدید مقررات ملی (92) سازگار باشد.

در بخش طراحی اعضای فولادی سعی شده است هر دو روش تنش مجاز (ASD) و حالات حدی (LRFD) بیان شود. مگر در برخی بخش ها.

در بخش طراحی سقف ها ، سقف کامپوزیت و سقف عرشه فولادی و سقف سبک خرپایی مدل سازی نرم افزاری نیز ذکر شده است.

به همراه این جزوه یک فایل نیز پیوست گردیده ، که گاهی در برخی بخش ها به فایل پیوست نیاز است که در همان بخش ارجاع داده شده است. در بخش آخر پیوست به تحلیل یک دهم دهانه پرداخته شده است.

Fileonline.ir icivil.ir



کروآورنده: امین خاتمی-کارشناس ارشد عمران-دانشگاه زنجان (university of zanjn)

فهرست:

بخش اول: طراحی تیر بتنی:

- 1-1- طراحی تیر بتنی با آرماتور خمشی کششی + مثال 2
- 1-2- طراحی تیر بتنی برای لنگر و برش با آرماتور کششی و فشاری + (دیتیل اجرایی) + 3 مثال 8

بخش دوم: طراحی ستون بتنی:

- 1-2- طراحی ستون کوتاه (پد استال) + (نحوه تشخیص) + (دیتیل اجرایی) + مثال 23
- 2-2- طراحی ستون غیر لاغر + (نحوه تشخیص) + (دیتیل اجرایی) + مثال 29
- 2-3- طراحی ستون غیر لاغر با نمودار + (نحوه تشخیص) + (دیتیل اجرایی) + مثال 45
- 2-4- طراحی ستون لاغر + (نحوه تشخیص) + (قاب مهار شده) + (دیتیل اجرایی) + مثال 58
- 2-5- طراحی ستون لاغر با نمودار + (نحوه تشخیص) + (قاب مهار شده) + (دیتیل اجرایی) + مثال 75
- 2-6- طراحی ستون لاغر + (نحوه تشخیص) + (قاب مهار نشده) + (دیتیل اجرایی) + مثال 90
- 2-7- طراحی ستون لاغر با نمودار + (نحوه تشخیص) + (قاب مهار نشده) + (دیتیل اجرایی) + مثال 107

بخش سوم: طراحی تیر فولادی:

- 1-3- طراحی تیر فولادی IPE (ASD) + مثال 123
- 2-3- طراحی تیر فولادی IPE (LRFD) + مثال 129
- 3-3- طراحی تیر فولادی IPE + ورق تقویتی + جوش + (ASD) + مثال 135
- 4-3- طراحی تیرورق فولادی بدون استفاده از سخت کننده (ASD) + مثال 145
- 5-3- طراحی تیرورق فولادی بدون استفاده از سخت کننده (LRFD) + مثال 156
- 6-3- طراحی تیر ورق فولادی با استفاده از سخت کننده عرضی (ASD) + (دیتیل اجرایی) + مثال 169
- 7-3- طراحی تیر ورق فولادی با استفاده از سخت کننده عرضی (LRFD) + (دیتیل اجرایی) + مثال 182

8-3- طراحی تیر فولادی لانه زنبوری CPE + (ASD) +مثال..... 196

بخش چهارم: طراحی ستون فولادی:

1-4- طراحی ستون 2IPE + (ASD) +چسبیده و جوش شده سراسری+مثال..... 205

2-4- طراحی ستون 2IPE + (LRFD) +چسبیده و جوش شده سراسری+مثال..... 219

3-4- طراحی ستون 2IPE + (ASD) + جدا از هم نردبانی+(دیتیل اجرایی)+مثال..... 232

4-4- طراحی ستون BOX ورق)+(ASD)+(دیتیل اجرایی)+مثال..... 248

5-4- طراحی ستون BOX ورق)+(LRFD)+(دیتیل اجرایی)+مثال..... 264

بخش پنجم: طراحی بادبند:

1-5- بادبند ضربدری (ASD) +لقمه+مثال..... 279

2-5- بادبند ضربدری (LRFD) +لقمه+مثال..... 283

بخش ششم: طراحی سقف:

1-6- سقف تیرچه بلوک+کلاف میانی+خیز+(دیتیل اجرایی)+مثال..... 289

2-6- سقف دال بتنی دوطرفه متکی بر تیر ها+(دیتیل اجرایی)+خیز+مثال..... 300

3-6- سقف کامپوزیت (ASD) +(دیتیل اجرایی)+خیز+مثال..... 313

4-6- سقف کامپوزیت (LRFD) +شمع بندی+توزیع تنش الاستیک+(دیتیل اجرایی)+خیز+مثال... 324

5-6- سقف کامپوزیت (LRFD) +بدون شمع بندی+توزیع تنش پلاستیک+(دیتیل اجرایی)+خیز+مثال 336

6-6- سقف عرشه فولادی (LRFD) +(دیتیل اجرایی)+خیز+مثال..... 348

بخش هفتم: طراحی دیوار برشی بتنی:

1-7- طراحی دیوار برشی بتنی مستطیلی +(دیتیل اجرایی)+مثال..... 363

بخش هشتم: بارگذاری، تحلیل و طراحی پله:

1-8- بارگذاری ، تحلیل و طراحی پله دو رامپه بتنی +(دیتیل اجرایی)+مثال 372

منابع و مراجع 379

بخش اول:

طراحی سیرتبی

1-1- سیرتبی با آرماتور خمشی کششی

کام 1:

ابتدا درصد فولاد مقطع تیر را تعیین می کنیم و سپس با حداقل و حداکثر مجاز آیین نامه مقایسه می کنیم ، اگر درصد فولاد در محدوده مجاز نباشد طبق مبحث 9 مجاز به طراحی نیستیم:

$$\rho = \frac{A_s (mm^2)}{b (mm) \times d (mm)} \quad \rho_{min} = \max\left(\frac{1.4}{F_y (Mpa)}, \frac{0.25 \sqrt{f'_c (Mpa)}}{F_y (Mpa)}\right) \quad \rho_{max} = 0.025$$

$$\rho_{min} \leq \rho \leq \rho_{max} \rightarrow O.K$$

کام 2:

در نظر گرفتن فرضیات اولیه مسئله:

$$f'_c (Mpa) \leq 30 \rightarrow \beta_1 = 0.85 \quad E_s = 2 \times 10^5 (Mpa) \quad \epsilon_{cu} = 0.003$$

$$f'_c (Mpa) > 30 \rightarrow \beta_1 = 0.85 - \frac{0.05}{7} (f'_c (Mpa) - 30)$$

ϵ_{cu} = کرنش لحظه شکست بتن با توجه به نتایج آزمایشگاهی و لحاظ کردن ضریب اطمینان 0.003 در نظر گرفته می شود.

E_s = مدول ارتجاعی فولاد است که در تمامی مسائل 200000 مگاپاسکال در نظر گرفته می شود.

کام 3:

در این مرحله به دنبال درصد فولاد حالت متوازن هستیم ρ_b و اگر درصد فولاد مقطع تیر کمتر از این مقدار باشد می گوییم مقطع تحت مسلح است و اگر بیش تر از این مقدار باشد ، مقطع فوق مسلح است.
در حالت تحت مسلح گسیختگی نرم اتفاق می افتد و در حالت فوق مسلح گسیختگی ترد.

$$\rho_b = 0.85 \times \beta_1 \times \frac{f'_c (Mpa)}{F_y (Mpa)} \times \frac{600}{600 + F_y (Mpa)}$$

گام 4:

الف) اگر مقطع تحت مسلح باشد:

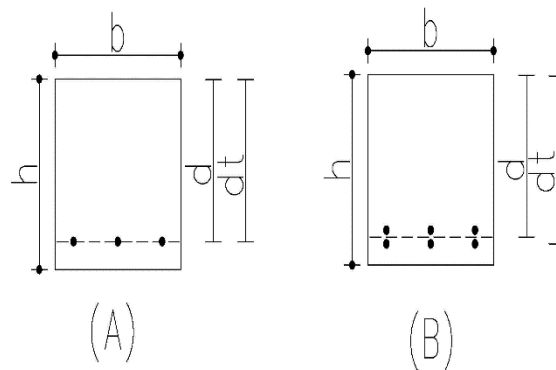
$$a(mm) = \frac{A_s (mm^2) \times F_y (Mpa)}{0.85 \times f'_c (Mpa) \times b (mm)}$$

از دو فرمول زیر می توان برای تعیین لنگر مقاوم اسمی M_n استفاده کرد.

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

$$M_n (KN.m) = \rho \times F_y (Mpa) \times b (mm) \times d^2 (mm) \times (1 - 0.59 \times \rho \times \frac{F_y (Mpa)}{f'_c (Mpa)}) \times 10^{-6}$$

برای تعیین d به شکل زیر توجه کنید.



ب) اگر مقطع فوق مسلح باشد:

معادله درجه دوم را حل کرده و a را بدست می آوریم:

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

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

M_n لنگر مقاوم اسمی است و این لنگر را نمی توان با لنگر وارده بر تیر (M_u) مقایسه کرد زیرا ضریب اطمینانی (ϕ) در نظر گرفته نشده، برای یافتن ϕ مطابق گام بعد عمل می کنیم.

کام 5:

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

ε_t کرنش خالص کششی در دورترین فولاد کششی مقطع.

حال 3 حالت برای مقطع در نظر می گیریم، که در تمامی این حالات گسیختگی اتفاق افتاده است:

الف:مقطع کنترل شده با فشار:

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

ب)مقطع کنترل شده با کشش :

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

ج)مقطع در ناحیه انتقال:

$$0.002 \leq \varepsilon_t \leq 0.005 \rightarrow F_y (Mpa) < 400 \rightarrow \phi = 0.65 + \frac{E_s (Mpa) \times \varepsilon_t - F_y (Mpa)}{4(1000 - F_y (Mpa))}$$

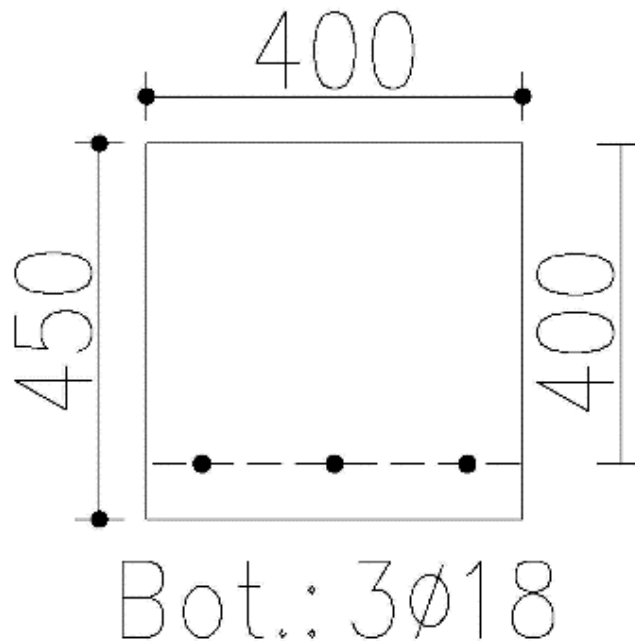
$$F_y (Mpa) \geq 400 \rightarrow \phi = 0.483 + 83.3 \times \varepsilon_t$$

حال اگر شرط زیر بر قرار باشد ، مقطع جوابگوست:

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

مثال 1-1-1:

تعیین کنید مقطع زیر کفایت می کند یا خیر؟



$$M_u = 10 \text{ ton} = 100 \text{ KN.m} , f'_c = 25 \text{ Mpa} , F_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$A_s = 3 \times \frac{3.14}{4} \times 18^2 = 763.02 \text{ mm}^2 \rightarrow \rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{763.02}{400 \times 400} = 0.00476$$

$$\rho_{\max} = 0.025, \rho_{\min} = \max\left(\frac{1.4}{400}, \frac{0.25\sqrt{f'_c}}{F_y}\right) = 0.0035 \rightarrow \rho_{\min} \leq \rho \leq \rho_{\max} \rightarrow O.K$$

$$\beta_1 = 0.85, E_s = 200000, \varepsilon_{cu} = 0.003$$

$$\rho_b = 0.85 \times 0.85 \times \frac{25}{400} \times \frac{600}{600 + 400} = 0.03187$$

$$\rho \leq \rho_b \text{ مقطع تحت مسلح}$$

$$a = \frac{763.08 \times 400}{0.85 \times 25 \times 400} = 35.9 \rightarrow M_n = 763.02 \times 400 \times \left(400 - \frac{763.02 \times 400}{1.7 \times 25 \times 400}\right) \times 10^{-6} = 116.6 \text{ KN.m}$$

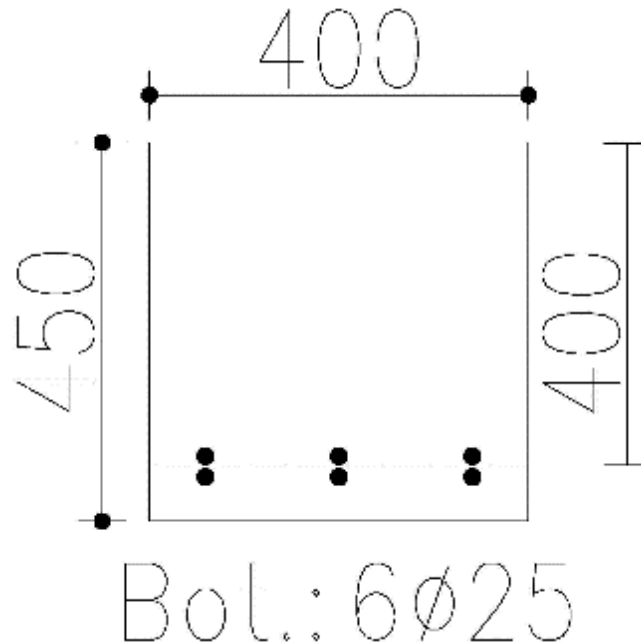
$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{35.9}{0.85} = 42.23 \text{ mm} \rightarrow \varepsilon_t = 0.003 \times \frac{400 - 42.23}{42.23} = 0.0254 \geq 0.005$$

$$\phi = 0.9 \text{ مقطع کنترل کشش}$$

$$M_u \leq \phi M_n \rightarrow 100 \leq 104.94 \rightarrow O.K$$

مثال 2-1-1:

تعیین کنید مقطع زیر کفایت می کند یا خیر؟



$$M_u = 25 \text{ ton} = 250 \text{ KN} \cdot \text{m}, f'_c = 25 \text{ Mpa}, F_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$A_s = 6 \times \frac{3.14}{4} \times 25^2 = 2934 \text{ mm}^2, \rho = \frac{2934}{400 \times 400} = 0.01839,$$

$$\rho_{\max} = 0.025, \rho_{\min} = 0.0035 \rightarrow \rho_{\min} \leq \rho \leq \rho_{\max} \rightarrow O.K$$

$$\beta_1 = 0.85, E_s = 2 \times 10^5, \epsilon_{cu} = 0.003$$

$$\rho_b = 0.85 \times \beta_1 \times \frac{f'_c}{F_y} \times \frac{600}{600 + F_y} = 0.03187 \rightarrow \rho < \rho_b \text{ مقطع تحت مسلح}$$

$$a = \frac{A_s \times F_y}{0.85 \times f'_c \times b} = \frac{2934 \times 400}{0.85 \times 25 \times 400} = 138.94 \text{ mm}$$

$$M_n = 2934 \times 400 \times \left(400 - \frac{2934 \times 400}{1.7 \times 25 \times 400}\right) \times 10^{-6} = 389.36 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{138.49}{0.85} = 163.41 \text{ mm}, \epsilon_t = 0.003 \times \frac{412.5 - 163.41}{163.41} = 0.0045$$

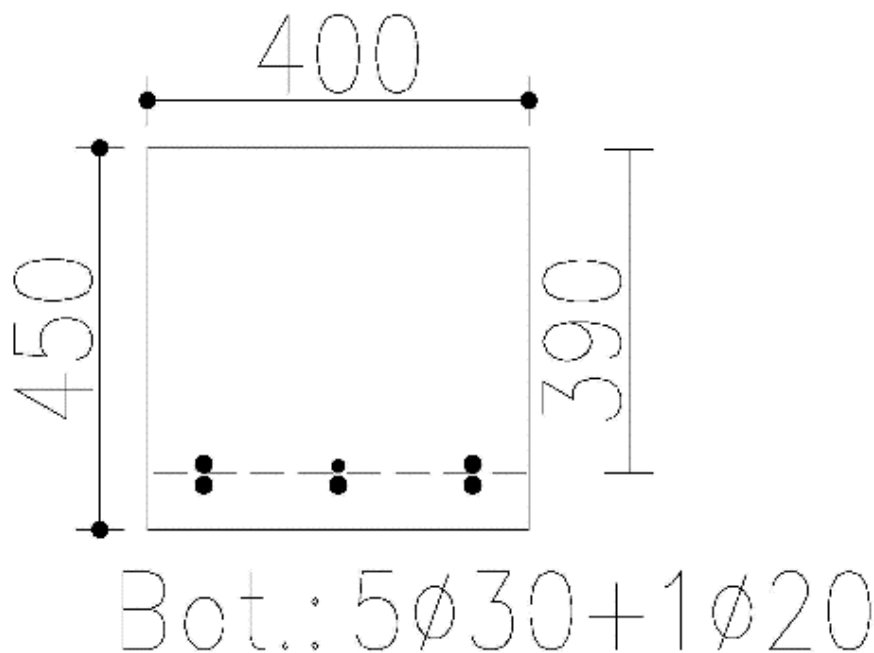
$$0.002 \leq 0.0045 \leq 0.005 \rightarrow \phi = 0.483 + 83.3 \epsilon_t = 0.857$$

مقطع در ناحیه انتقال

$$M_u \leq \phi M_n \rightarrow 250 \leq 334.01 \rightarrow O.K$$

مثال 3-1-1:

تعیین کنید مقطع زیر کفایت می کند یا خیر؟



$$M_u = 28 \text{ ton} = 280 \text{ KN} \cdot \text{m}, f'_c = 20 \text{ Mpa}, F_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$A_s = 5 \times \frac{3.14}{4} \times 30^2 + \frac{3.14}{4} \times 20^2 = 3532.5 + 314 = 3846.5$$

$$\rho = \frac{3846.5}{400 \times 390} = 0.0246 \rightarrow \rho_{\min} = 0.0035 \leq \rho \leq \rho_{\max} = 0.025 \rightarrow O.K$$

$$\rho_b = 0.85 \times \beta_1 \times \frac{f'_c}{F_y} \times \frac{600}{600 + F_y} = 0.0216 \rightarrow \rho > \rho_b \text{ مقطع فوق مسلح}$$

$$a^2 + \frac{600 \times 0.0246 \times 390}{0.85 \times 20} a - \frac{600 \times 0.0246 \times 0.85 \times 390^2}{0.85 \times 20} = 0 \rightarrow a = 206.07 \text{ mm}$$

$$M_n = 0.85 \times 20 \times 206.07 \times 400 \times \left(390 - \frac{206.07}{2}\right) \times 10^{-6} = 402.11 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$c = \frac{206.07}{0.85} = 242.43 \text{ mm} \rightarrow \varepsilon_t = 0.003 \times \frac{405 - 242.43}{242.43} = 0.0020$$

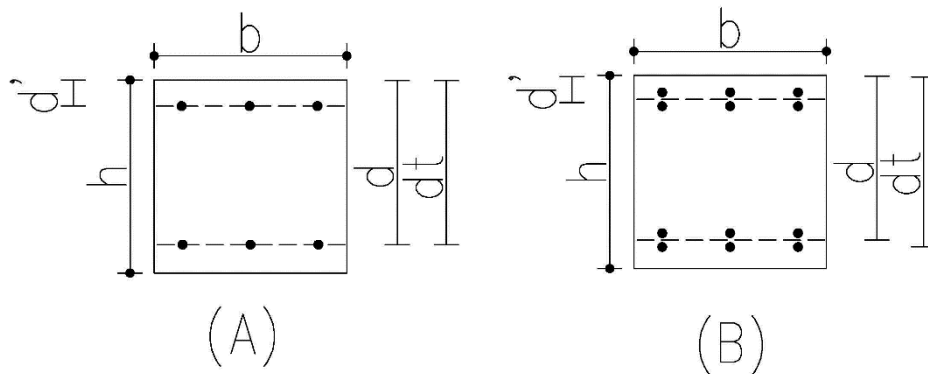
$$\varepsilon_t \leq 0.002 \rightarrow \phi = 0.65 \text{ مقطع کنترل شده با فشار}$$

$$M_u \leq \phi M_n \rightarrow 280 > 261.37 \rightarrow N.G$$

2-1- طراحی تیر بتنی برای گنبد و برش با آرماتور کششی و فشاری

کام 1:

علامت های آرماتور های فشاری را با پریم نمایش می دهیم، برای تعیین d', d, d_i به شکل زیر توجه کنید:



کام 2:

درصد فولاد کششی مقطع تیر را تعیین می کنیم و سپس با حداقل و حداکثر مجاز آیین نامه مقایسه می کنیم ، اگر درصد فولاد در محدوده مجاز نباشد طبق مبحث 9 مجاز به طراحی نیستیم:

$$\rho = \frac{A_s (mm^2)}{b (mm) \times d (mm)} \quad \rho_{min} = \max\left(\frac{1.4}{F_y (Mpa)}, \frac{0.25 \sqrt{f'_c} (Mpa)}{F_y (Mpa)}\right) \quad \rho_{max} = 0.025$$

$$\rho_{min} \leq \rho \leq \rho_{max} \rightarrow O.K$$

کام 3:

در نظر گرفتن فرضیات اولیه مسئله:

$$f'_c (Mpa) \leq 30 \rightarrow \beta_1 = 0.85 \quad E_s = 2 \times 10^5 (Mpa) \quad \epsilon_{cu} = 0.003$$

$$f'_c (Mpa) > 30 \rightarrow \beta_1 = 0.85 - \frac{0.05}{7} (f'_c (Mpa) - 30)$$

ε_{cu} کرنش لحظه شکست بتن با توجه به نتایج آزمایشگاهی و لحاظ کردن ضریب اطمینان 0.003 در نظر گرفته می شود.

E_s = مدول ارتجاعی فولاد است که در تمامی مسائل 200000 مگاپاسکال در نظر گرفته می شود.

کام 4:

پس از تعیین مجموع سطح مقطع آرماتور های کششی (در لنگر های وارده مثبت منظور آرماتور های پایینی A_s) و مجموع سطح مقطع آرماتور های فشاری (در لنگر های وارده مثبت منظور آرماتور های بالایی A'_s) سپس به تعیین درصد فولاد هر یک خواهیم پرداخت:

$$\rho = \frac{A_s (mm^2)}{b(mm) \times d(mm)}, \rho' = \frac{A'_s (mm^2)}{b(mm) \times d(mm)}$$

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

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

ذکر این نکته لازم است که F'_y تنش حد تسلیم آرماتور های فشاری است که معمولاً برابر با تنش حد تسلیم آرماتور های کششی F_y می باشد مگر اینکه جنس آرماتور های فشاری متفاوت باشد.

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

کام 5:

تعیین $\bar{\rho}_{min}$:

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

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

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

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

کام 6:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

کام 7:

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

ε_t کرنش خالص کششی در دورترین فولاد کششی مقطع.

حال 3 حالت برای مقطع در نظر می گیریم، که در تمامی این حالات گسیختگی اتفاق افتاده است:

الف:مقطع کنترل شده با فشار:

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

ب)مقطع کنترل شده با کشش :

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

ج)مقطع در ناحیه انتقال:

$$0.002 \leq \varepsilon_t \leq 0.005 \rightarrow F_y (Mpa) < 400 \rightarrow \phi = 0.65 + \frac{E_s (Mpa) \times \varepsilon_t - F_y (Mpa)}{4(1000 - F_y (Mpa))}$$

$$F_y (Mpa) \geq 400 \rightarrow \phi = 0.483 + 83.3 \times \varepsilon_t$$

حال اگر شرط زیر بر قرار باشد ، مقطع از لحاظ خمشی جوابگوست:

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

کام 8:

حال به طراحی برای برش مقطع می پردازیم.

مقاومت برشی مقطع تیر بتن آرمه بدون در نظر گرفتن خاموت (فقط بتن) (در حالتی که لنگر و برش همزمان به تیر وارد می شوند)

$$V_c (\text{KN}) = \frac{1}{6} \times \sqrt{f'_c (\text{Mpa})} \times b (\text{mm}) \times d (\text{mm}) \times 10^{-3}$$

در طراحی برای برش $\phi = 0.75$ می باشد.

گام 9:

الف) اگر برش وارده V_u باشد و:

$$V_u \leq \phi V_c \text{ فقط نیاز به خاموت گذاری حداقل است}$$

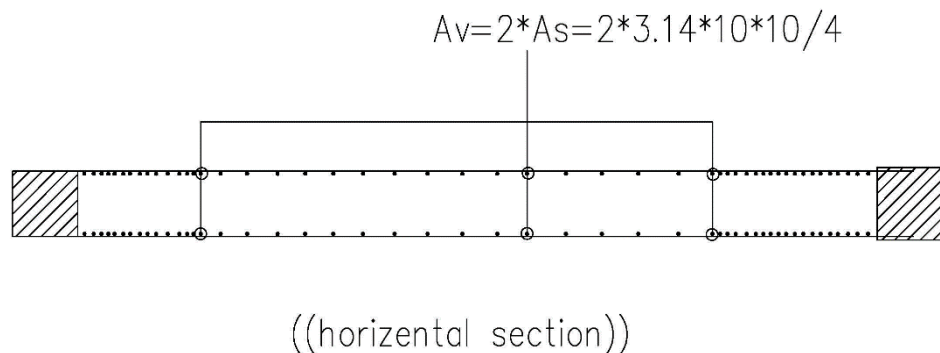
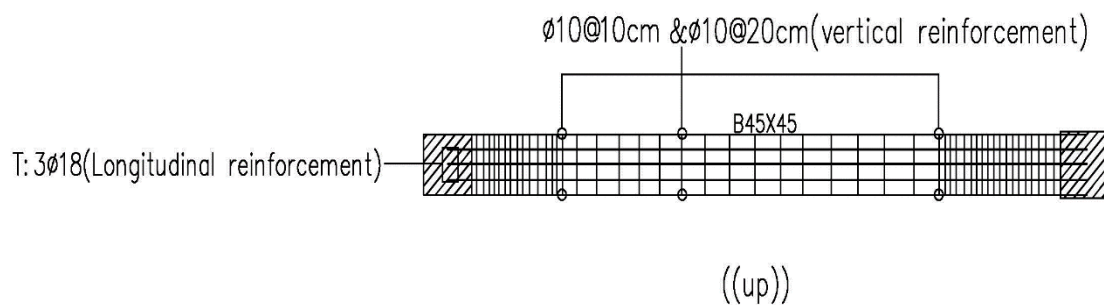
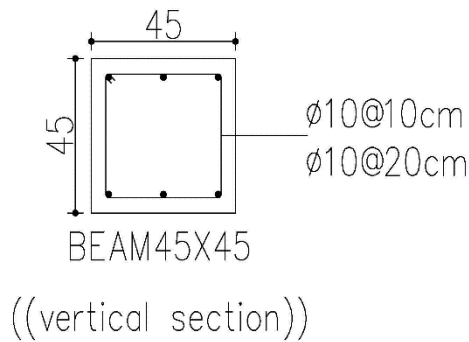
ب) اگر:

نیاز به خاموت گذاری حداقل و ویژه (که با طراحی بدست می آید) است $V_u > \phi V_c$

البته ذکر این نکته لازم است که گام 9 بر مبنای ACI می باشد، اما خواهیم دید که در گام 12 مبحث نهم برای تمامی تیر ها خاموت حداقل و ویژه در نظر می گیرد، پس در نهایت نیز ملاک ما مبحث نهم خواهد بود.

گام 10:

قطر آرماتور برشی را فرض کرده (معمولا $\phi 8, \phi 10, \phi 12, \phi 14$) و همچنین سطح مقطع آرماتور برشی A_v (به شکل زیر توجه کنید) را بدست می آوریم. برای مثال:



کام 11:

برای تعیین فاصله خاموت ها از هم از فرمول زیر استفاده می کنیم:

$$\left(\frac{A_v (mm^2)}{S_1} \right) = \frac{\left(\frac{V_u (KN)}{\phi} - V_c (KN) \right) \times 10^3}{F_{yt} (Mpa) \times d (mm)} \rightarrow S_1 (mm)$$

F_{yt} تنش حد تسلیم آرماتورهای برشی (خاموت ها)

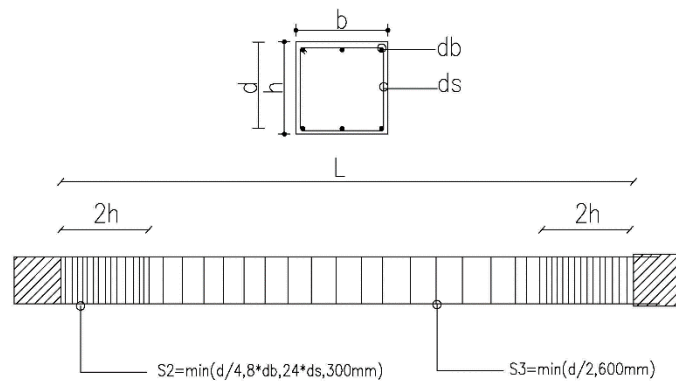
S_1 فاصله بدست آمده برای خاموت ها در ناحیه ویژه می باشد. دلیل اینکه اندیس 1 برای S در نظر گرفته شده است این است که ما یک S_1 از این فرمول بدست می آوریم و در گام 12 بر طبق مبحث نهم یک S_2 باز برای خاموت ها در ناحیه ویژه بدست می آوریم و مینیمم S_1, S_2 را به عنوان فاصله خاموت ها در ناحیه ویژه لحاظ خواهیم کرد. ضمناً در گام 12، S_3 نیز حاصل می شود که فاصله خاموت ها در ناحیه حداقل می باشد. (هیچگاه نباید S_1, S_2 بیشتر از S_3 باشند، در این صورت همه ی فاصله ها را برابر S_3 لحاظ می کنیم).

اعداد به دست آمده برای S_1, S_2, S_3 را به مضارب از 25mm (2.5cm) به پایین گرد می کنیم تا در اجرا مشکل ساز نباشد.

گام 12:

در این مرحله باید فاصله آرماتورهای برشی (خاموت) ها را با فواصل ارائه شده در مبحث نهم و ACI چک کرده و پس از آن دیتیل نهایی تیر را ارائه کنیم.

برای قاب خمشی متوسط بتنی:

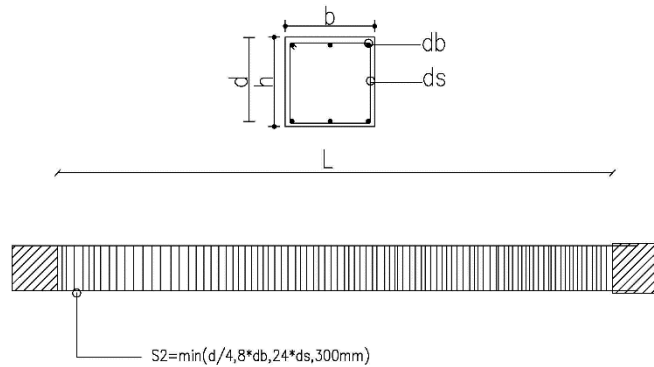


d_b قطر کوچکترین آرماتور خمشی به میلیمتر

d_s قطر آرماتور برشی (خاموت) به میلیمتر

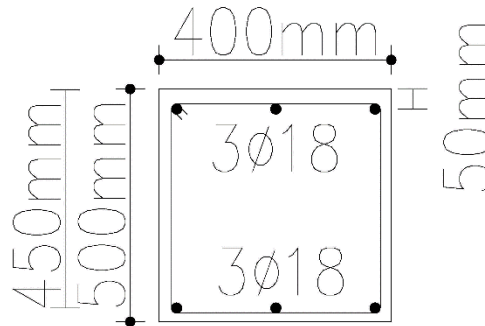
برای قاب خمشی ویژه بتنی:

با توجه به این که در این بخش به طراحی تیر با آرماتور فشاری و کششی پرداخته ایم کل طول تیر باید به صورت ویژه خاموت گذاری گردد. (کمترین مقدار $S1, S2$)



مثال 1-2-1

کفایت مقطع زیر را تحت لنگر وارده نشان دهید و برای برش، خاموت طراحی کرده و دیتیل اجرایی ارائه نمایید. (فرض کنید طول تیر $L = 6m$ باشد) (تیر در سیستم قاب خمشی متوسط قرار دارد)



$$M_u = 8 \text{ ton.m} = 80 \text{ KN.m}, V_u = 5 \text{ ton} = 50 \text{ KN}, f'_c = 21 \text{ Mpa}, F_y = F'_y = 400 \text{ Mpa}, F_{yt} = 300 \text{ Mpa}$$

$$A_s = 762 \rightarrow \rho = 0.00423, A'_s = 762 \rightarrow \rho' = 0.00423$$

$$\rho_{\min} = 0.0035, \rho_{\max} = 0.025 \rightarrow \rho_{\min} < \rho < \rho_{\max} \rightarrow O.K$$

$$\beta_1 = 0.85, E_s = 200000, \varepsilon_{cu} = 0.003$$

$$f'_{sb} = 200000 \times 0.003 \times \left(1 - \frac{50}{450} \times \frac{600 + 400}{600}\right) = 488 \rightarrow 400 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\rho}_b = 0.85 \times 0.85 \times \frac{21}{400} \times \frac{600}{1000} + 0.00423 \times \frac{400}{400} = 0.0269$$

$$f_s = \frac{450}{50} \times (600 - 400) - 600 = 1200 \rightarrow 400$$

$$\bar{\rho}_{\min} = 0.00423 \times \frac{400}{400} + 0.85 \times 0.85 \times \frac{50}{450} \times \frac{21}{400} \times \frac{600}{200} = 0.0168$$

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

$$a^2 + \frac{600 \times 762 - 762 \times 400}{0.85 \times 21 \times 400} a - \frac{600 \times 762 \times 0.85 \times 50}{0.85 \times 21 \times 400} = 0 \rightarrow a^2 + 21.34a - 2721.4 = 0 \rightarrow a = 42.57 \text{ mm}$$

$$f'_s = 600 \times \frac{42.57 - 0.85 \times 50}{42.57} = 0.986$$

$$M_n = 0.85 \times 21 \times 42.57 \times 400 \times \left(450 - \frac{42.57}{2}\right) + (762 \times 0.986 \times (450 - 50)) = 130.6 \text{ KN.m}$$

$$c = 50.08 \text{ mm} \rightarrow \varepsilon_t = 0.003 \times \frac{450 - 50.08}{50.08} = 0.0239 \rightarrow \phi = 0.9$$

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

طراحی برای برش:

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{21} \times 400 \times 450 \times 10^{-3} = 137.47 \text{ KN}$$

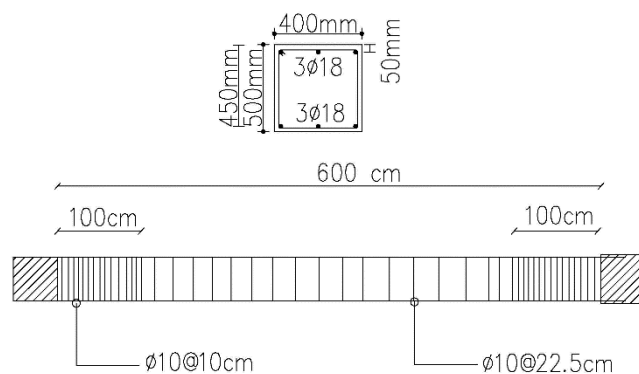
نیاز به خاموت گذاری حداقل

$$V_u \leq \phi V_c \rightarrow 50 \leq 0.75 \times 137.47 \rightarrow$$

((چون فقط نیاز به خاموت گذاری حداقل است لذا نیاز به طراحی خاموت نیست و S1 را بدست نخواهیم آورد، پس، بعد از گام 10 به گام 12 رجوع خواهیم کرد.))

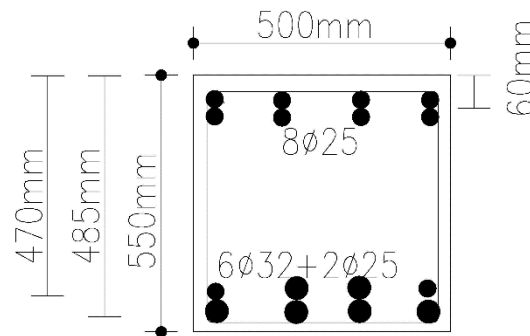
$$S_2 = 112.5 \text{ mm} \rightarrow 10 \text{ cm}, S_3 = 225 \text{ mm} \rightarrow S_3 = 22.5 \text{ cm}$$

دیتیل اجرایی:



مثال 2-2-1

کفایت مقطع زیر را تحت لنگر وارده نشان دهید و برای برش، خاموت طراحی کرده و دیتیل اجرایی ارائه نمایید. (فرض کنید طول تیر $L = 5m$ باشد) (تیر در سیستم قاب خمشی متوسط قرار دارد)



$$Mu = 40 \text{ ton.m} = 400 \text{ KN.m}, V_u = 25 \text{ ton} = 250 \text{ KN}, f'_c = 25, F_y = F'_y = 400 \text{ Mpa}, F_{yt} = 300 \text{ Mpa}$$

$$A_s = 5626 \rightarrow \rho = 0.0239, A'_s = 3920 \rightarrow \rho' = 0.0166$$

$$\rho_{\min} = 0.0035, \rho_{\max} = 0.025 \rightarrow \rho_{\min} < \rho < \rho_{\max} \rightarrow O.K$$

$$\beta_1 = 0.85, E_s = 200000, \varepsilon_{cu} = 0.003$$

$$f'_{sb} = 200000 \times 0.003 \times \left(1 - \frac{60}{470} \times \frac{1000}{600}\right) = 472 \rightarrow 400$$

$$\bar{\rho}_b = 0.85 \times 0.85 \times \frac{25}{400} \times \frac{600}{1000} + 0.0166 \times \frac{400}{400} = 0.0436$$

$$f_s = \frac{470}{60} \times 200 - 600 = 966 \rightarrow 400$$

$$\bar{\rho}_{\min} = 0.0166 \times \frac{400}{400} + 0.85 \times 0.85 \times \frac{60}{470} \times \frac{25}{400} \times \frac{600}{200} = 0.0338$$

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

$$a^2 + \frac{600 \times 3920 - 5626 \times 400}{0.85 \times 25 \times 500} a - \frac{600 \times 3920 \times 0.85 \times 60}{0.85 \times 25 \times 500} = 0 \rightarrow a = 101.5 \text{ mm}$$

$$f'_s = 600 \times \frac{101.5 - 0.85 \times 60}{101.5} = 298.5$$

$$M_n = 0.85 \times 25 \times 101.5 \times 500 \times \left(470 - \frac{101.5}{2}\right) + 3920 \times 298.5 \times (410) = 927 \text{ KN.m}$$

$$c = 119.4 \rightarrow \varepsilon_t = 0.003 \times \frac{485 - 119.4}{119.4} = 0.0091$$

$$\varepsilon_t > 0.005 \rightarrow \phi = 0.9 \rightarrow \phi M_n > M_u \rightarrow O.K$$

طراحی برش:

$$V_c = \frac{1}{6} \times 5 \times 500 \times 470 \times 10^{-3} = 195.83 \text{ KN}$$

نیاز به خاموت گذاری حداقل و ویژه (طراحی شده S1) می باشد

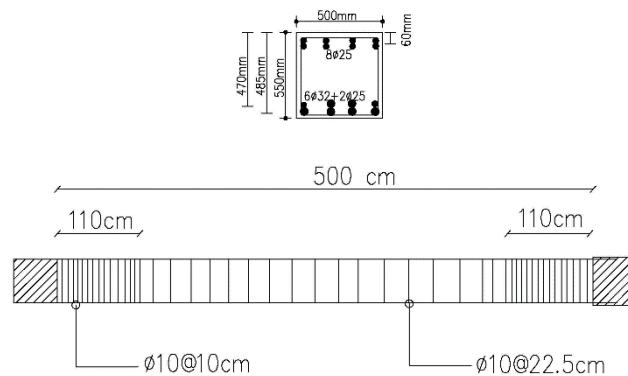
$$V_u > 0.75 \times 195.83 \rightarrow$$

$$\text{USING } \phi(10) \rightarrow A_v = 2 \times 3.14 \times 10 \times 10 / 4 = 157 \text{ mm}^2$$

$$\frac{157}{S_1} = \frac{(\frac{250}{0.75} - 195.83) \times 10^3}{300 \times 470} \rightarrow S_1 = 160.9 \text{ mm} \rightarrow S_1 = 15 \text{ cm}$$

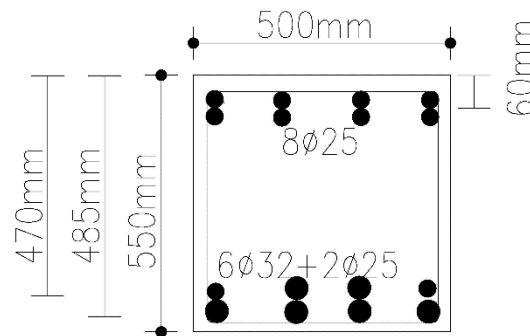
$$S_2 = 117.5 \text{ mm} \rightarrow 10 \text{ cm}, S_3 = 235 \text{ mm} \rightarrow S_3 = 22.5 \text{ cm}$$

دیتیل اجرایی:



مثال 3-2-1

کفایت مقطع زیر را تحت لنگر وارده نشان دهید و برای برش، خاموت طراحی کرده و دیتیل اجرایی ارائه نمایید. (فرض کنید طول تیر $L = 5m$ باشد) (تیر در سیستم قاب خمشی ویژه قرار دارد)



$$Mu = 60 \text{ ton.m} = 600 \text{ KN.m}, V_u = 45 \text{ ton} = 450 \text{ KN}, f'_c = 25, F_y = F'_y = 400 \text{ Mpa}, F_{yt} = 300 \text{ Mpa}$$

$$A_s = 5626 \rightarrow \rho = 0.0239, A'_s = 3920 \rightarrow \rho' = 0.0166$$

$$\rho_{\min} = 0.0035, \rho_{\max} = 0.025 \rightarrow \rho_{\min} < \rho < \rho_{\max} \rightarrow O.K$$

$$\beta_1 = 0.85, E_s = 200000, \varepsilon_{cu} = 0.003$$

$$f'_{sb} = 200000 \times 0.003 \times \left(1 - \frac{60}{470} \times \frac{1000}{600}\right) = 472 \rightarrow 400$$

$$\bar{\rho}_b = 0.85 \times 0.85 \times \frac{25}{400} \times \frac{600}{1000} + 0.0166 \times \frac{400}{400} = 0.0436$$

$$f_s = \frac{470}{60} \times 200 - 600 = 966 \rightarrow 400$$

$$\bar{\rho}_{\min} = 0.0166 \times \frac{400}{400} + 0.85 \times 0.85 \times \frac{60}{470} \times \frac{25}{400} \times \frac{600}{200} = 0.0338$$

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

$$a^2 + \frac{600 \times 3920 - 5626 \times 400}{0.85 \times 25 \times 500} a - \frac{600 \times 3920 \times 0.85 \times 60}{0.85 \times 25 \times 500} = 0 \rightarrow a = 101.5 \text{ mm}$$

$$f'_s = 600 \times \frac{101.5 - 0.85 \times 60}{101.5} = 298.5$$

$$M_n = 0.85 \times 25 \times 101.5 \times 500 \times \left(470 - \frac{101.5}{2}\right) + 3920 \times 298.5 \times (410) = 927 \text{ KN.m}$$

$$c = 119.4 \rightarrow \varepsilon_t = 0.003 \times \frac{485 - 119.4}{119.4} = 0.0091$$

$$\varepsilon_t > 0.005 \rightarrow \phi = 0.9 \rightarrow \phi M_n > M_u \rightarrow O.K$$

طراحی برش:

$$V_c = \frac{1}{6} \times 5 \times 500 \times 470 \times 10^{-3} = 195.83 \text{ KN}$$

$$V_u > 0.75 \times 195.83 \rightarrow$$

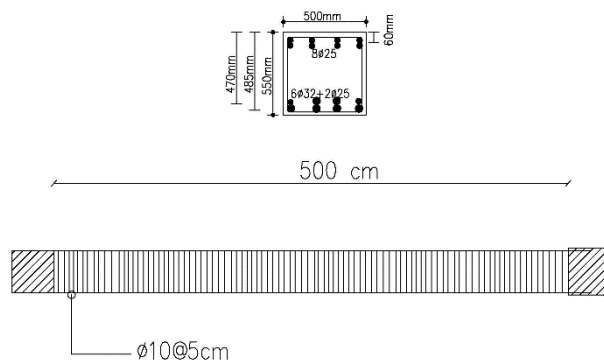
نیاز به خاموت گذاری حداقل و ویژه (طراحی شده **S1**) می باشد

$$\text{USING } \phi(10) \rightarrow A_v = 2 \times 3.14 \times 10 \times 10 / 4 = 157 \text{ mm}^2$$

$$\frac{157}{S_1} = \frac{(\frac{450}{0.75} - 195.83) \times 10^3}{300 \times 470} \rightarrow S_1 = 54.77 \text{ mm} \rightarrow S_1 = 5 \text{ cm}$$

$$S_2 = 117.5 \text{ mm} \rightarrow 10 \text{ cm}, S_3 = 235 \text{ mm} \rightarrow S_3 = 22.5 \text{ cm}$$

دیتیل اجرایی:



بخش دوم:

طراحی ستون بتنی

Aminhaman.iran@yahoo.com

1-2- طراحی ستون کوتاه (دستال)

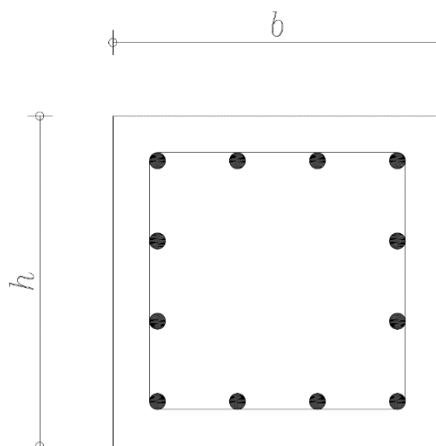
کام 1:

در ابتدا تعیین می کنیم که ستون مورد نظر جزو کدام دسته است تا ضوابط مورد نیاز رعایت شود. اگر هر دو شرط زیر برقرار باشد ستون مورد نظر پد استال در نظر گرفته می شود. (L ارتفاع ستون و b کوچکترین بعد ستون)

$$\frac{L}{b} < 3, \quad L < 120 \text{ cm}$$

ذکر این نکته لازم است که در پد استال ها، ستون فقط تحت بار محوری طراحی می شود و در واقعیت هم ستون مورد نظر باید تحت هیچ لنگری قرار نگیرد (یا تحت لنگر ناچیز باشد).

کام 2:



محاسبه سطح مقطع تمامی آرماتور ها $A_{st} (mm^2)$

سطح مقطع نا خالص بتن $A_g (mm^2) = b(mm) \times h(mm)$

$$\rho = \frac{A_{st}}{A_g}, \rho \geq 0.01 \rightarrow O.K$$

کام 3:

تعیین ظرفیت باربری خالص:

$$P_0(\text{KN}) = 10^{-3} \times [0.85 \times f'_c (\text{Mpa}) \times (A_g (\text{mm}^2) - A_{st} (\text{mm}^2)) + A_{st} (\text{mm}^2) \times F_y (\text{Mpa})]$$

$$P_n(\text{KN}) = 0.8 \times P_0(\text{KN})$$

مقطع کنترل شده با فشار (تحت بار محوری بدون لنگر) $\phi = 0.65 \rightarrow$

$$P_u(\text{KN}) \leq \phi P_n(\text{KN}) \rightarrow O.K$$

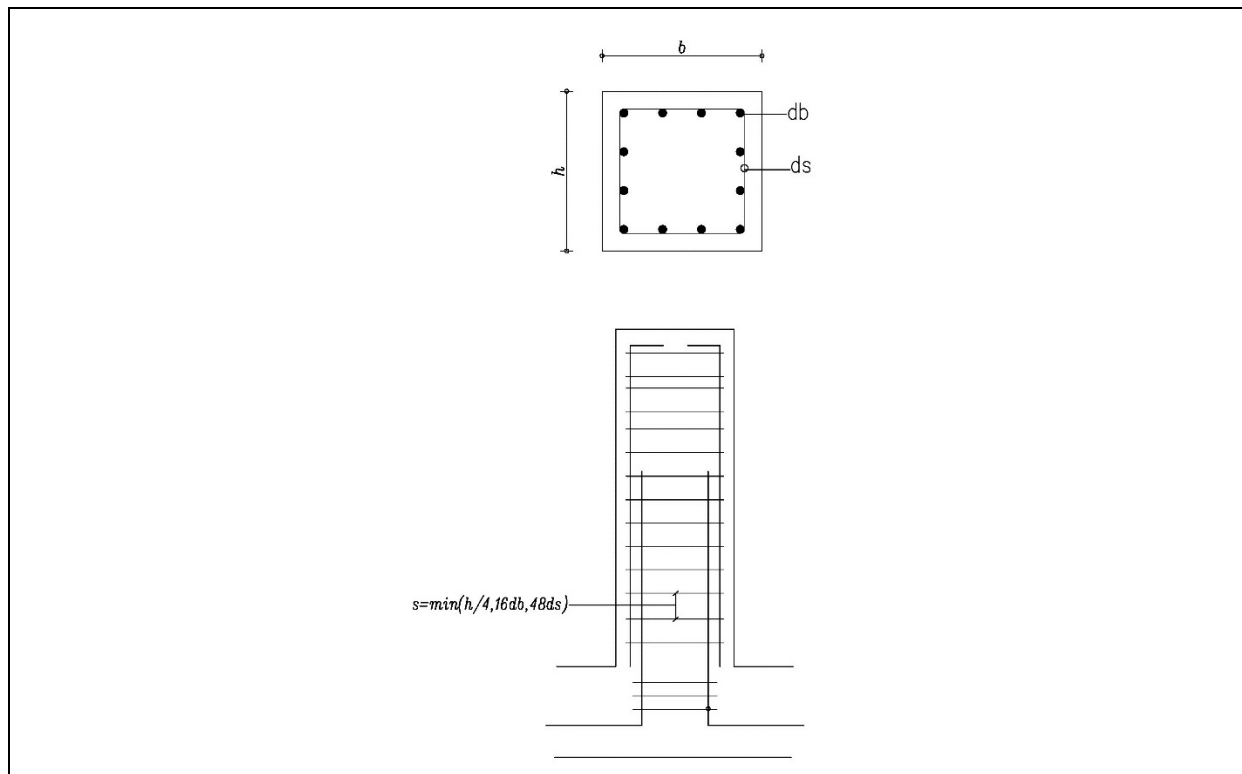
نیروی محوری وارده $P_u(\text{KN}) =$

کام 4:

در آرماتور گذاری برشی (خاموت ها) از آیین نامه ACI استفاده می شود. (پد استال را نمی توان جزو سیستم های متوسط و ویژه در نظر گرفت تا از مبحث نهم استفاده شود)

ذکر این نکته لازم است که در مبحث نهم حداقل قطر خاموت برای ستون 8 میلیمتر و در 10 ACI میلیمتر در نظر گرفته شده است که ما در جهت اطمینان از ACI استفاده می کنیم.

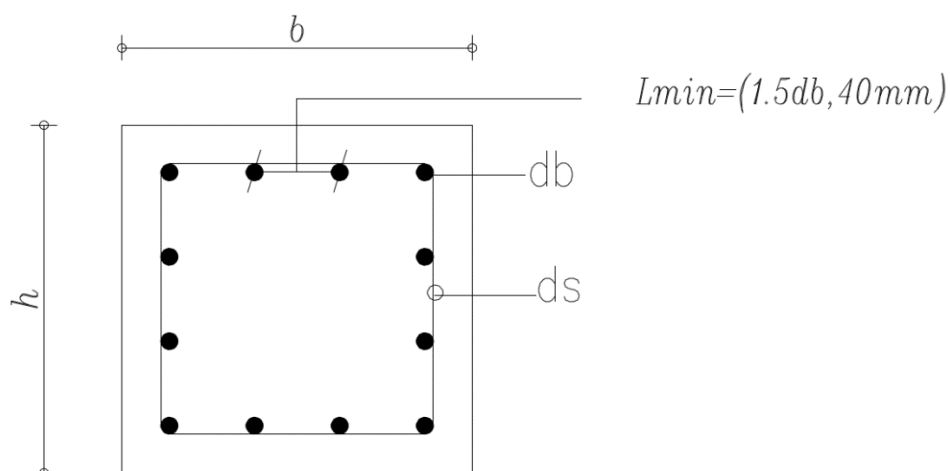
نحوه آرماتور گذاری در شکل بیان شده است.



کام 5:

در ارائه دیتیل اجرایی نکات زیر باید در نظر گرفته شود:

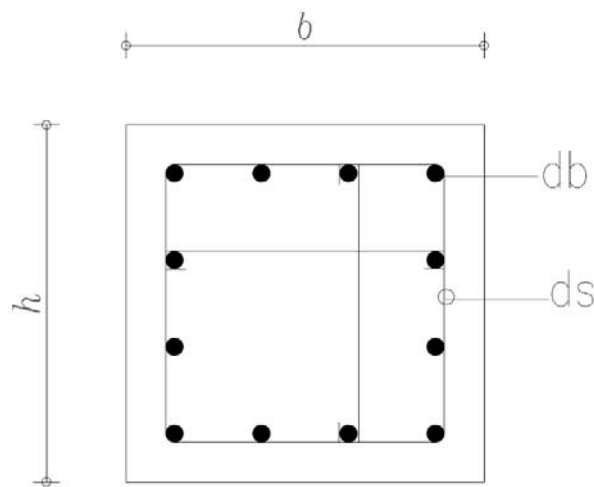
- حداقل تعداد آرماتور اصلی (طولی) در ستون های مربعی و مستطیلی 4 عدد می باشد. (در گوشه ها)
- حداقل فاصله بین آرماتور های اصلی در مقطع ستون طبق شکل تعیین می شود.



-علاوه بر تنگ بسته (خاموتی که تمام میلگرد ها را مهار می کند که در شکل بالا نیز موجود است) گاهی نیاز است که از خاموت با زاویه حداکثر 135 درجه باز نیز استفاده شود ، که به شرح زیر است:

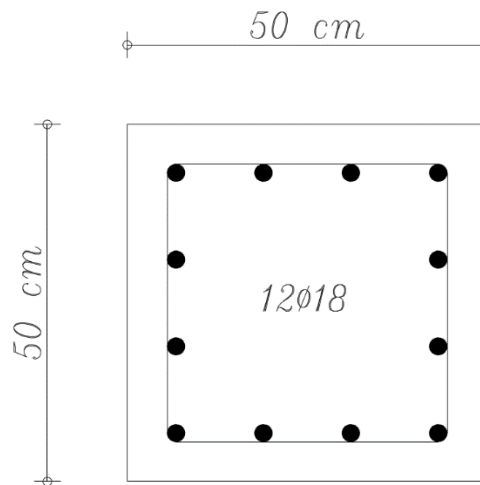
1- اگر فاصله بین آرماتور های اصلی بیش تر از 150 میلیمتر باشد نیاز است علاوه بر خاموت بسته از خاموت باز نیز استفاده کنیم.

2- نیاز است آرماتور های اصلی به صورت یک در میان با خاموت مهار شوند برای مثال در شکل بالا و در ردیف آرماتور های بالایی 4 آرماتور قرار دارد ، آرماتور های چپ و راست با تنگ بسته مهار شده اند پس لازم است یکی از آرماتور های میانی با تنگ باز مهار شود و برای 4 آرماتور سمت چپ یا راست نیز به همین ترتیب عمل می شود. برای مثال دیتیل کامل شکل بالا به صورت زیر می شود.



مثال 1-1-2:

تعیین کنید پد استال زیر کفایت می کند یا نه و دیتیل اجرایی ارائه نمایید. (طول ستون 100 سانتیمتر)



$$P_u = 150 \text{ ton} = 1500 \text{ KN}$$

$$\frac{L}{B} = 2 < 3, L = 100 < 120 \text{ ستون پد استال}$$

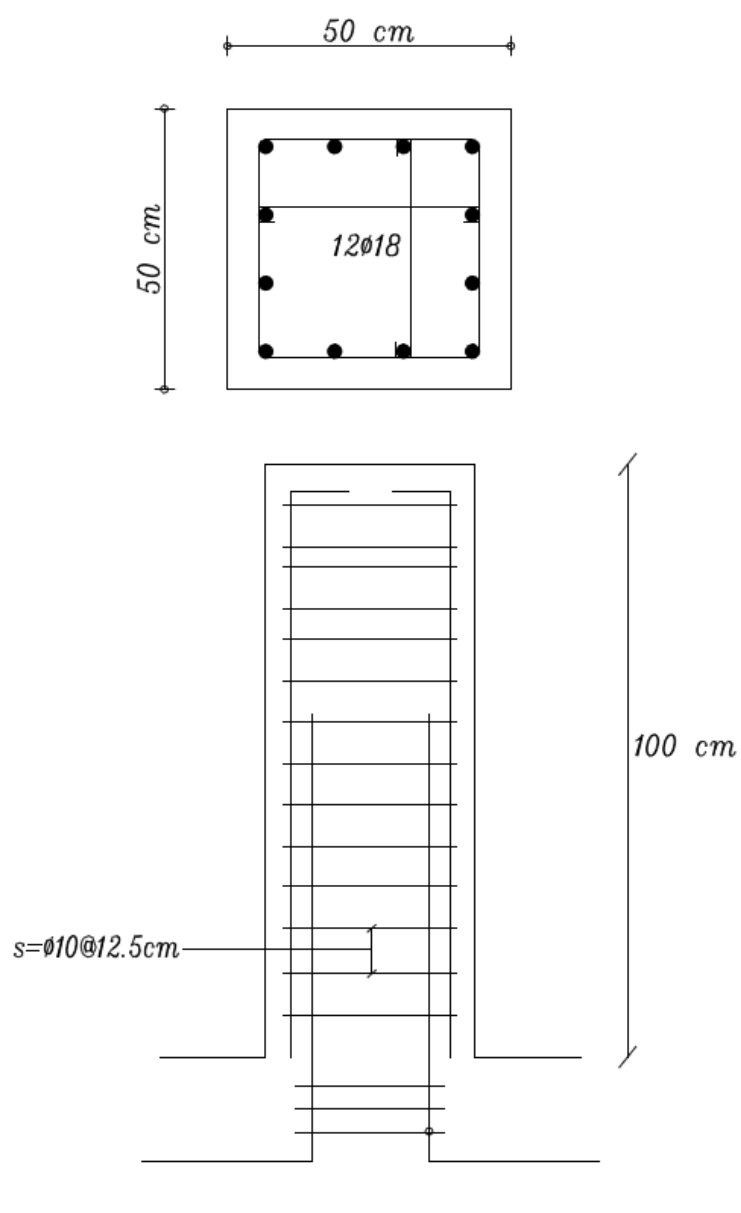
$$\rho = \frac{12 \times \frac{3.14}{4} \times 18^2}{500 \times 500} = 0.012 \rightarrow \rho \geq 0.01 \rightarrow O.K$$

$$P_0 = 10^{-3} \times (0.85 \times 21 \times 246948 - 3052 \times 400) = 3187 \text{ KN}$$

$$P_n = 0.8 \times 3187 = 2549.6 \text{ KN}$$

$$1500 \leq 0.65 \times 2549.6 = 1657.2 \rightarrow O.K$$

دیتیل اجرایی:



2-2- طراحی ستون غیر لاغریون استفاده از نمودار

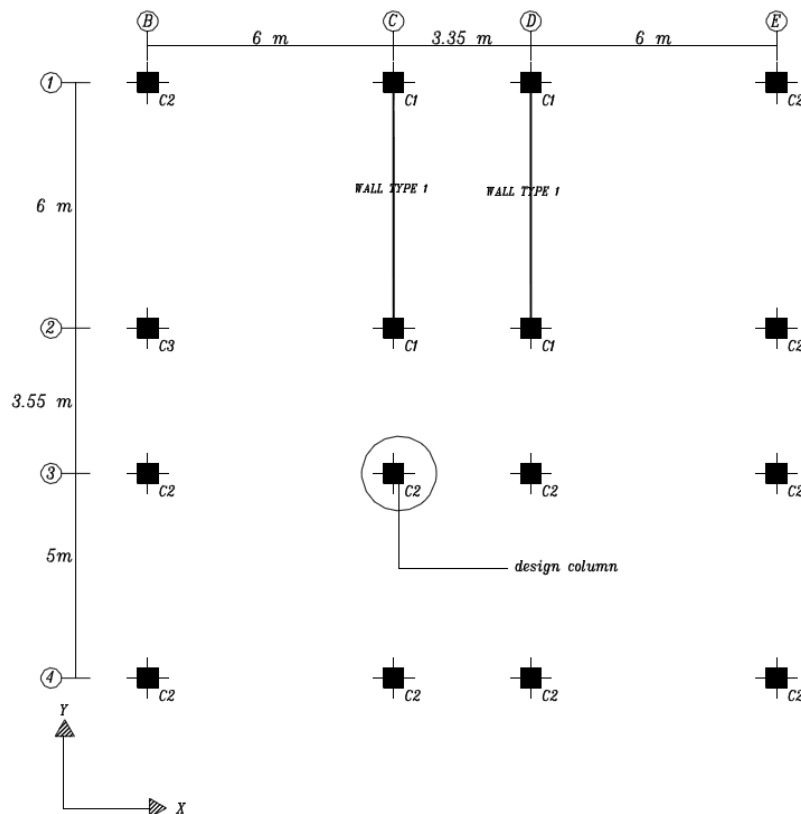
کام 1:

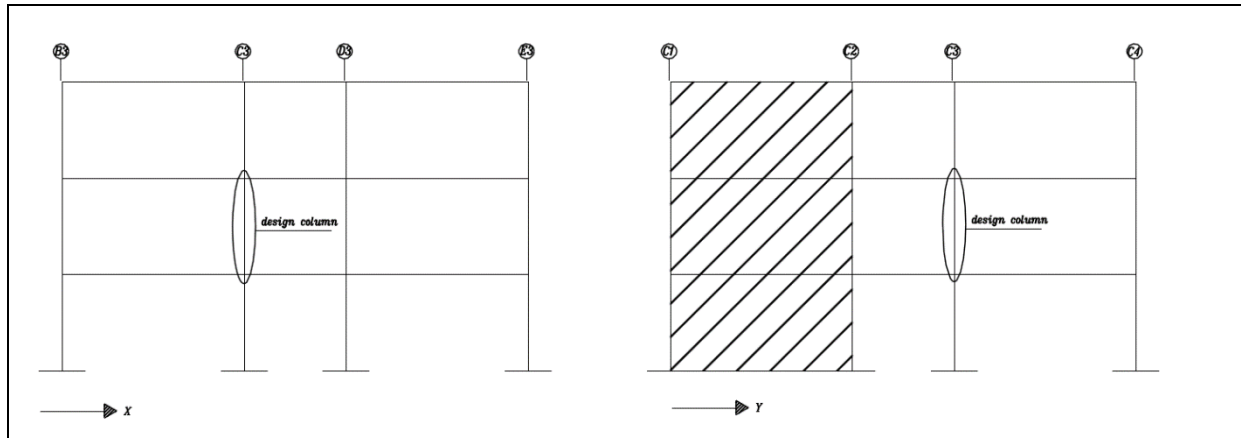
تعیین می کنیم که ستون مورد نظر جزو ستون های لاغر است یا غیر لاغر . دلیل این کار این است که ستون های لاغر نیاز به تشدید لنگر دارند اما ستون های غیر لاغر نیازی به تشدید ندارند.

کام 2:

در مرحله بعد تعیین می کنیم که ستون مورد نظر در قاب مهار شده قرار گرفته است یا در قاب مهار نشده. سیستم سازه ای قاب خمشی را می توان مهار نشده در نظر گرفت و سیستم سازه ای دارای دیوار برشی یا بادبند را مهار شده می توان در نظر گرفت.

برای مثال ستون مورد نظر را در جهت X مهار نشده و در جهت Y مهار شده در نظر می گیریم. (دقت کنید تمامی قاب های در جهت Y مهار شده اند)





کام 3:

در هر جهتی که قرار است ستون طراحی شود باید نیروهای محوری و لنگر ها به صورت جدا جدا تحت بار مرده ، زنده و جانبی (زلزله) تعیین شود.

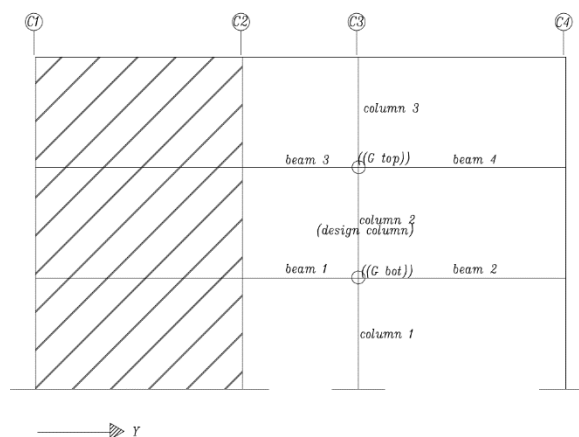
$$P_D (\text{KN}), P_L (\text{KN}), P_E (\text{KN}) \rightarrow \text{defined} \quad M_D (\text{KN.m}), M_L (\text{KN.m}), M_E (\text{KN.m}) \rightarrow \text{defined}$$

کام 4:

تعیین ضریب لاغری λ :

الف) در قاب مهار شده:

-تعیین پارامتر G در بالا و پایین ستون: (به شکل توجه کنید)



$$G_{top} = \frac{\sum \frac{EI_{column}}{L_{column}}}{\sum \frac{EI_{beam}}{L_{beam}}} = \frac{\frac{I_{c3}(mm^4)}{L_{c3}(mm)} + \frac{I_{c2}(mm^4)}{L_{c2}(mm)}}{\frac{0.5 \times I_{b3}(mm^4)}{L_{b3}(mm)} + \frac{0.5 \times I_{b4}(mm^4)}{L_{b4}(mm)}}$$

عدد 0.5 در مخرج به خاطر لحاظ کردن ترک خوردگی است

(ترک خوردگی در قاب مهار شده و مهار نشده متفاوت است ، لذا لحاظ کردن ترک خوردگی در قاب مهار نشده در قسمت ب بیان می شود)

$$G_{bot} = \frac{\sum \frac{EI_{column}}{L_{column}}}{\sum \frac{EI_{beam}}{L_{beam}}} = \frac{\frac{I_{c2}(mm^4)}{L_{c2}(mm)} + \frac{I_{c1}(mm^4)}{L_{c1}(mm)}}{\frac{0.5 \times I_{b2}(mm^4)}{L_{b2}(mm)} + \frac{0.5 \times I_{b1}(mm^4)}{L_{b1}(mm)}}$$

نکته: در محل اتصال ستون به پی ، نیاز به محاسبات نیست و اگر اتصال ستون به پی گیردار باشد $G=1$ و اگر مفصلی باشد $G=10$ در نظر گرفته می شود. (در سازه بتنی اتصال پی به ستون گیردار است)
-تعیین K: (ضریب طول موثر)

$$G_m = \frac{G_{top} + G_{bot}}{2}, \quad K = \min(0.7 + 0.1G_m, 0.85 + 0.05G_{min})$$

در قاب مهار شده K حداکثر می تواند برابر 1 باشد ، پس در صورت بیش تر شدن K ، 1 قرار دهید.
- λ :

$$\lambda = \frac{K \times L_u(mm)}{r(mm)}, \quad r = 0.3 \times h(mm)$$

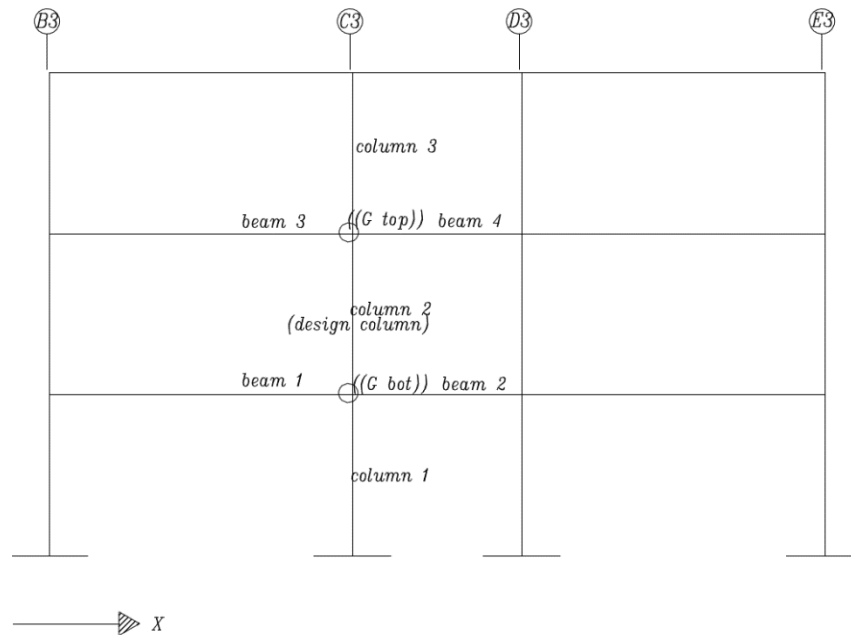
L_u برابر طول آزاد ستون (برای مثال ارتفاع طبقه منهای ارتفاع سقف)

h بعد ستون به میلیمتر

-اگر λ کوچکتر مساوی 22 باشد ستون غیر لاغر محسوب می شود و نیاز به تشدید لنگر ندارد . (اگر λ بیشتر از 22 شد ستون لاغر است. بخش 2-4 تا 2-7) (محاسبات دستی تا $\lambda \leq 100$ قابل اطمینان است)

(ب) در قاب مهار نشده:

-تعیین پارامتر G در بالا و پایین ستون: (به شکل توجه کنید)



$$G_{top} = \frac{\sum \frac{EI_{column}}{L_{column}}}{\sum \frac{EI_{beam}}{L_{beam}}} = \frac{\frac{0.7 \times I_{c3} (mm^4)}{L_{c3} (mm)} + \frac{0.7 \times I_{c2} (mm^4)}{L_{c2} (mm)}}{\frac{0.35 \times I_{b3} (mm^4)}{L_{b3} (mm)} + \frac{0.35 \times I_{b4} (mm^4)}{L_{b4} (mm)}}$$

عدد 0.35 و 0.7 به خاطر لحاظ کردن ترک خوردگی است

$$G_{bot} = \frac{\sum \frac{EI_{column}}{L_{column}}}{\sum \frac{EI_{beam}}{L_{beam}}} = \frac{\frac{0.7 \times I_{c2} (mm^4)}{L_{c2} (mm)} + \frac{0.7 \times I_{c1} (mm^4)}{L_{c1} (mm)}}{\frac{0.35 \times I_{b2} (mm^4)}{L_{b2} (mm)} + \frac{0.35 \times I_{b1} (mm^4)}{L_{b1} (mm)}}$$

نکته: در محل اتصال ستون به پی، نیاز به محاسبات نیست و اگر اتصال ستون به پی گیردار باشد $G=1$ و اگر مفصلی باشد $G=10$ در نظر گرفته می شود. (در سازه بتنی اتصال پی به ستون گیردار است)

-تعیین K: (ضریب طول موثر)

$$G_m = \frac{G_{top} + G_{bot}}{2}, \quad G_m < 2 \rightarrow K = (1 - 0.05G_m) \sqrt{1 + G_m}$$

$$G_m \geq 2 \rightarrow K = 0.9 \sqrt{1 + G_m}$$

- λ :

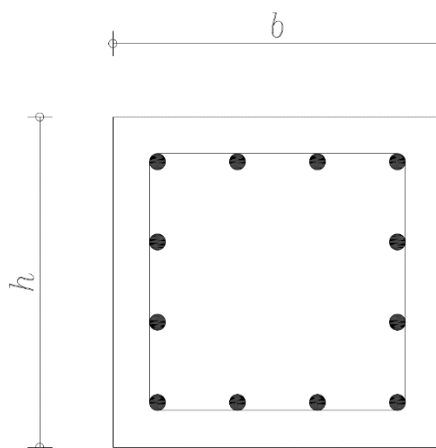
$$\lambda = \frac{K \times L_u (mm)}{r (mm)}, \quad r = 0.3 \times h (mm)$$

L_u برابر طول آزاد ستون (برای مثال ارتفاع طبقه منهای ارتفاع سقف)

h بعد ستون به میلیمتر

- اگر λ کوچکتر مساوی 22 باشد ستون غیر لاغر محسوب می شود و نیاز به تشدید لنگر ندارد. (اگر λ بیشتر از 22 شد ستون لاغر است. بخش 4-2 تا 7-2) (محاسبات دستی تا $\lambda \leq 100$ قابل اطمینان است)

کام 5:



محاسبه سطح مقطع تمامی آرماتورها $A_{st} (mm^2)$ =

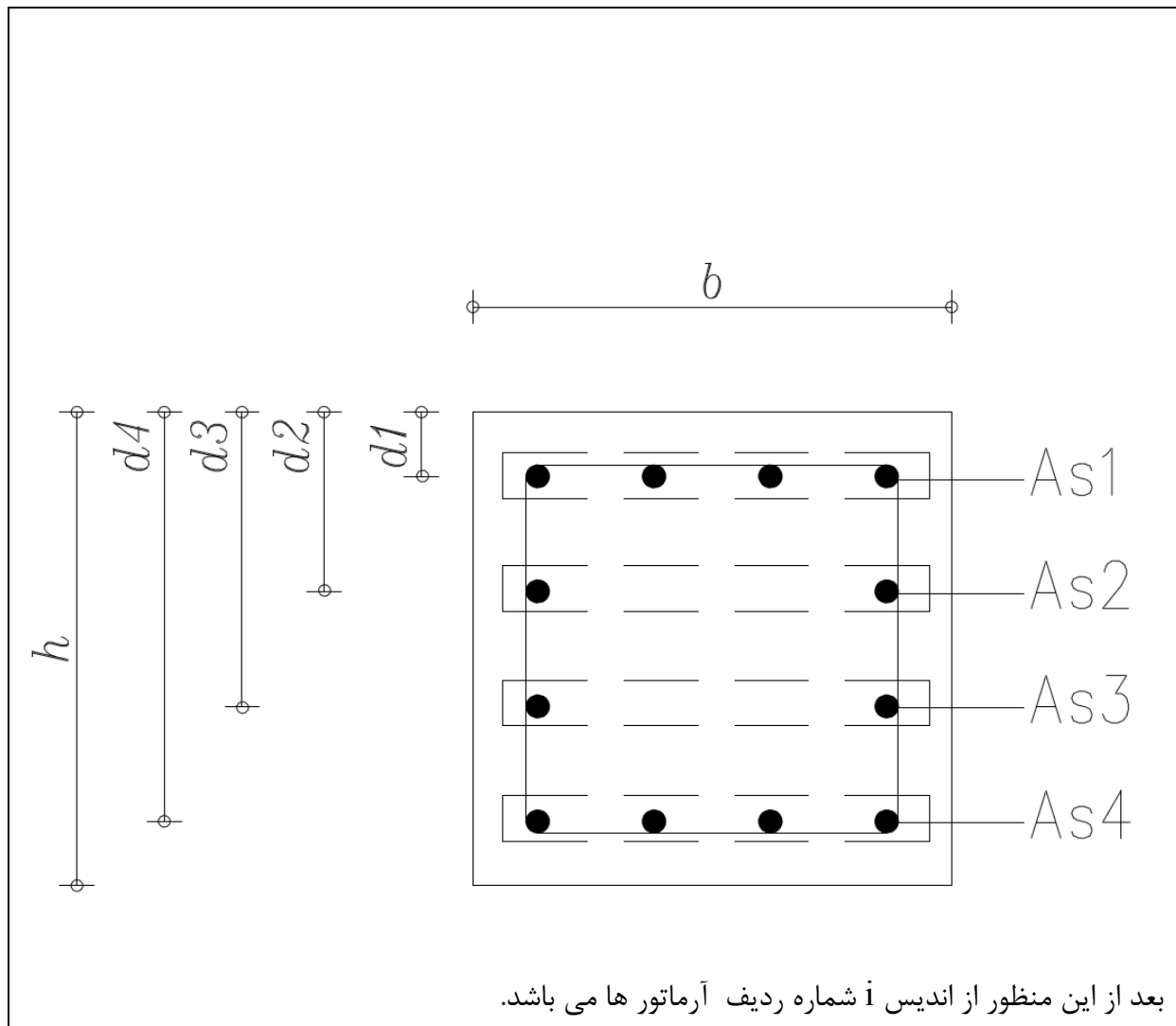
سطح مقطع نا خالص بتن $A_g (mm^2) = b(mm) \times h(mm)$ =

$$\rho = \frac{A_{st}}{A_g}, 0.01 \leq \rho \leq 0.035 \rightarrow O.K$$

اگر این شرط برقرار نباشد طراحی غیر مجاز است.

کام 6:

از بالا به پایین سطح مقطع آرماتورها و فاصله مرکز ردیف آرماتورها تا بالای مقطع (دورترین تار فشاری) را محاسبه می کنیم، پس ردیف بالا ردیف 1 و به ترتیب ردیف پایین تر 2 و.... (برای مثال برای 12 آرماتور اصلی به شکل توجه کنید)



کام 7:

از این گام تا گام 13 در یک چرخه خواهیم بود که با فرض کردن C شروع شده و در نهایت بررسی خواهیم کرد که خروج از مرکزیتی که بدست می آوریم e با خروج از مرکزیت اولیه e_0 اختلاف بیش از 5٪ نداشته باشد.

-پس برای C یک عدد (برای فرض اول نصف بعد ستون به میلیمتر) اختیار می کنیم.

$$f'_c (Mpa) \leq 30 \rightarrow \beta_1 = 0.85 \quad E_s = 2 \times 10^5 (Mpa) \quad \varepsilon_{cu} = 0.003$$

$$f'_c (Mpa) > 30 \rightarrow \beta_1 = 0.85 - \frac{0.05}{7} (f'_c (Mpa) - 30)$$

بخش هشتم:

طراحی سقف ها

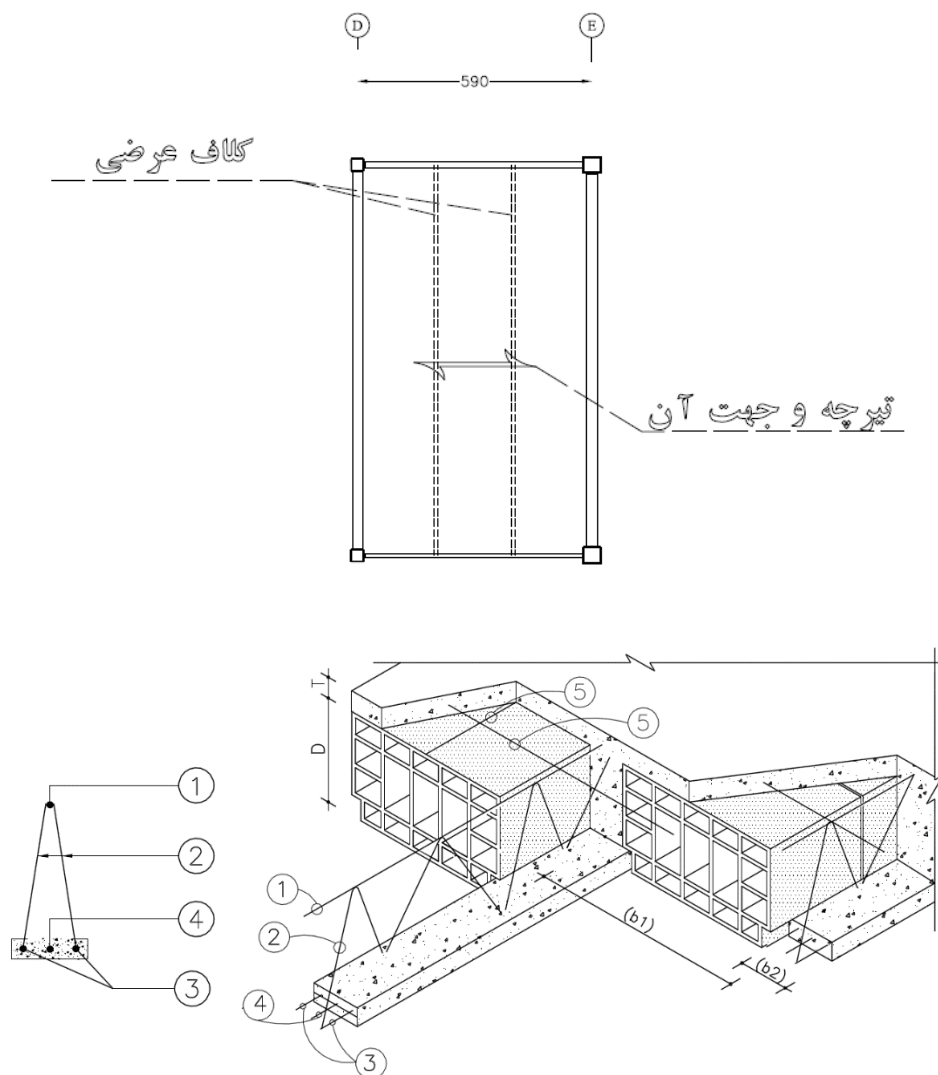
Aminhaman.iran@yahoo.com

1-6- طراحی سقف تیرچه بلوک: (بربنای نشریه 543)

کام 1:

تکیه گاه دو سر تیرچه ها در طراحی ساده یا مفصلی در نظر گرفته می شود. برای آشنایی بیشتر با جزئیات این سقف به پیوست 5 رجوع کنید.

کام 2:

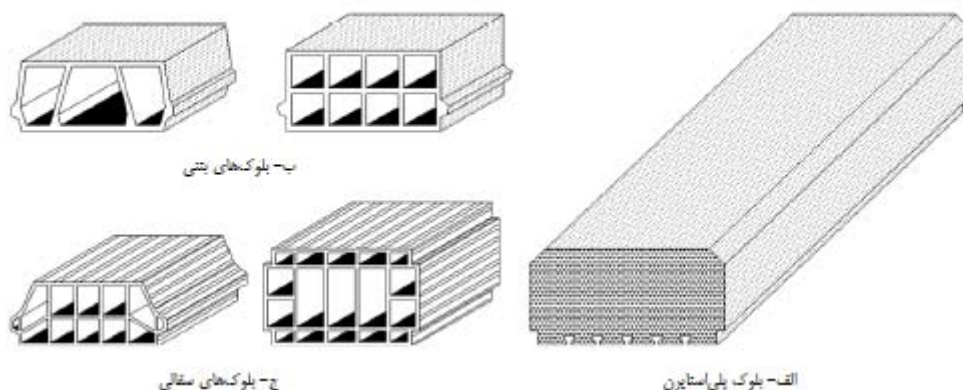


با توجه به شکل بالا :

- 1- در دهانه های بالای 4 متر نیاز به 1 کلاف عرضی , در دهانه های بالای 5 متر نیاز به 2 کلاف عرضی و در دهانه های بالای 7 متر نیاز به 3 کلاف عرضی می باشد. برای مثال در شکل نیز برای دهانه 5.9 متری از دو کلاف عرضی استفاده شده است.
- 2- در دهانه های با بار زنده بیش از 350 kg/m^2 باید از حداقل یک کلاف عرضی استفاده کرد.
- 3- فاصله بین تیرچه ها (از هم) در شکل b1 معمولا برابر 50 سانتیمتر می باشد.
- 4- با در نظر گرفتن تنش حد تسلیم آرماتور های اصلی تیرچه $FY=4000 \text{ kg/cm}^2$, حداقل ارتفاع کل سقف (D+T) , برابر با یک بیستم طول دهانه می باشد. ارتفاع کل معمول سقف تیرچه بلوک 30 سانتیمتر می باشد که تا طول دهانه 6 متر جوابگوست. اما در دهانه های 6 تا 7 متر 35 سانتیمتر و در دهانه های 7 تا 8 متر 40 سانتیمتر در نظر گرفته می شود.
- 5- مقاومت فشاری مشخصه بتن مصرفی در سقف از 200 kg/cm^2 نباید کمتر باشد. (معمولا 200 یا 210 در نظر گرفته می شود)
- 6- حداقل ضخامت دال سقف تیرچه بلوک 5 سانتیمتر (T) می باشد و در محل هایی با بار زنده بیش از 250 kg/m^2 , 8 سانتیمتر در نظر گرفته شود.
- 7- در صورتی که دهانه بیش از 7 متر باشد باید از تیرچه دابل استفاده کرد. (به جای یک تیرچه در شکل بالا از دو تیرچه در کنار هم استفاده می شود).
- 8- عرض پاشنه تیرچه (بخش 3) در شکل) حداقل 10 سانتیمتر بوده و باید حداقل از دو آرماتور (قطر حداقل 8 و حداکثر 16) در بخش 3) استفاده نمود.

کام 3:

بلوک ها:



بیشترین بلوک مورد استفاده در سقف تیرچه بلوک پلی استایرن (یونولیتی) می باشد که حتما باید از جنس نسوز باشد و در اجرا نیز ضوابط نشریه 543 رعایت گردد.

کام 4:

بعد از بررسی گام 3 و تعیین ابعاد سقف و همچنین سایر دیتیل های مربوط به سقف (مانند پوشش و ...) بار مرده و زنده سقف به کیلوگرم و برای یک متر مربع تعیین می گردد. در پیوست 5 یک نمونه بارگذاری مرده نیز قرار داده شده است.

$$W_D (kg / m^2), W_L (kg / m^2) \rightarrow \text{defined}$$

تعیین بار نهایی برای طراحی طبق ترکیب بار های زیر:

$$W_{u1} = 1.4W_D, W_{u2} = 1.25W_D + 1.5W_L, W_u (kg / m^2) = \max(W_{u1} (kg / m^2), W_{u2} (kg / m^2))$$

نکته: سختی سازه ای سقف ها , در محاسبات زلزله در نظر گرفته نمی شود یعنی فرض براین است که نیرو های جانبی (مانند زلزله) توسط اعضای اصلی دیگر تحمل می شود و نقش قابل انتظار سقف ها توزیع مناسب این نیروی جانبی , به اعضای مقاوم می باشد.

کام 5:

کنترل ضخامت دال:

تعیین تنش حداکثر وارده کششی به بتن دال:

ابتدا بتن دال (T) را در جهت عرضی تیرچه به قطعات 1 متری تقسیم کرده و با فرض اتصال گیردار این بخش در دو انتها به تعیین لنگر خواهیم پرداخت.

$$M_u (kg \cdot cm) = \frac{W_u (kg / m^2) \times 0.4^2}{12} \times 100$$

$$S (cm^3) = \frac{100 \times T^2 (cm)}{6} \quad \text{اساس مقطع دال به عرض 1 متر:}$$

$$f_{ct} (kg / cm^2) = \frac{M_u (kg \cdot cm)}{S (cm^3)}$$

حال باید این تنش کششی از مدول گسیختگی بتن کمتر باشد :

$$f_{ct} (kg/cm^2) \leq f_r (kg/cm^2) = 1.14 \times \sqrt{f'_c (kg/cm^2)} \rightarrow O.K$$

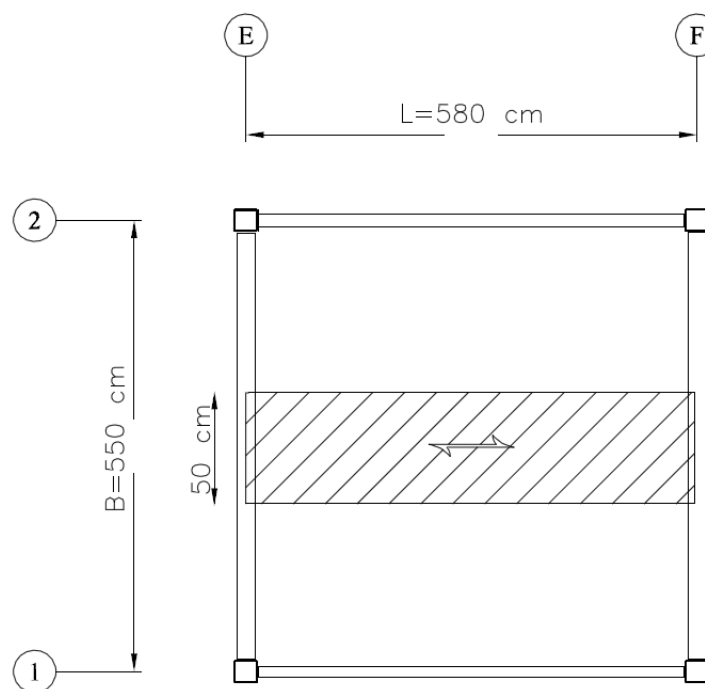
اگر این شرط برقرار باشد ضخامت دال T مناسب است.

کام 6:

طراحی آرماتور های پایینی تیرچه:

عرض موثر تیرچه (be) برابر فاصله تیرچه ها از هم (50 سانتیمتر) در نظر گرفته می شود. بنابراین بار گسترده وارد به یک تیرچه برابر است با: (به عنوان مثال به شکل توجه کنید)

$$P_u (kg/m) = 0.5(m) \times W_u (kg/m^2)$$



$$M_u (kg \cdot cm) = \frac{P_u (kg/m) \times L^2 (m)}{8} \times 100$$

بحث بعدی در طراحی آرماتور های پایینی تیرچه این است که تعیین کنیم مقطع به صورت T شکل عمل می کند (یعنی تار خنثی بالاتر از بتن تیرچه و در بتن دال قرار گرفته) و یا مقطع به صورت مستطیلی عمل می کند (تار خنثی به دال نرسیده و در جان بتن تیرچه قرار دارد). در طراحی این جزوه فرض بر عملکرد مستطیلی خواهد بود و فقط عملکرد مستطیلی کنترل می شود. در صورتی که عملکرد T شکل شد، یا می توان از مراجع دیگر استفاده نمود و یا ارتفاع بتن تیرچه را افزایش داد تا عملکرد مستطیلی شود.

با فرض ϕ به عنوان قطر آرماتور استفاده شده در پایین تیرچه :

$$d(cm) = (D(cm) + T(cm)) - Cover(cm) - \frac{\phi}{2}(cm)$$

مقدار کاور با توجه به شرایط محیطی در نظر گرفته می شود .

جدول ۱-۲- مقادیر حداقل پوشش بتن

شرایط محیطی	ملایم	متوسط	شدید	بسیار شدید	فوق العاده شدید
حداقل پوشش بتن برحسب میلی متر	۲۰	۳۰	۳۵	۵۰	۶۰

$$M_r(kg \cdot cm) = 0.85 \times 0.6 \times f'_c(kg/cm^2) \times T(cm) \times 50(cm) \times (d(cm) - \frac{T(cm)}{2})$$

حال اگر M_u محاسبه شده در گام ۶ کوچکتر از M_r محاسبه شده در فرمول بالا شد ، مقطع مستطیلی عمل می کند و اگر بزرگتر باشد مقطع T شکل عمل می کند. بنابراین عملکرد تیرچه را بررسی می کنیم اگر مستطیلی باشد ادامه می دهیم.

سطح مقطع آرماتور لازم طبق لنگر وارده:

$$A_s(cm^2) = \frac{0.85 \times 0.6 \times f'_c(kg/cm^2) \times 50(cm) \times d(cm) \times 1.1}{0.85 \times F_y(kg/cm^2)} \times (1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times M_u(kg \cdot cm)}{0.85 \times 0.6 \times f'_c(kg/cm^2) \times 50(cm) \times d^2(cm)}})$$

F_y : حد تسلیم آرماتور های پایینی تیرچه (معمولاً ۳۰۰۰ یا ۴۰۰۰)

حال باید مقدار آرماتور بدست آمده را با حداکثر و حداقل کنترل کرد.

برای بتن های با مقاومت فشاری مشخصه کمتر از ۳۰۰ $\beta_1 = 0.85$; kg/cm^2

$$\rho_{min} = \max(\frac{14}{F_y(kg/cm^2)}, 0.79 \frac{\sqrt{f'_c(kg/cm^2)}}{F_y(kg/cm^2)})$$

$$A_{s_{min}}(cm^2) = \rho_{min} \times b_2(cm) \times d(cm)$$

$$A_{s_{min}}(cm^2) \leq A_s \rightarrow O.K$$

در صورت برقرار نبودن رابطه بالا $A_{s_{min}}$ را به عنوان A_s در نظر می گیریم.

$$\rho_{max} = 0.025, A_{s_{max}}(cm^2) = \rho_{max} \times 50(cm) \times d(cm)$$

$$A_{s_{max}} \geq A_s \rightarrow O.K$$

در نهایت تعداد آرماتور های پایینی را از تقسیم A_s به سطح مقطع میلگرد انتخابی بدست می آوریم.

کام 7:

تعیین آرماتور منفی:

حداقل سطح مقطع آرماتور منفی برابر 0.15 سطح مقطع آرماتور وسط دهانه (آرماتورهای پایینی) می باشد که در روی تکیه گاه ها اضافه شده و حداقل تا فاصله 0.2 دهانه ، از تکیه گاه ها به طرف داخل دهانه ادامه می یابد.

$$A_{s-}(cm^2) = 0.15 \times A_s(cm^2), L_-(cm) = 0.2 \times L(cm)$$

این میلگرد در تکیه گاه ها دارای قلابی به صورت خم 90 درجه خواهد بود که طول قلاب (بخش خم شده) از رابطه زیر حاصل می شود:

$$L_g(cm) = 12 \times \phi(cm)$$



میلگرد منفی

کام 8:

طراحی آرماتور برشی:

تعیین برش وارده بحرانی:

$$V_u(kg) = \frac{P_u(kg/m) \times L(m)}{2} - (P_u(kg/m) \times d(m))$$

تعیین مقاومت برشی بتن مقطع : (اگر این مقاومت بیش تر از برش وارده نیز باشد باز هم نیاز به آرماتور گذاری حداقل می باشد)

$$V_c (kg) = 0.693 \times 0.6 \times \sqrt{f'_c (kg/cm^2)} \times b_2 (cm) \times d (cm)$$

تعیین مقاومت برشی تامین شده توسط آرماتور گذاری برشی : (اگر V_c بزرگتر از V_u شد نیاز محاسبه نیست و فقط آرماتور گذاری حداقل مناسب است.)

$$V_s (kg) = V_u (kg) - V_c (kg)$$

فاصله بین آرماتور های قائم 17.5 سانتیمتر در نظر گرفته می شود بنابراین زاویه این آرماتور ها با افق برابر است با :

$$D^\circ = \sin^{-1} \left(\frac{D (cm)}{\sqrt{\left(\frac{17.5}{2}\right)^2 + D^2 (cm)}} \right)$$

$$A_v (cm^2) = \frac{V_s (kg) \times 17.5 (cm)}{0.85 \times F_{ys} (kg/cm^2) \times (\sin D^\circ + \cos D^\circ) \times d (cm)}$$

$$A_{v_{min}} (cm^2) = 3.5 \times \frac{b_2 (cm) \times 17.5 (cm)}{F_{ys} (kg/cm^2)}$$

در هر حال A_v بدست آمده نباید از $A_{v_{min}}$ کمتر باشد . طبق سطح مقطع بدست آمده از آرماتور مناسب با فاصله 17.5 سانتیمتری استفاده می شود.

منظور از F_y تنش حد تسلیم آرماتور های برشی (خاموت ها) می باشد.

کام 9:

آرماتور بالایی تیرچه و آرماتور های حرارت و جمع شدگی دال سقف:

در طراحی سقف تیرچه بلوک در این جزوه فرض شده است که آرماتور بالایی تیرچه (بخش 1 در شکل گام 2) به عنوان آرماتور حرارت و جمع شدگی دال نیز عمل می کند بنابراین ارتفاعی حدود 2 سانتیمتر بیش تر از بتن تیرچه خواهد داشت. قطر آرماتور بالایی طبق جدول زیر انتخاب می شود.

جدول ۲-۲- حداقل قطر میلگرد فوقانی

دهانه	قطر میلگرد بالایی
تا ۴ متر	۸ میلی متر
۴ متر تا ۵/۵ متر	۱۰ میلی متر
۵/۵ متر تا ۷ متر	۱۲ میلی متر

برای جهت دیگر دال (عمود بر تیرچه ها) از ضوابط زیر استفاده می کنیم.

۲-۳-۵- ضوابط و محدودیت های آرماتور افت و حرارت (حرارت و جمع شدگی) و آرماتور منفی

(۱) آرماتورهای افت و حرارت در دو جهت عمود بر هم و در قسمت دال فوقانی و در حدود ۲ سانتی متر پایین تر از سطح دال قرار می گیرند.

(۲) حداقل قطر میلگردهای افت و حرارت، ۶ میلی متر می باشد.

(۳) نسبت سطح مقطع آرماتور حرارت و جمع شدگی به کل سطح مقطع بتن (سطح مقطع دال بالایی) در هر دو امتداد (عمود بر تیرچه و در راستای تیرچه) نباید از مقادیر زیر کمتر اختیار شود:

الف - برای میلگردهای آجدار S220 ، S300 و S350 0.002

ب - برای میلگردهای آجدار S400 و شبکه های جوش شده صاف یا آجدار 0.0018

ج - برای میلگردهای آجدار S500 و بالاتر 0.0015

(۴) حداکثر فاصله ی بین دو میلگرد افت و حرارت در هر دو راستا، ۲۵ سانتی متر است.

(۵) آرماتور بالایی تیرچه در صورتی که داخل دال بتنی بالایی قرار گیرد، می تواند به عنوان آرماتور افت و حرارت در راستای تیرچه منظور شود. ولی به هر حال حداکثر فاصله ی ذکر شده در بند قبل بین آرماتورهای حرارتی باید رعایت گردد.

$$F_{y_s} (kg / cm^2) = 2200, 3000 \rightarrow A_s (cm^2) = 0.05 \times T (cm)$$

بنابراین باتوجه به سطح مقطع حاصل شده قطر مناسب به فاصله ۲۵ سانتیمتر از هم اختیار می شود.

نکته : در جهت موازی با تیرچه نیز بین دو تیرچه هم قطر جهت دیگر از آرماتور حرارت و جمع شدگی استفاده می گردد.

کام ۱۰:

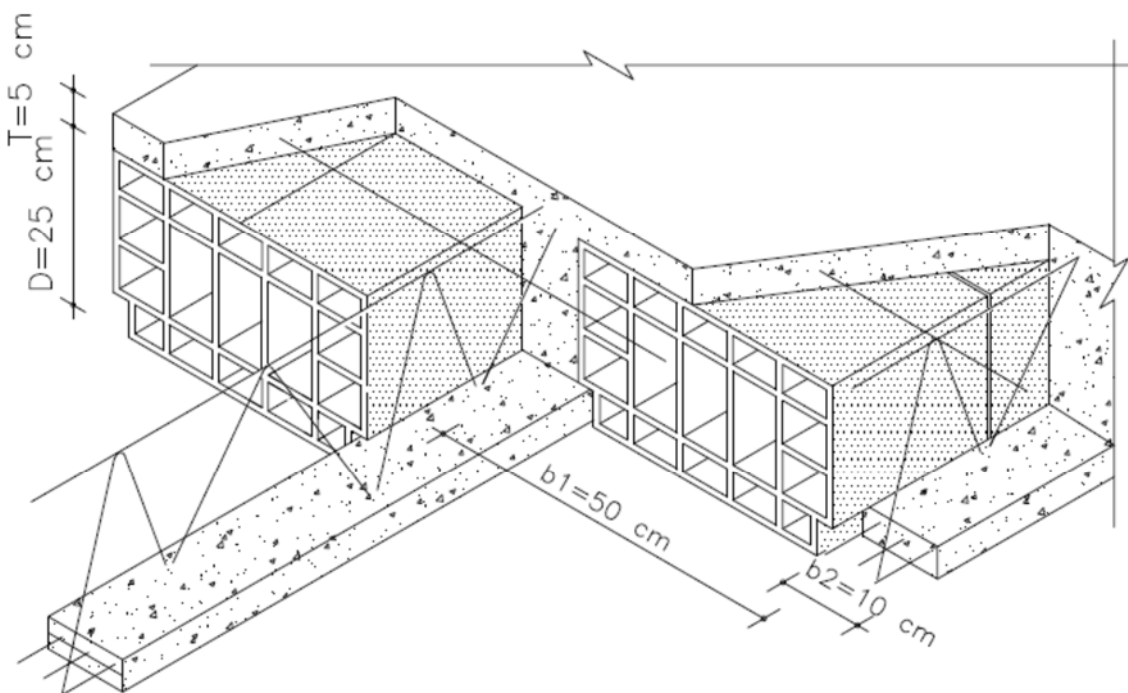
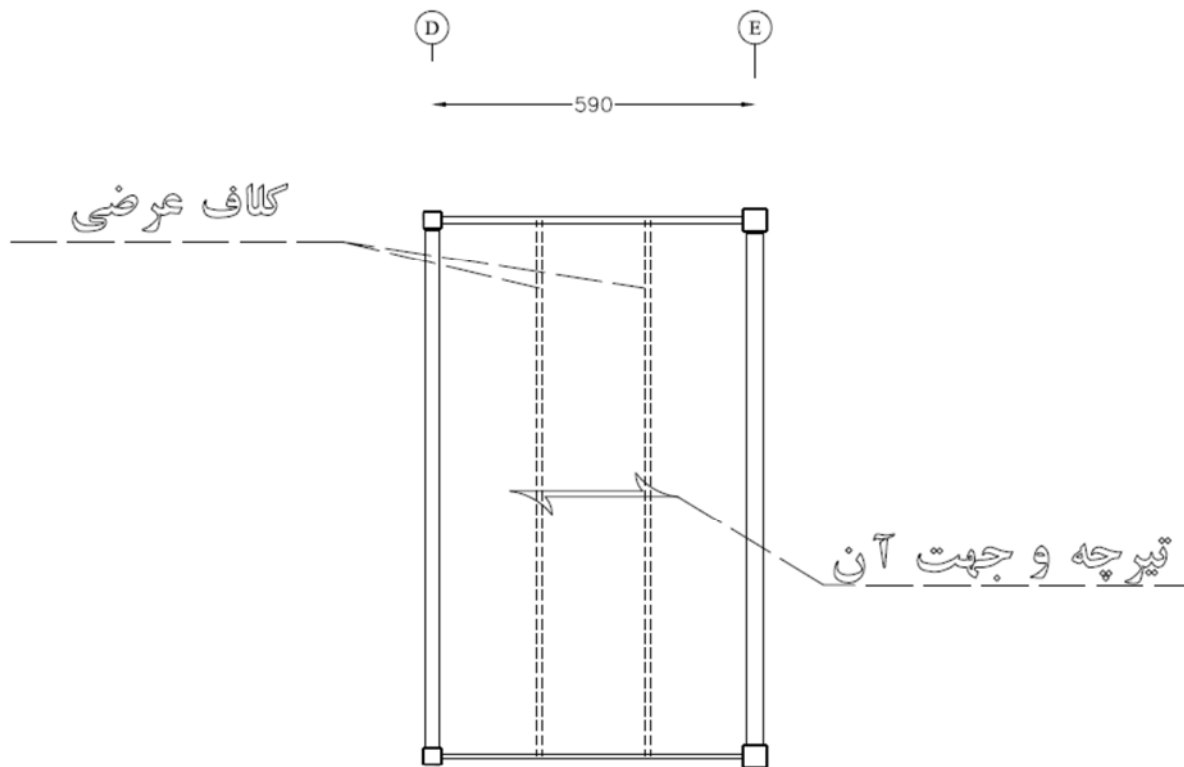
کلاف عرضی:

عرض کلاف عرضی برابر با عرض تیرچه b_2 است و ارتفاع آن برابر ارتفاع کل سقف است.

در بالا و پایین کلاف ها حداقل از یک آرماتور با قطر 6 میلیمتر به بالا استفاده می شود.

سطح مقطع آرماتور مورد نیاز برای کلاف عرضی نصف A_s بدست آمده در گام 6 می باشد که نصف این مقدار نیز به بالا و نصف آن به پایین کلاف اختصاص می یابد. بنابراین می توان با مقدار بدست آمده قطر مناسب انتخاب نمود.

مثال 6-1:- برای دهانه و مشخصات زیرسقف تیرچه بلوک طراحی کنید.



آرماتورهای پایین و بالای تیرچه $F_y=4000 \text{ kg/cm}^2$

آرماتورهای برشی $F_{ys}=3000 \text{ kg/cm}^2$

آرماتورهای حرارت و جمع شدگی $F_y=2200 \text{ kg/cm}^2$

$$F'c=210 \text{ kg/cm}^2$$

$$W_D = 650 \text{ kg/m}^2, W_L = 200 \text{ kg/m}^2, W_u = 1112.5 \approx 1115 \text{ kg/m}^2$$

$$M_u = \frac{1115 \times 0.4^2}{12} \times 100 = 1486 \text{ kg.cm}$$

$$S = 416 \text{ cm}^3, f_{ct} = \frac{1486}{416} = 3.57 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}, f_r = 16.52 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \rightarrow O.K$$

$$P_u = 0.5 \times 1115 = 558 \text{ kg/m}$$

$$M_u = \frac{558 \times 5.9^2}{8} \times 100 = 242799 \text{ kg.cm}$$

$$USING \rightarrow \phi 14 \rightarrow d = 30 - 2.5 - 0.7 = 26.8 \text{ cm}$$

$$M_r = 0.85 \times 0.6 \times 210 \times 5 \times 50 \times (26.8 - \frac{5}{2}) = 650632 \text{ kg.cm}$$

مقطع مستطیلی عمل می کند.

$$A_s = \frac{0.85 \times 0.6 \times 210 \times 50 \times 26.8 \times 1.1}{0.85 \times 4000} \times (1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 242799}{0.85 \times 0.6 \times 210 \times 50 \times 26.8^2}}) = 3.02 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = 0.938 < A_s < A_{s_{\max}} = 33.5 \rightarrow 2\phi 14 = 3.06 \rightarrow O.K$$

آرماتور منفی:

$$L = 118 \text{ cm}, 0.15 \times 3.02 = 0.453 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi 8, L_g = 96 \text{ mm} \approx 10 \text{ cm}$$

آرماتور برشی: خاموت ها

$$V_u = \frac{558 \times 5.9}{2} - (558 \times 0.268) = 1496.5 \text{ kg}$$

$$V_c = 0.693 \times 0.6 \times \sqrt{210} \times 10 \times 26.8 = 1614 \text{ kg}$$

بنابراین فقط نیاز به خاموت گذاری حداقل است

$$A_{v_{\min}} = 3.5 \times \frac{10 \times 17.5}{3000} = 0.204 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi 6$$

آرماتور بالایی: $\phi 12$ و مابین دو تیرچه $\phi 6$

$$A_s = 0.05 \times 5 = 0.25 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi 6 @ 25 \text{ cm}$$

حرارت و جمع شدگی در جهت عمود بر تیرچه:

کلاف عرضی نیز به تعداد دو عدد با عرض 10 سانتیمتر و دو آرماتور $\phi 10$ یکی در بالا و دیگری در پایین کلاف , در نظر گرفته می شود.

منابع و مراجع:

Aminhaman.iran@yahoo.com

1- طراحی سازه های بتن مسلح - دکتر علی جعفروند

2- سازه های بتن آرمه - داود مستوفی نژاد

3- طراحی سازه های فولادی - دکتر مجتبی ازهری - دکتر رسول میرقادی - جلد 1-5

4- طراحی سازه های فولادی - دکتر شاپور طاحونی

5- بارگذاری سازه ها - دکتر علی خیرالدین - مهندس علی معود انواری

6- طراحی ساختمان های فولادی - ابراهیم ثنائی - علیرضا رضائیان

7- طراحی ساختمان های بتن مسلح - شاپور طاحونی

8- بحث ششم، نهم، دهم مقررات ملی ساختمان

9- استاندارد 2800

10- پروژه های کاربردی در SAFE-14 - حسن باجی

11- نشریات معاونت برنامه ریزی و نظارت راهبردی رئیس جمهور

توجه بفرمایید که این تنها نمونه ای از ۵۰ صفحه منتخب از طراحی دستی سازه های فولادی و بتنی میباشد برای تهیه نسخه کامل فایل کتاب طراحی سازه های فولادی ۲۰۰ صفحه ای و طراحی سازه های بتنی ۱۷۰ صفحه ای همراه با فایل های پیوست آن میتوانید از طریق آدرس زیر اقدام بفرمایید

www.icivil.ir/khatami

توضیحات خلاصه این جزوه:

یکی از ضروریاتی که یک مهندس یا دانشجوی مهندسی عمران برای طراحی و محاسبات ساختمان باید بداند روش حل و طراحی دستی محاسبات ساختمان است در دانشگاه شما در دروس فولاد و بتن این موارد را فرا خواهید گرفت و بعد از گذراندن دوران دانشگاه هم اگر بخواهید به عنوان مهندس عمران محاسبات ساختمان را انجام دهید باید به مفاهیم طراحی دستی محاسبات تسلط کافی داشته باشید تا بتوانید درک خوبی از طراحی در نرم افزار های تخصصی مهندسی عمران برای این کار را داشته باشید

و اما این جزوه برای چه کسانی مناسب است و قرار است چه کاری برای ما انجام دهد؟

این جزوه برای تمام دانشجویانی که درگیر گذراندن دروس فولاد و بتن هستند و مفاهیم را به درستی درک نکرده اند و روش حل مثالها را نمیدانند و همچنین برای فارغ التحصیلانی که درگیر کارهای اجرایی شدند و در محاسبات مشکل دارند بصورت گام به گام با ذکر مثالهای فراوان طراحی تمام اجزا ساختمانهای فولادی و بتنی را شرح خواهد داد

نکات قابل توجه در این جزوه

۱- در طراحی اعضا سعی شده تمامی مراحل طراحی در کنار هم به صورت مرحله به مرحله بیان شود برای مثال در طراحی تیر ها بحث های : تعیین نیرو ها , فشردگی , خمش , برش , کنترل خیز , ارتعاش , طراحی جوش ها , طراحی سخت کننده های عرضی و تماسی و به صورت گام به گام مطرح شده است. و در آخر هر مبحث یک مثال کامل آورده شده است تا خواننده تمامی مراحل را مشاهده کند.

۲- در فرمول های ارائه شده در هر گام طراحی , ضرایب موجود در فرمول ها دارای واحد می باشند تا خواننده دچار سردرگمی نشود. و تمامی ضرایب استفاده شده در هر گام در گام های قبلی حاصل شده.

۳- سعی شده است در اکثر جاهایی که از آیین نامه ها استفاده شده است , شکل آیین نامه عینا قرار داده شود.

۴- در طراحی سازه های فولادی هر دو روش تنش مجاز (ASD) و حالات حدی (LRFD) بیان شده است.

۵- در روند طراحی مباحث عملی و اجرایی و آنچیزی که در اکثر سازه های معمول دیده می شود , لحاظ شده است.