

جزوه سازه های بتنی

ویژه کنکور کاردانی به کارشناسی عمران

تهیه کننده: مهندس احمد رضا جعفری

www.iransaze.com

www.jafarii.blogfa.com

arjafari2004@Gmail.com

زمستان 87

با تشکر از خانمها نرگس محمدعلیزاده و الهام علیزاده و آقای مهدی باقریگی که من
را در تهیه بخشهایی از این جزوه یاری کردند

کلیاتی در مورد بتن

بتن ماده ای است متشکل از سنگدانه ها ، سیمان ، آب و در صورت لزوم مواد افزودنی . بتن ماده ای ترد می باشد یعنی در لحظه گسیختگی تغییر شکل زیادی در آن ایجاد نمی شود . بتن دارای مقاومت فشاری زیاد و مقاومت کششی ناچیز می باشد . مقاومت کششی بتن بین $\frac{10}{15}$ تا $\frac{10}{15}$ درصد مقاومت فشاری آن می باشد.

خزش در بتن

یکی دیگر از ویژگیهای بتن مساله خزش در آن است. خزش پدیده ای است که به مرور زمان و در اثر بارهای دائمی وارد بر عضو بتنی رخ میدهد. در این حالت بدون افزایش در میزان بار وارد بر عضو بتنی، تغییر شکلهای آن یا به بیان دیگر خیز ایجاد شده در عضو بتنی با گذشت زمان اضافه میگردد. برای کاهش اثرات خزش در بتن راههای مختلفی وجود دارد که از جمله میتوان به اضافه کردن میلگردهای فشاری به بتن، تاخیر در بارگذاری بتن (یعنی بین زمان شروع بهره برداری و اعمال بار بر بتن نسبت به زمان بتنریزی سازه بتنی و ساخت سازه فاصله ایجاد گردد) ، کم کردن نسبت آب به سیمان، استفاده از سنگدانه های با مقاومت و استحکام بالاتر به عنوان نمونه اشاره کرد. مقدار خزش ایجاد شده در بتن به زمان نیز بستگی دارد و بیشترین مقدار خزش در بتن پس از گذشت 5 سال رخ خواهد یافت. میزان اضافه خیز ایجاد شده در عضو بتنی ضریبی از خیز اولیه ایجاد شده در آن است و که این ضریب از رابطه زیر قابل محاسبه است:

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50\rho'}$$

در رابطه بالا ρ' نسبت آرماتور فشاری در مقطع و ξ ضریبی است که به زمان بستگی دارد و به شرح زیر قابل محاسبه است:

- زمان 5 سال یا بیشتر : 2

- زمان 12 ماه: 1.4

- زمان 6 ماه : 1.2

- زمان 3 ماه: 1

مثال: خزش بتن یعنی: (سراسری 86)

1- روانی بیش از حد بتن

2- تغییر حجم بتن در اثر خشک شدن

3- جدا شدن دوغاب سیمان از دانه های سنگی

4- افزایش تغییر شکل نسبی بتن تحت تنش مداوم و ثابت درازمدت

جواب: مطابق آنچه گفته شد گزینه 4 تنها گزینه صحیح میباشد.

مثال: تابع زمان ξ به منظور تعیین افتادگی درازمدت در رابطه $\lambda = \frac{\xi}{1+50\rho'}$ برای زمان

بارگذاری 5 سال و بیشتر چه عددی است؟ (سراسری 87)

جواب: مطابق آنچه گفته شد برای زمان بارگذاری 5 سال این عدد برابر 2 است.

مثال: خزش عبارت است از: (سراسری 81)

1- افزایش تدریجی تغییر شکل تحت اثر بار ثابت

2- از دست دادن آب بتن و کاهش حجم

3- کاهش وزن مخصوص بتن در اثر تبخیر شدن آب آن

4- تغییر شکل در اثر زیاد بودن آب بتن

جواب: مطابق آنچه گفته شد گزینه یک صحیح است.

مثال: تغییر شکل سازه های بتنی حدوداً تا چند سال ادامه می یابد؟ (سراسری 83)

جواب: همانگونه که اشاره شد، تا حدود 5 سال مساله اضافه خیز یا همان خزش ادامه می یابد و پس از آن دیگر روند اضافه شدن تغییر شکل سازه بتنی متوقف میشود.

تنش و کرنش در بتن

کرنش: مقدار تغییر شکل نسبی (نسبت تغییر شکل به طول اولیه قطعه)

تنش: مقدار نیرو در واحد سطح

$$f_c = \text{مقاومت فشاری بتن}$$

مقاومت فشاری بتن بر اساس نمونه استوانه ای (سیلندری شکل) به ارتفاع 30 سانتیمتر و قطر قاعده 15 سانتیمتر و در عمر 28 روزگی (پس از بتنریزی) محاسبه میشود و مقدار تنش فشاری است که باعث شکست بتن در شرایط مورد اشاره میشود. در صورتی که مقاومت بر اساس نمونه مکعبی محاسبه شده باشد، باید با اعمال ضرایبی کوچکتر از یک آن را به نمونه استوانه ای تبدیل نمود. این ضرایب بستگی به فاکتورهایی نظیر ابعاد نمونه مکعبی و مقاومت بتن دارد و معمولاً بین 0.8 و 0.9 متغیر است.

مثال: مفهوم f_c کدام است؟ (سراسری 80)

1- مقاومت ترک خوردگی بتن تحت آزمایش

2- مقاومت خردشدگی بتن تحت آزمایش

3- مقاومت نهایی 28 روزه بتن روی نمونه سیلندری

4- مقاومت نهایی 28 روزه بتن روی نمونه مکعبی

جواب: با توجه به آنچه گفته شد این مقاومت باید بر اساس نمونه استوانه ای (سیلندری) و در عمر

28 روزگی محاسبه شود و در نتیجه گزینه سوم صحیح است.

مثال: مقاومت نهایی بتن روی کدام نمونه بدست می آید؟ (سراسری 82)

1- استوانه به قطر 15 و ارتفاع 30 سانتیمتر

2- استوانه به قطر 20 و ارتفاع 30 سانتیمتر

3- مکعبی به ابعاد 20*20*20 سانتیمتر

4- مکعبی به ابعاد 15*15*15 سانتیمتر

جواب: گزینه 1

کرنش گسیختگی بتن: کرنش متناظر با لحظه ای که بتن به مقاومت نهایی خود میرسد، کرنش

گسیختگی بتن نامیده میشود و مقدار آن مطابق ضوابط دو آیین نامه آبا (آیین نامه بتن ایران) و

مبحث نهم مقررات ملی ساختمانی (طرح و اجرای ساختمانهای بتن آرمه) اندکی با هم متفاوت

است. این مقدار بر اساس این دو آیین نامه به شرح زیر در نظر گرفته میشود:

مطابق مبحث نهم : $\varepsilon_U = 0.0035$

مطابق آبا: $\varepsilon_U = 0.003 - 0.0035$

مثال: حداکثر کرنش بتن در لحظه ترک خوردگی چقدر است؟ (سراسری 83)

1- 0.003

2- 0.002

3- 0.004

4- 0.005

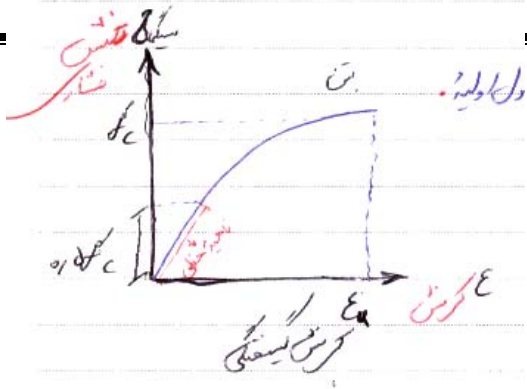
جواب: همانطور که گفته شد این عدد بر حسب اینکه چه آیین نامه ای را مد نظر داشته باشیم

0.003 یا 0.0035 خواهد بود که در اینجا از این دو عدد، تنها عدد 0.003 در بین گزینه ها

موجود است و گزینه یک میتواند جواب صحیح باشد. (توجه گردد که این تست مربوط به سالی

بوده است که هنوز ضوابط مبحث نهم مقررات ملی ساختمانی ابلاغ نشده بود)

منحنی تنش - کرنش بتن:



همانند بقیه مواد برای بتن نیز میتوان منحنی تنش - کرنش را ترسیم نمود. این منحنی به شکل زیر خواهد بود:

این منحنی دارای مشخصات زیر است:

- 1- تا حدود تنش $0.5f_c$ (نصف مقاومت فشاری بتن) منحنی به صورت خطی است و در واقع رفتار بتن تقریباً الاستیک میباشد.
- 2- پس از این مقدار شکل حالت منحنی به خود گرفته و به تدریج منحنی به سمت افق میل میکند، تا اینکه بتن به مقاومت فشاری خود رسیده و گسیخته میشود. کرنش گسیختگی متناظر با این لحظه همانطور که اشاره شد $0.0035-0.003$ میباشد. رفتار بتن در این ناحیه پلاستیک میباشد.
- 3- بر خلاف موادی نظیر فولاد در این منحنی نقطه مشخصی به عنوان تنش تسلیم و همچنین ناحیه رفتار کاملاً پلاستیک دیده نمیشود. منحنی تنش-کرنش فولاد نیز در شکل زیر ترسیم شده است که میتوانید این دو منحنی را با هم مقایسه نمایید:



در کل مواد به دو نوع ترد و شکل پذیر تقسیم می شوند مواد ترد بدون آن که تغییر شکل زیادی در آنها ایجاد شود دچار گسیختگی می شوند و مواد شکل پذیر تا رسیدن به لحظه گسیختگی تغییر شکل زیادی در آنها ایجاد می شود مثل فولاد.

همانطور که گفته شد بتن یک ماده ترد و بر خلاف آن فولاد یک ماده شکل پذیر می باشد. در مورد منحنی تنش کرنش بتن تا حدود تنش $0.5f_c$ نمودار به صورت خطی می باشد و اصطلاحاً رفتار بتن به صورت الاستیک می باشد و پس از آن نمودار به صورت منحنی در می آید.

منحنی در ناحیه خطی خود، دارای یک شیب ثابت می باشد که این شیب با حرف E نمایش داده می شود و مدول الاستیسیته یا مدول یانگ یا ضریب ارتجاعی خوانده می شود. این ضریب برای فولاد و بتن به شرح زیر می باشد:

$$E_s = 2 \times 10^5 \frac{N}{mm^2} \quad \text{مگاپاسکال} \quad \frac{N}{mm^2} = MPa$$

فولاد

$$E_c = 5000 \sqrt{f_c} \quad N/mm^2 \quad \text{مقاومت فشاری بتن بر حسب}$$

$$1 \frac{N}{mm^2} \xrightarrow{\times 10} 10 \frac{kg}{cm^2}$$

به طور مثال برای بتن با مقاومت فشاری 25Mpa (250 kg/cm^2) مقدار این ضریب به شرح زیر محاسبه می شود:

$$25 \text{ mpa} = 25 \frac{N}{mm^2} \Rightarrow E_c = 5000 \times \sqrt{25} = 25000 \quad f_c \text{ باید بر حسب } N/mm^2 \text{ باشد.}$$

مقدار ضریب الاستیسیته فولاد بسیار بیشتر از ضریب الاستیسیته بتن می باشد.

نسبت مدول الاستیسیته فولاد به بتن را با $n = \frac{E_s}{E_c}$ نشان می دهند این نسبت در حدود $\frac{8}{10}$ تا $\frac{10}{15}$

$$n = 8-10 \quad \text{می باشد.}$$

همانطور که اشاره شد مقاومت کششی بتن ناچیز و قابل صرف نظر است این مقاومت بین $\frac{10}{15}$ تا $\frac{15}{15}$ درصد مقاومت فشاری آن است و طبق رابطه زیر قابل محاسبه می باشد.

مدول گسیختگی بتن یا مقاومت کششی بتن $f_r = 0.6\sqrt{f_c}$ (بر حسب N/mm^2) مقاومت فشاری

به طور مثال برای بتن با مقاومت 25Mpa این مقدار به شرح زیر محاسبه می شود:

$$f_r = 0.6\sqrt{25} = 3Mpa$$

همانطور که دیده میشود در اینجا مقاومت کششی بتن در حدود 12.5 درصد مقاومت فشاری آن است.

مثال: در یک نوع بتن اگر $f_c=400$ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع باشد، مدول گسیختگی آن چند کیلوگرم بر سانتیمتر مربع خواهد بود؟ (سراسری 80)

جواب: ابتدا با توجه به اینکه مقاومت فشاری بر حسب کیلوگرم بر سانتیمتر مربع است و در رابطه مورد نظر این مقاومت باید بر حسب مگاپاسکال وارد شود، باید این مقاومت را تبدیل نماییم. برای این منظور تنها کافی است که این مقاومت را بر ده تقسیم کنیم که به این ترتیب مقاومت فشاری بتن 40 مگاپاسکال به دست می آید. حال داریم:

$$f_r = 0.6\sqrt{40} = 3.79Mpa = 37.9kg/cm^2$$

مثال: نسبت ضریب ارتجاعی فولاد به ضریب ارتجاعی بتن کدام است؟ (سراسری 80)

1- بزرگتر از 20

2- بزرگتر از 6

3- کمتر از 6

4- کمتر از 1

جواب: با توجه به آنچه گفته شد این ضریب معمولاً بین 8 تا 10 متغیر است که بر این اساس نزدیکترین گزینه به این محدوده، گزینه 2 میباشد.

مثال: رفتار بتن در حالت پلاستیک چگونه است؟ (سراسری 81)

1- خطی بدون ترک

2- خطی توام با ترک

3- خطی

4- غیرخطی

جواب: رفتار بتن در ناحیه پلاستیک خود (پس از آنکه تنش به مقدار $0.5f_c$ رسید) از محدوده

خطی خارج شده و حالت منحنی و غیرخطی به خود میگیرد که بر این اساس گزینه های یک تا

سه نمیتوانند درست باشند و گزینه 4 صحیح است.

مثال: رفتار بتن (در حالت الاستیک) تا چه نسبتی از مقاومت نهایی بتن خطی فرض میشود؟ (سراسری

82)

جواب: 0.5

مثال: طبق آیین نامه آبا مدول الاستیسیته بتن کدام است؟ (سراسری 83 و سراسری 86)

$$E = 4400\sqrt{f_c} \quad -1$$

$$E = 5500\sqrt{f_c} \quad -2$$

$$E = 4000\sqrt{f_c} \quad -3$$

$$E = 5000\sqrt{f_c} \quad -4$$

جواب: گزینه 4 صحیح است.

مثال: مدول گسیختگی بتن در آیین نامه آبا، بر حسب مگاپاسکال کدام است؟ (سراسری 86 و

سراسری 87)

$$f_r = 2\sqrt{f_c} \quad -1$$

$$f_r = 1.78\sqrt{f_c} \quad -2$$

$$f_r = 0.63\sqrt{f_c} \quad -3$$

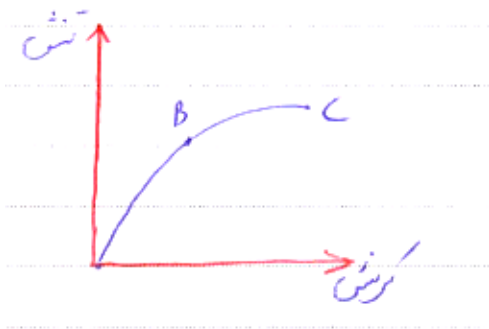
$$f_r = 0.55\sqrt{f_c} \quad -4$$

جواب: مطابق آیین نامه آبا و مبحث نهم مدول گسیختگی بتن $f_r = 0.6\sqrt{f_c}$ است که در هیچکدام از گزینه ها نیامده است؛ ولی میتوان گزینه سوم را که نزدیکتر از بقیه به جواب اصلی است را به عنوان جواب صحیح انتخاب نمود.

مثال: با توجه به شکل روبروی شاخه BC در سازه های بتنی چه نامیده می شود؟

- 1- اُفت 2- خزش 3- ناحیه الاستیک 4- ناحیه پلاستیک

جواب: گزینه 4 صحیح است.



نکات متفرقه در زمینه بتن و خواص بتن

در این قسمت به ذکر برخی نکات متفرقه در زمینه بتن میپردازیم. با توجه به اینکه اکثر این نکات قبلاً در درس تکنولوژی بتن ذکر گردیده اند از تفصیل مطالب خودداری میگردد.

- اسلامپ بتن: برای آنکه بتن دارای کارایی لازم باشد و بتوان به راحتی آن را در قالب جا داد لازم است که با انتخاب میزان آب مناسب در مخلوط بتن این کارایی را ایجاد نمود. این کارایی به عوامل مختلفی بستگی دارد و محدوده آن معمولاً بین 25 تا 100 میلیمتر متغیر است.

مثال: اسلامپ مناسب برای کارهای بتنی کدام است؟ (سراسری 81)

- 1- 1 تا 5 سانتیمتر

2- 5 تا 10 سانتی‌متر

3- 10 تا 15 سانتی‌متر

4- 15 تا 20 سانتی‌متر

جواب: گزینه های 3 و 4 دارای رنج اسلامپ بالایی هستند و صحیح نیستند و در گزینه اول نیز مقدار اسلامپ یک سانتی‌متر کم می‌باشد و در نتیجه گزینه دوم دارای رنج منطقی‌تری در زمینه اسلامپ می‌باشد و گزینه دوم صحیح می‌باشد.

- نسبت آب به سیمان در بتن: یکی از مسایل مهم در طرح اختلاط بتن رعایت نسبت آب به سیمان است. با اضافه شدن نسبت آب به سیمان روانی بتن افزایش می‌یابد؛ ولی در عوض اکثر نکات منفی که در بتن امکان به وقوع پیوستن دارند تشدید می‌گردد. معمولاً به میزان 25 درصد وزن سیمان ما نیازمند به آب جهت واکنش هیدراتاسیون هستیم و مقادیر بیشتر از آن که برای ایجاد روانی کافی بتن تازه اضافه می‌گردند به تدریج تبخیر و در بتن ایجاد حفره مینمایند که همین حفره ها باعث ایجاد عوارضی در بتن میشوند. مواردی نظیر کاهش مقاومت فشاری، کاهش مقاومت و پایایی در برابر عوامل جوی و سولفات‌ها، افزایش افت بتن، افزایش جداشدگی دانه ها، آب انداختگی در بتن تازه، افزایش خزش عمدتاً به دلیل نسبت آب به سیمان زیاد در بتن می‌باشد و به همین جهت تا جای ممکن باید سعی کنیم از افزودن نسبت آب به سیمان خودداری نماییم.

- هر چند مقاومت فشاری بتن بر حسب عمر 28 روزه آن تعیین می‌گردد؛ اما مقاومت فشاری 7 روزه بتن نیز همانند مقاومت 28 روزه آن دارای اهمیت است و میان حتی با استفاده از مقاومت 7 روزه مقدار مقاومت 28 روزه بتن را هم با کمک رابطه زیر تخمین زد:

$$f_{c28} = f_{c7} + 2.5\sqrt{f_{c7}}$$

در رابطه بالا مقدار مقاومت فشاری 7 روزه و 28 روزه باید بر حسب مگاپاسکال وارد شوند.

مثال: کدام گزینه صحیح است؟ (سراسری 82)

1- برای کنترل افت بتن باید مقدار آب آن را کاهش داد

2- برای کنترل افت بتن باید مقدار آب آن را افزایش داد

3- در اثر افت بتن تنش میلگردها کم میشود

4- هر چه نسبت آب به سیمان بیشتر باشد مقدار افت در بتن کمتر است.

جواب: همانطور که اشاره شد افزایش نسبت آب به سیمان در بتن باعث افزایش پدیده افت در

بتن میگردد و در نتیجه گزینه یک صحیح است. توجه گردد که در اثر افت در بتن یکسری

تنشهای اضافی در میلگردها ایجاد میگردد که در گزینه 3 بر عکس آن گفته شده است.

مثال: اگر مقاومت بتن در سن 7 روزه 9 مگاپاسکال باشد، آنگاه مقاومت 28 روزه آن چقدر

خواهد بود؟ (سراسری 85)

جواب:

$$f_{c28} = f_{c7} + 2.5\sqrt{f_{c7}} = 9 + 2.5\sqrt{9} = 16.5 \text{ Mpa}$$

- اثر سرعت بارگذاری بر مقاومت بتن: با افزایش سرعت اعمال بار بر قطعه بتنی مقاومت بتن نیز

اضافه میشود. این مساله احتمالاً این مساله است که هر قدر سرعت اعمال تنش کمتر باشد

خزش بیشتری در نمونه به وجود می آید.

مثال: بارگذاری سریع سازه های بتنی که مقاومت نهایی آنها تامین شده است، موجب چه عاملی

میشود؟ (سراسری 82)

1- ایجاد ترکهای برشی

2- ایجاد ترکهای خمشی

3- افزایش مقاومت

4- کاهش مقاومت

جواب: گزینه 3

میلگردها

میلگردها در بتن برای جبران ضعف کشش بتن مورد استفاده قرار می گیرند. میلگردها به روشهای مختلف تقسیم بندی می شوند.

تقسیم بندی میلگردها از نظر روش ساخت :

میلگردها با توجه به روش ساخت به یکی از سه دسته زیر تقسیم می شوند:

1- فولاد گرم نورد شده: در این حالت شکل دهی به قطعه فولادی در کارخانه ذوب آهن و در حالت مذاب انجام می پذیرد.

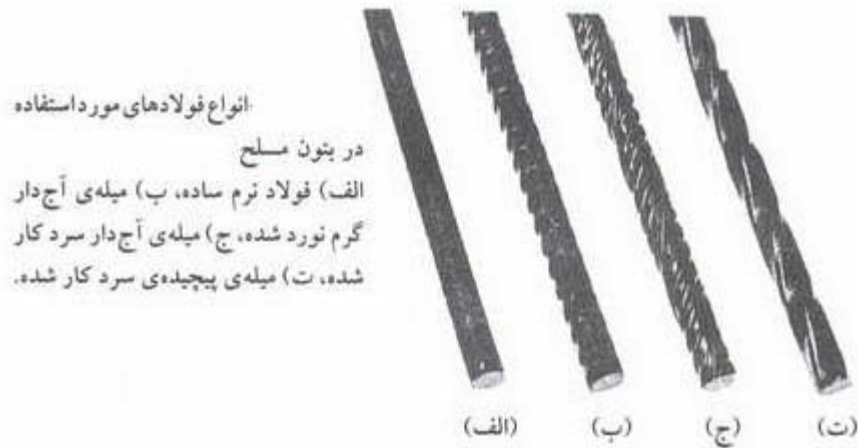
2- فولاد سرد اصلاح شده: که بر اثر انجام عملیات مکانیکی نظیر پیچاندن - کشیدن و نورد کردن یا گذراندن از حدیده (حالت پیچی) بر روی میلگردهای گرم نورد شده، در حالت سرد بدست می آید.

3- فولاد گرم اصلاح شده یا فولاد ویژه: که بر اثر انجام عملیات مکانیکی نظیر گرمایش و آب دادن بر روی میگردهای گرم نورد شده در حالت گرم بدست می آید.

طبقه بندی میگردها از لحاظ مکانیکی:

میلگردهای فولادی بر اساس مقاومت مشخصه آنها نیز قابل تقسیم بندی می باشد (مقاومت مشخصه

بیانگر مقاومت تسلیم میگردد است) این تقسیم بندی به شرح زیر می باشد:



1- فولاد A_I یا S₂₄₀:

این فولاد دارای حداقل تنش تسلیم $f_y = 240 \text{ N/mm}^2$ می باشد تنش گسیختگی آن در حدود $f_u = 360 \text{ N/mm}^2$ است. در طراحی مقاومت تسلیم آن به مقدار 220 N/mm^2 در نظر گرفته میشود.

(مقدار F_y را در هنگام طراحی برای این نوع میلگرد برابر 220 مگاپاسکال در نظر میگیریم)

$F_{yk} = 220 \text{ N/mm}^2$ = مقاومت مشخصه فولاد (مقاومتی که به عنوان ویژگی فولاد مبنای طراحی قرار می گیرد)

این فولاد از نوع نرم می باشد یعنی در منحنی تنش و کرنش آن ناحیه پلاستیک به طور قابل توجهی مشهود و بیشتر از ناحیه الاستیک آن می باشد. این میلگرد معمولاً به صورت ساده می باشد. (ازلحاظ شکل رویه میلگرد)

فولاد نرم را میتوان از روی شکل ساده سطح آن از فولاد کم آلیاژ (سخت) تشخیص داد. فولادهای سخت دارای برجستگی بر روی سطح ظاهری خود هستند.

نکته: با افزایش میزان آلیاژهای فولاد و علی الخصوص کربن مقدار سختی و مقاومت فولاد اضافه شده و از نرمی آن کاسته میشود.

2 - فولاد A_{II} یا S₃₄₀:

این فولاد دارای حداقل تنش تسلیم $f_y = 340 \text{ N/mm}^2$ است و تنش گسیختگی آن در حدود

این نوع فولاد از نوع نیمه سخت می باشد یعنی مقدار شکل پذیری آن کمتر از فولاد نرم می باشد اما در آن ناحیه پلاستیک نیز به طور نسبی قابل مشاهده است. این نوع فولاد معمولاً به صورت آج دار مارپیچ می باشد.

3- فولاد A_{III} یا S₄₀₀:

این فولاد دارای حداقل تنش تسلیم $f_y = 400 \text{ N/mm}^2$ است و تنش گسیختگی آن در حدود $f_{yk} = 400 \text{ N/mm}^2$ است. این نوع فولاد نیز از نوع نیمه سخت می باشد. این نوع فولاد معمولاً به صورت آج دار جناغی میباشد.

4- فولاد S₅₀₀:

این فولاد دارای حداقل تنش تسلیم $f_y = 500 \text{ N/mm}^2$ است و تنش گسیختگی آن در حدود $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ است. این نوع فولاد از نوع سخت می باشد یعنی مقدار شکل پذیری آن کمتر از بقیه انواع فولادها می باشد. در این نوع فولادها منحنی تنش- کرنش فاقد پله تسلیم است. این نوع فولاد معمولاً به صورت آج دار مرکب می باشد.

نکته: اعدادی که بعد از حرف S آمده است نمایانگر مقاومت تسلیم فولاد بر حسب مگاپاسکال میباشد.

اطلاعات بالا در جدول زیر خلاصه میشوند:

رده از نظر سختی	طبقه بندی	f_{yk} (N/mm ²)	حداقل مقدار مجاز مقاومت کششی حداکثر فولاد (N/mm ²)	حداقل تنش تسلیم (N/mm ²)	علامت مشخصه در استاندارد ملی ایران ۲۱۲۲	رده
نرم	ساده	۲۲۰	۲۶۰	۲۴۰	س ۲۴۰	S240
نیمه سخت	آجدار ماریچ	۳۰۰	۵۰۰	۳۴۰	آج ۳۴۰	S340
سخت	آجدار جناقی	۴۰۰	۶۰۰	۴۰۰	آج ۴۰۰	S400
سخت	آجدار مرکب	۵۰۰	۶۵۰	۵۰۰	آج ۵۰۰	S500

درصد تغییر شکل نسبی در هنگام گسیختگی (ϵ_{II} %)

مقدار کرنش هر یک فولادها در لحظه گسیختگی متفاوت است و بالا رفتن مقاومت کاهش مییابد. این

مقدار برای انواع فولاد به شرح زیر است:

شکل پذیری کم و مقاومت زیاد A_I 25 درصد

شکل پذیری متوسط و مقاومت متوسط A_{II} 19 درصد

شکل پذیری زیاد و مقاومت کم A_{III} 14 درصد

شبهه های جوش شده از سیم : (W.W.F = Welded Wire Fabric)

W.W.F مخفف شبکه های جوش شده از سیم می باشد .

Welded wire fabric این شبکه از دو گونه سیم عمود بر هم تشکیل شده است که به وسیله

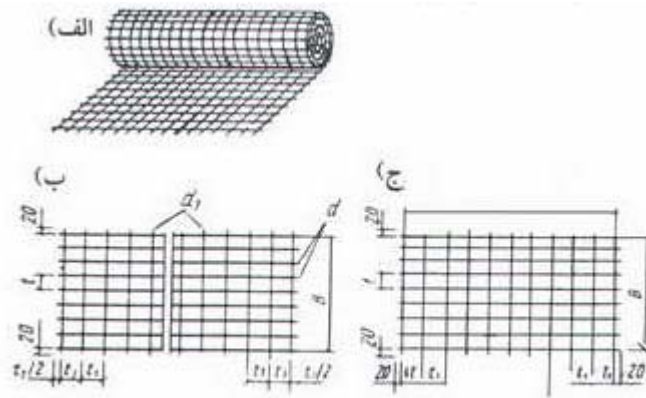
2

جوش مقاومتی به یکدیگر متصل شده اند . تنش جاری شدن مفتول ها 5000kg/cm است

(فولاد A_{III})

از شبکه ها در دال ها و دیوارها و پوسته های نازکی استفاده می شود که امکان عملیات میلگرد گذاری

در آنها نیست ، شبکه ها در ابعاد حداکثر $9\text{m} \times 2.5\text{m}$ ساخته می شود .

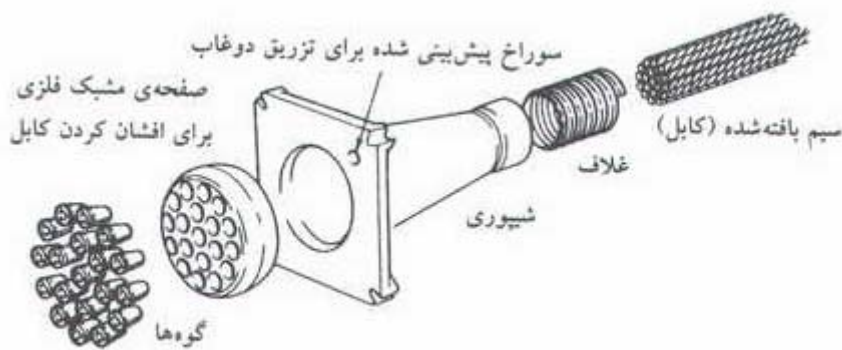


- شبکه‌های جوش شده از مفتول (WWF) -

سیم ها و کابل های پیش تنیده :

در سالهای اخیر که کاربرد بتنهای پیش تنیده گسترش یافته است برای مقاومت بالاتر در این بتن‌ها از کابل های فولادی آلیاژی (الیاف به همتابیده از فولاد آلیاژی) استفاده میکنند، که مقاومت آنها بین 8000 تا 20000 کیلوگرم بر سانتیمتر مربع متغیر است. در سازه های بتنی حجیم کابلها به صورت دسته های 5 تایی ، 7 تایی ، 13 تایی و 19 تایی به کار میروند. متداول ترین رشته ها 7 سیمه میباشند که یک سیم مرکزی توسط 6 سیم محیطی به صورت مارپیچ دور گیر شده است .

- بتن پیش تنیده * (کاهش ضعف کشش بتن)



- نحوه‌ی قرار گرفتن یک دسته سیم بافته شده (کابل در بتون)



***جهت کسب اطلاعات بیشتر در زمینه بتن پیش تنیده مطلب زیر را مطالعه نمایید:**

معرفی سیستم بتنی پیش تنیده

مقاومت بتن در برابر فشار بالاست ولی در مقابل کشش ضعیف است. ایجاد پیش فشردگی در بتن با کابل‌های فولادی باعث می‌گردد بتن همواره در تنش فشاری باقی بماند و در نتیجه میزان باربری آن افزایش خواهد یافت. چون کابلها در حالت فشرده قرار دارند و نیروی کششی را به نیروی فشاری تبدیل می‌کنند و هیچ ضعیفی در مقطع بتن ایجاد نمی‌کنند و بتن فقط تحت بارهای بسیار زیاد به کشش می‌افتد و ترک نمی‌خورد.

برای پیش فشرده یا پیش تنیده کردن بتن دو سیستم متفاوت وجود دارد. پیش کشیدن و پس کشیدن.

الف- پیش کشیدن

تعداد زیادی از قطعات بتن پیش فشرده، از جمله دال های کف با این روش تولید می‌شوند. کابل‌ها را به صورت آزاد در داخل قالب قرار می‌دهند و با دستگاه مخصوص کشش لازم را وارد می‌کند. بتن‌ریزی را انجام می‌دهند و به کمک لرزاندن، هوای آن را تخلیه می‌کند و شرایط لازم برای انجام خودگیری سریع‌تر را فراهم می‌کنند. طول اضافی کابلها را که در دو انتها ثابت شده‌اند می‌برند و بتن را تحت فشار رها می‌سازند. مانند بتن مسلح پیش ساخته مقطع و محل قرارگیری کابل‌ها براساس بارهای محاسبه شده مشخص و رعایت می‌شود.

ب- پس کشیدن

در روش پس کشیدن، کابل‌ها را در قالب کار، داخل غلاف‌هایی قرار می‌دهند، بتن‌ریزی را انجام می‌دهند. وقتی به اندازه کافی خود را گرفت دو سر کابل‌ها را به طرف بیرون می‌کشند. این کار به وسیله گره‌های مخصوص که به دو سر سیم‌ها بسته می‌شوند و پس از قطع شدن کشش محکم می‌شوند، انجام می‌گیرد. مزیت پس کشیدن بر پیش کشیدن این است که می‌توان آنها را خمیده کرد تا در مسیر تنش قرار گیرند. به این ترتیب می‌توان بتن را به شکلی ریخت که کمترین حجم ممکن را داشته باشد.

منبع:

فروتنی، سام، صالح و ساختمان، تهران: روزنامه، 1383

مثال: حد جاری شدن میلگرد AII چند کیلوگرم بر سانتیمتر مربع است؟ (سراسری 80 و 81)

1- 2400

2- 3000

3- 4000

4- 5000

جواب: میلگرد AII باید دارای تنش تسلیم 3400 کیلوگرم بر سانتیمتر باشد که عملاً در محاسبات تنش تسلیم آن 3000 کیلوگرم بر سانتیمتر مربع در نظر گرفته میشود. گزینه دو صحیح است.

مثال: معمولترین رشته چند مفتولی هستند؟ (سراسری 81)

1- 5

2- 6

3- 7

4- 9

جواب: همانطور که اشاره شد معمولترین رشته ها جهت استفاده در بتن پیش تنیده به صورت 7 رشته ای میباشند.

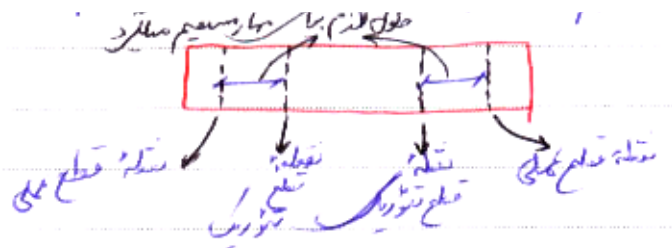
مهار و وصله آرماتور:

مهار آرماتور ها یعنی برای آنکه بتن و آرماتور با یکدیگر به صورت یکپارچه عمل کنند، به گونه ای که در اثر اعمال نیرو از هم جدا نشوند، باید چسبندگی لازم بین بتن و آرماتور وجود داشته باشد. مخصوصاً در قسمتهای انتهایی میلگردها، که میلگردها قطع می شوند باید آنها را با شیوه ای مناسبی در داخل بتن مهار نمود.

مهار میلگرد در داخل بتن به یکی از روشهای زیر امکان پذیر است:

1 - مهار مستقیم: در این حالت میلگرد در طولی مستقیم اضافه بر مقدار مورد نیاز در داخل بتن

ادامه می یابد.



* طول مهار مستقیم در کارگاه به صورت تجربی 40 برابر قطر میلگرد در نظر گرفته می شود*

2 - ایجاد قلاب استاندارد در انتهای میلگرد: در این حالت میلگرد در انتهای خود با یک

خم استاندارد داخل بتن مهار می شود.

3 - بکار گیری وسایل مکانیکی در طول میلگرد به جهت مهار: مثلاً جوش کردن صفحه

فلزی در انتهای آن جهت مهار آرماتور.

نکته: استفاده از قلاب استاندارد تنها برای میلگردهای کششی مجاز است و استفاده از این روش

برای میلگردهایی که در آنها نیروهای فشاری وجود دارد مجاز نیست.

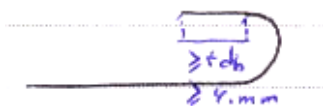
قلاب های استاندارد: هر یک از حالت های زیر می تواند یک قلاب استاندارد محسوب

شود.

برای میلگردهای اصلی یکی از دو حالت زیر قلاب استاندارد است:

حالت اول: خم نیم دایره (قلاب انتهایی 180°) به اضافه حداقل $4d_b$ (4 برابر قطر میلگرد)

طول مستقیم در انتهای خم که این طول نباید از 60mm کمتر اختیار شود.



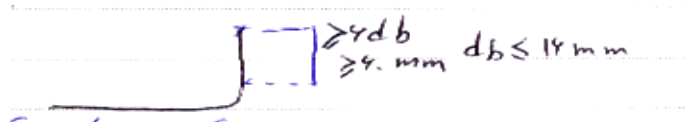
حالت دوم: خم 90 درجه یا (گونیا) به اضافه طول مستقیم برابر حداقل $12d_b$ (12 برابر قطر

میلگرد).

برای میلگردهای عرضی و خاموت ها یکی از سه حالت زیر قلاب استاندارد می شود.

حالت اول: خم 90 درجه (گونیا) به اضافه حداقل $6d_b$ طول مستقیم در انتهای خم که

حداقل باید بزرگتر از 60mm باشد. (برای میلگردهای با قطر 16mm و کمتر)

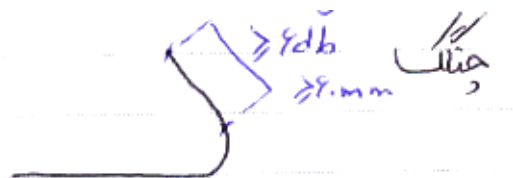


حالت دوم: خم 90 درجه (گونیا) به اضافه $12d_b$ طول مستقیم در انتهای میلگرد برای

میلگردهای با قطر 16-25mm.



حالت سوم: خم 135 درجه (چنگک) به اضافه حداقل $6d_b$ طول مستقیم و حداقل 60mm.



حداقل قطر خم ها: در قلاب های استاندارد قطر خم ها نباید از مقادیر زیر کمتر باشد:

الف) میلگردهای اصلی و خاموت های به قطر 16mm و بیشتر

برای اصلی ها و خاموت ها به قطر 16mm و بیشتر

حداقل قطر خم	قطر میلگرد
6d _b	کمتر از 28mm
8d _b	28 – 34 mm
10d _b	36mm تا 55mm

ب) برای خاموت های با قطر کمتر از 16mm قطر خم نباید از 4d_b کمتر باشد.

طول مهار مستقیم میلگرد در دو حالت کشش و فشار به طور جداگانه محاسبه می شود:

1 - طول مهار مستقیم برای میلگردهای کششی:

این طول بستگی به عوامل زیر دارد:

1 - **قطر میلگرد:** با افزایش قطر میلگرد به همان نسبت طول مهاری نیز اضافه می شود.

2 - **مقاومت تسلیم میلگردها:** با کاهش مقاومت تسلیم میلگردها طول مهاری کمتر می شود و

بر عکس آن با افزایش مقاومت تسلیم میلگرد ها طول مهاری بیشتر می شود.

3 - **مقاومت فشاری:** طول مهار میلگرد با عکس جذر مقاومت فشاری نسبت مستقیم دارد. یعنی با

افزایش مقاومت فشاری طول مهار کاهش می یابد.

$$Ld \approx \frac{1}{\sqrt{f_c}} \text{ طول مهاری}$$

به طور مثال اگر مقاومت فشاری 4 برابر شود طول مهاری نصف می شود.

4 - موقعیت میلگردها: برای میلگردهای افقی اگر در زیر این میلگردها حداقل 300mm بتن تازه وجود داشته باشد مقدار طول مهارى لازم 30 درصد افزایش می یابد یعنی باید نسبت به حالت معمولی در عدد 1.3 ضرب شود.

5 - نوع اندود میلگرد: هر چقدر زبری میلگرد بیشتر باشد به طول مهارى کمتری نیاز است. در مورد میلگردهایی که سطح ظاهری آنها با اندودهایی نظیر اپوکسی (ضدزنگ) آغشته شده اند با توجه به زبری کمتر آنها طول مهارى بیشتر نیاز است.

نکته: اگر میلگردهای مصرف شده در بتن بیش از حد مورد نیاز باشد به همان نسبت می توان طول مهارى را کاهش داد به طور مثال اگر میلگردهای استفاده شده 2 برابر حد مورد نیاز باشد طول مهارى را می توان نصف کرد.

نکته مهم: طول مهارى میلگردها در کشش در هیچ حالتی نباید کمتر از 300mm اختیار شود.

مقدار طول مهارى را مطابق آیین نامه آبا میتوان طبق رابطه زیر نیز محاسبه نمود:

$$L_d = K_1 \cdot K_2 \cdot K_3 \cdot l_{db}$$

در رابطه بالا ضرایب K_1 ، K_2 و K_3 به ترتیب بستگی به موقعیت میلگرد، اندود میلگرد و میزان آرماتور مصرف شده بیش از حد مورد نیاز دارد و l_{db} مقداری است که بر حسب فاکتورهای نظیر مقاومت فولاد و بتن و قطر میلگرد محاسبه میشود.

از بین ضرایب مورد اشاره ضریب K_1 دارای اهمیت بیشتری است و مقدار آن برای آرماتورهای افقی که حداقل 30 سانتیمتر بتن تازه در زیر آنهاست برابر 1.3 و برای بقیه حالات برابر 1 است. (برای

حالت اول همانطور که قبلاً هم اشاره شد باید مقدار طول مهارى 30 درصد بیشتر در نظر گرفته شود و به همین علت این ضریب 1.3 در نظر گرفته میشود)

2 - طول مهار مستقیم برای میلگردهای فشاری: برای میلگردهای فشاری مقدار طول مهار

مستقیم مطابق ضوابط مبحث نهم باید ماکسیمم مقدار بدست آمده از دو رابطه زیر اختیار شود.

$$L_{dc} = \frac{0.25 f_y}{\sqrt{f_c}} \times d_b$$

واحد ها بر حسب N/mm^2 می باشد.

$$L_{dc} = 0.04 f_y \times d_b$$

نکته مهم: مقدار طول مهارى میلگردها در فشار نباید از 200mm کمتر اختیار شود.

مثال: طول بعد از خم قلاب خاموتهای 135 درجه چند برابر قطر خاموت است؟ (سراسری 80)

4 - 1

6 - 2

10 - 3

12 - 4

جواب: این طول حداقل 6 برابر قطر میلگرد باید باشد. این طول نباید کمتر از 60 میلیمتر اختیار

شود. گزینه دو صحیح است

مثال: مطابق آیین نامه حداقل طول مهارى میلگردهای آجدار در فشار چند سانتیمتر است؟

(سراسری 81)

جواب: 20 سانتیمتر

مثال: حداقل طول بعد از خم قلاب خاموتهای 90 درجه چند برابر قطر خاموت است؟ (سراسری

81)

20 - 1

12 - 2

3- 10

4- 6

جواب: البته باید در صورت سوال ذکر میشد که قطر میلگرد خاموت 16 میلیمتر یا کمتر است و یا بیش از 16 میلیمتر. اگر حالت اول را فرض کنیم (که معمولاً نیز قطر خاموت در این محدوده قرار میگیرد) مقدار طول خم مورد نیاز برابر 6 برابر قطر میلگرد خاموت که حداقل باید 60 میلیمتر نیز باشد، میگردد و در نتیجه گزینه 4 صحیح میگردد.

مثال: حداقل طول بعد از خم قلاب خاموتهای 135 درجه چند برابر قطر خاموت است؟ (سراسری

81)

1- 6

2- 10

3- 12

4- 20

جواب: حداقل 6 برابر قطر میلگرد و حداقل 60 میلیمتر. گزینه 1 صحیح است.

مثال: حداقل طول مهاری آرماتورها در کشش چند سانتیمتر است؟ و اگر در ناحیه فوقانی قرار

گرفته باشند، به طوری که 40 سانتیمتر بتن تازه زیر آنها باشد، طول آنها باید چند درصد افزایش

یابد؟ (سراسری 84)

1- 20-25

2- 30-25

3- 25-30

4- 30-30

جواب: با توجه به مطالب گفته شده گزینه 4 صحیح است.

مثال: در رابطه $L_d = K_1 \cdot K_2 \cdot K_3 \cdot l_{db}$ (طول گیرایی) ضریب K_1 برای میلگردهای فوقانی با حداقل

300 میلیمتر بتن تازه در زیر آنها چقدر است؟ (سراسری 85)

جواب: همانطور که متن جزوه اشاره شده است این ضریب در این حالت برابر 1.3 است.

مثال: حداقل قطر خم میلگردهای اصلی با قطر 20 میلیمتر و نوع فولاد S300 کدام است؟

(سراسری 85)

5d_b -1

6d_b -2

8d_b -3

10d_b -4

جواب: مطابق متن جزوه برای میلگردهای اصلی با قطر کمتر از 28 میلیمتر این مقدار 6 برابر قطر میلگرد است.

گزینه دو صحیح است.

مثال: حداقل طول مهاری در آرماتورهای تحت کشش چند میلیمتر است؟ (سراسری 85)

جواب: 300 میلیمتر

وصله میلگردها:

در برخی مواقع تامین طول مورد نیاز برای یک میلگرد با توجه به مسایلی نظیر طول زیاد میلگرد و موجود نبودن

میلگرد به آن طول به صورت یک تکه مجبور هستیم که میلگردها را به هم وصله نماییم. وصله میلگردها به یکی از

4 روش زیر امکانپذیر است:

- **وصله پوششی:** که با مجاور هم قرار دادن دو میلگرد در قسمتی از طولشان عملی میشود. طولی که دو

میلگرد باید در مجاور هم قرار داده شوند، «طول پوشش» نامیده میشود. معمولاً در کارگاهها طول وصله

پوششی 40 برابر قطر آرماتور در نظر گرفته میشود. مقداری که آیین نامه در این زمینه توصیه میکند البته

متفاوت است و به عوامل مختلفی بستگی دارد و معمولاً کمتر از 40 برابر قطر آرماتور میشود.

- **وصله جوشی:** که با جوش دادن دو میلگرد به یکدیگر انجام میشود

- **وصله مکانیکی:** که با بکارگیری وسایل مکانیکی خاص حاصل میشود.

- **وصله اتکایی:** که با بر روی هم قرار دادن دو انتهای میلگردهای فشاری حاصل میشود. (برای میلگردهای

کششی این نوع وصله مجاز نیست)

در زمینه وصله لازم است که به موارد زیر هم توجه گردد:

- وصله پوششی فقط برای میلگردهای با قطر کمتر از 36 میلیمتر مجاز است.

- وصله قطعات کششی به صورت پوششی مجاز نیست و تنها باید از وصله جوشی و مکانیکی در این حالت استفاده کرد.

- حداقل طول پوشش در وصله پوششی نباید از 300 میلیمتر کمتر باشد.

مثال: در کدام یک از موارد زیر آیین نامه بتن ایران استفاده از وصله های پوششی را مجاز نمیداند؟ (سراسری 84)

- 1- میلگردهای ساده (بدون آج) - اعضای فشاری
 - 2- میلگردهای کریندار (سخت) - اعضای کششی
 - 3- میلگردهای با قطر بزرگتر از 36 میلیمتر - اعضای کششی
 - 4- میلگردهای با قطر کمتر از 5 میلیمتر - نواحی با خطر زلزله خیزی زیاد
- جواب: گزینه سوم صحیح است.

اصول تحلیل و طراحی :

به طور عمده 4 روش برای طراحی سازه ها به شرح زیر وجود دارد.

1- روش تنش مجاز (Allowable Stress Design) ASD :

در این روش بارهای وارد بر سازه در طراحی همان بارهای واقعی که قرار است در آینده به سازه اعمال شود می باشد اما مقادیر تنش های مجاز نسبت به مقادیر واقعی با اعمال ضرایب اطمینان کوچکتر از یک کمتر اختیار میشود. این روش در مبحث دهم (آئین نامه طراحی سازه های فولادی ایران) و آئین نامه فولاد آمریکا (AISC) مورد استفاده قرار میگیرد .

2 - روش نهایی (Ultimate design) :

در این حالت مقادیر تنش مجاز همان مقادیر واقعی در نظر گرفته می شود اما بارهای وارد بر سازه با اعمال ضرایب اطمینان بزرگتر از یک افزایش می یابد . این روش در آئین نامه بتن آمریکا (ACI) مورد استفاده می باشد.

3- روش حدی یا روش ضرایب بار و مقاومت (LRFD: Load And Resistance Factor Design) :

این روش ترکیب روش اول و دوم می باشد یعنی هم مقادیر تنش مجاز با اعمال ضرایب اطمینان کوچکتر از یک نسبت به تنشهای مجاز واقعی کمتر اختیار می شود و هم بارها نسبت به مقادیر واقعی با اعمال ضرایب بزرگتر از یک نسبت به مقادیر واقعی بیشتر اختیار می شود.

نکته : مقدار کاهش تنش و افزایش بار در مقایسه با حالات اول و دوم کمتر می باشد. از این روش در آئین نامه بتن ایران (آبا) و آئین نامه بتن کانادا (CSA) استفاده می شود .

4 - روش طراحی خمیری یا پلاستیک :

در این روش فرض بر آن است که سازه قادر به ورود به محدوده پلاستیک (محدودۀ بعد از تنش تسلیم تا تنش گسیختگی) نیز می باشد و با اعمال ضرایب اطمینان نسبت به تنش های گسیختگی طراحی انجام می شود ، این روش اقتصادی تر از روش های دیگر است؛ اما محدودیتهای خاص خود را نیز دارا میباشد.

طراحی سازه های بتنی به روش حالات حدی :

همانطور که اشاره شد در این روش مقادیر تنش های مجاز کمتر از حد واقعی و مقادیر بارهای وارد بر سازه بیشتر از حد واقعی در نظر گرفته می شود .

ضرایب ایمنی جزئی مقاومت :

مقادیر مقاومت های واقعی فولاد و بتن با اعمال ضرایب اطمینان زیر در طراحی کاهش می یابد.

$$\left. \begin{array}{l} \text{بتن: } \phi_C = 0.6 \\ \text{فولاد: } \phi_S = 0.85 \end{array} \right\} \text{ضرایب ایمنی جزئی مقاومت فولاد و بتن}$$

ترکیب بارها در طراحی سازه های بتنی :

در این قسمت ترکیبات بارهای مختلف که برای طراحی سازه های بتنی باید مورد استفاده قرار گیرند معرفی میشوند.

مقادیر بارها در این ترکیب بارها با اعمال ضرایب بزرگتر از یک افزایش می یابند در طراحی سازه با توجه به آنکه در عمر سازه که 50 سال در نظر گرفته می شود حالات بارگذاری مختلفی پیش می آید، که باید تمامی ترکیب بارهای زیر در نظر گرفته شده و آن را که باعث بحرانی تر شدن سازه میگردد، معیار طراحی قرار داده شود .

D : بار مرده L : بار زنده E : بار زلزله W : بار باد

H : بار ناشی از فشار جانبی خاک یا مایعات T : بارهای ناشی از تغییردما

$$\left. \begin{array}{l} 1.25D + 1.5 L \quad * \\ D + 1.2L + (1.2E \text{ or } 1/2 W) \quad * \\ 0.85D + (1.2E \text{ or } 1.2W) \quad * \\ 1.25D + 1.5L + 1.5 H \\ 0.85D + 1.5 H \\ D + 1.2L + T \\ 1.25D + 1.5 T \end{array} \right\} \text{هر کدام که بیشتر شد قرار می دهیم}$$

(ترکیب بارهایی که با ستاره مشخص شده اند مهمتر از بقیه هستند).
نکته: در ترکیب بارها لازم نیست که اثر نیروهای باد و زلزله به طور همزمان در نظر گرفته شود.
مثال: ترکیبات بار نهایی در آیین نامه آبا برای بارهای زنده (L) و مرده (D) کدام است؟ (سراسری 84)

- D+1.2L -1
- 1.25D+1.5L -2
- 1.4D+1.5L -3
- 1.4D+1.7L -4

جواب: گزینه دو صحیح است

مثال: ضرایب ایمنی جزیی تقلیل ظرفیت مصالح در آیین نامه بتن ایران، به ترتیب برای بتن و فولاد چقدر است؟ (سراسری 87)

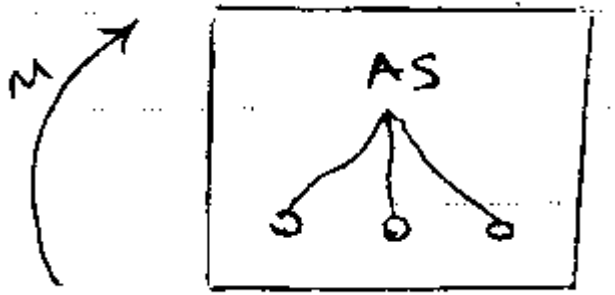
جواب: این دو ضریب برای بتن برابر عدد 0.6 و برای فولاد برابر عدد 0.85 میباشد.

طراحی سازه های بتنی تحت اثر خمش:

در این قسمت به آنالیز و طراحی قطعات بتنی (عمدتاً تیرهای بتنی) تحت اثر لنگر خمشی میپردازیم. در این بخش ابتدا به مقاطع مستطیلی شکل پرداخته میشود و در ادامه به مقاطع T شکل هم پرداخته میشود. بررسی رفتار مقاطع بتنی تحت خمش در سه حالت الاستیک، الاستوپلاستیک و پلاستیک انجام میشود.

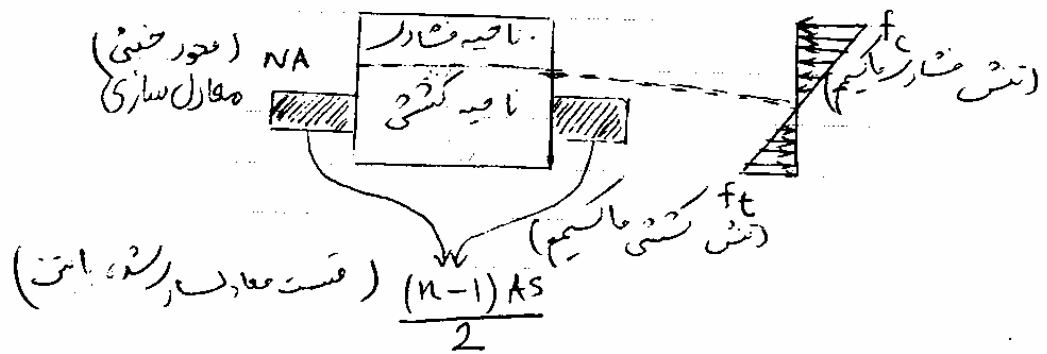
رفتار مقاطع بتنی تحت خمش در حالت الاستیک:

مقطع زیر تحت اثر یک لنگر را فرض می کنیم



این لنگر قسمت پائین مقطع را تحت کشش و قسمت بالای آن را تحت فشار قرار می دهد.

تا زمانی که تنشهای کششی ایجاد شده در مقطع از مقدار تنش نهایی کشش قابل تحمل بتن (f_T) کمتر باشد، در بتن هیچگونه ترک خوردگی به وجود نمی آید. در این حالت رفتار مقطع به صورت خطی و الاستیک می باشد. یعنی آنکه با افزایش بار مقادیر تغییر شکل به طور خطی افزایش می یابد و با برداشتن بار تنشها و تغییر شکلهای به مقادیر اولیه باز می گردد. برای طراحی مقطع در این حالت باید یک مقطع معادل به شکل زیر ایجاد نمود:



با توجه به اینکه مقطع از دو مصالح مختلف است (بتن و فولاد) لازم است یکی از این دو مصالح به عنوان مصالح مبنا انتخاب شده و مصالح دوم به آن تبدیل شود.

در اینجا بتن به عنوان مبنا انتخاب شده و فولاد به صورت یک مقطع مستطیلی بتنی با سطح مقطع $(n-1)$ برابر سطح مقطع اولیه خود جایگزین می شود. n نسبت مدول الاستیسیته فولاد به بتن است که این نسبت معمولاً در محدوده 8 تا 10 متغیر است، پس از این تبدیل برای مقطع جدید مطابق روشهای معرفی شده در مقاومت مصالح محور خنثی گشتاور دوم اینرسی و منحنی توزیع تنش محاسبه می شود. (در اینجا با توجه به اینکه فولاد خود فضایی را اشغال میکند که از حجم بتن کششی برابر میکاهد، به جای n برابر سطح مقطع آرماتور را برای معادلسازی با بتن در $n-1$ ضرب میکنیم)

$$n = \frac{E_s}{E}$$

$$n \approx 8-10$$

در این حالت تنش کششی ماکسیمم در مقطع که در قسمت پایین آن رخ میدهد از تنش کششی قابل تحمل بتن (مدول گسیختگی بتن) کمتر است و همانطور که اشاره شد، ترکی در قسمت کششی بتن ایجاد نمیشود. رفتار بتن در این حالت به صورت الاستیک میباشد.

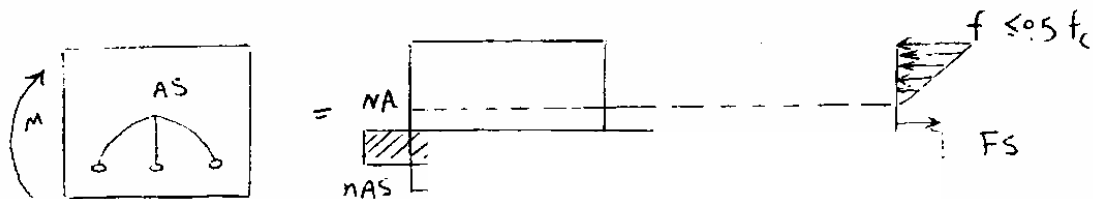
$$f_t \leq f_r$$

$$f_r = 0.6\sqrt{f_c}$$

مدول گسیختگی بتن

آنالیز مقطع خمشی در حالت الاستوپلاستیک:

وقتی که در اثر لنگر وارده بر مقطع تنش کششی ایجاد شده در بتن از مقدار ماکسیمم قابل تحمل آن بیشتر شود، مقطع در قسمت کششی خود دچار ترک میشود. در این حالت دیگر در جهت اطمینان از مقاومت کششی بتن صرف نظر میکنیم. حال اگر مقدار تنش ماکسیمم فشاری ایجاد شده در مقطع از مقدار $0.5f_c$ (نصف مقاومت فشاری بتن) کمتر باشد، رفتار بتن در ناحیه فشاری به صورت خطی خواهد بود و توزیع تنش نیز به تبع آن در ناحیه خطی میباشد. اگر علاوه بر این شرایط مقدار تنش در آرماتورهای کششی مقطع کمتر از تنش تسلیم باشد به این حالت رفتاری بتن در خمش، حالت الاستوپلاستیک گفته میشود. در اینجا جهت معادلسازی فولاد با بتن مقدار کل سطح مقطع آرماتورهای فولادی را در ضریب n ضرب میکنیم. (در اینجا چون از بتن کششی که آرماتورها نیز در آن ناحیه قرار دارند صرف نظر میکنیم به جای ضریب $n-1$ از ضریب استفاده میکنیم). در قسمت کششی بتن در این حالت تنها نیروی ناشی از آرماتورها (F_s) وجود دارد.

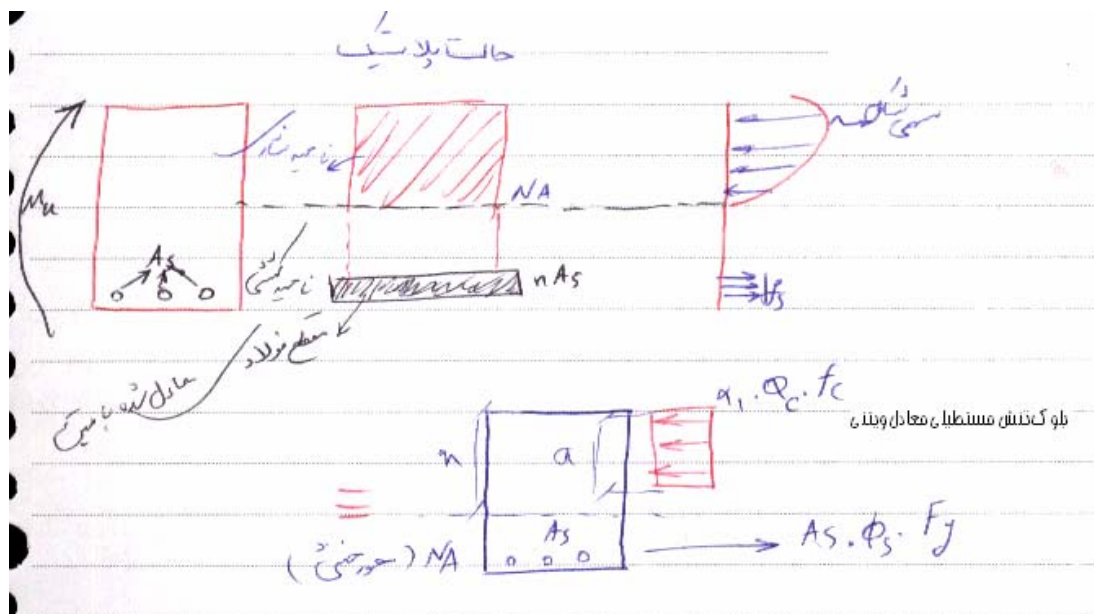


$$f \leq 0.5 f_c \quad \text{تنش فشاری ماکسیمم در بتن}$$

آنالیز مقطع خمشی در حالت پلاستیک:

با اضافه شدن لنگردریک مقطع خمشی، مقطع از حالت های الاستیک و الاستوپلاستیک عبور کرده و آماده گسیختگی می شود در این حالت در قسمت کششی بتن تنش وجود ندارد و در قسمت فشاری نیز منحنی توزیع تنش دیگر حالت خطی نخواهد داشت و به صورت یک منحنی سهمی شکل در

می آید به این حالت ، حالت پلاستیک می گویند . شکل زیر نشاندهنده مقطع معادل و همچنین توزیع تنش در این حالت است . همانطور که گفته شد از قسمت زیر محور خشی که تحت کشش است صرف نظر میگردد و در این قسمت تنها میلگردها را در نظر میگیریم . در این حالت جهت آنالیز مقطع فقط جهت راحتی محاسبات قسمت سهمی شکل که نشاندهنده توزیع تنش فشاری در مقطع بتنی است با یک تنش معادل مستطیلی تحت نام بلوک تنش مستطیلی معادل ویتنی جایگزین میشود (قسمت پایین شکل).



عمق بلوک تنش مستطیلی معادل ویتنی از فاصله تار خشی تا بالاترین قسمت فشاری مقطع (X) مقداری کمتر است و با a نمایش داده میشود . این عمق از رابطه زیر قابل محاسبه است:

$$a = \beta_1 \cdot x$$

در رابطه بالا β_1 یک ضریب کوچکتر از یک میباشد که از رابطه زیر مطابق با ضوابط مبحث نهم قابل محاسبه است:

$$\beta_1 = 0.97 - 0.0015 f_c \geq 0.67$$

مقدار تنش در بلوک تنش مستطیلی معادل نیز برابر $\alpha_1 \cdot \phi_c \cdot f_c$ میباشد که در آن ϕ_c ضریب جزئی ایمنی بتن و برابر 0.6 و α_1 ضریبی کوچکتر از یک است که طبق رابطه زیر بر حسب ضوابط مبحث نهم محاسبه میگردد:

$$\alpha_1 = 0.85 - 0.0025 f_c \geq 0.67$$

مطابق ضوابط آیین نامه آباضریب α_1 همیشه برابر 0.85 میباشد و وقتی که مقدار مقاومت فشاری بتن کمتر از 30 مگاپاسکال است، مقدار ضریب β_1 نیز برابر 0.85 فرض میگردد. (در این درس در اکثریت موارد این دو ضریب با فرض آبا همان عدد 0.85 در نظر گرفته میشوند.)

با نوشتن رابطه تعادل در راستای افقی و با فرض اینکه تنش در آرماتورهای کششی مقطع به حد تسلیم فولاد رسیده اند (بعدها در این مورد و شرایطی که تحت آن فولاد تحت خمش به جاری شدن میرسد بحث خواهد شد) مقدار عمق بلوک تنش مستطیلی بر حسب رابطه زیر به شرح زیر به دست خواهد آمد:

$$\Sigma F_x = 0 \Rightarrow A_s \cdot \phi_s \cdot F_y - \alpha_1 \cdot \phi_c \cdot f_c \cdot b \cdot a = 0$$

$$\Rightarrow a = \frac{A_s \cdot \phi_s \cdot F_y}{\alpha_1 \cdot \phi_c \cdot f_c \cdot b}$$

با نوشتن معادله تعادل لنگرها (به طور مثال حول محور افقی گذرنده از محل آرماتورهای کششی مقطع) به رابطه زیر جهت محاسبه حداکثر لنگر مقاوم مقطع (Mr) خواهیم رسید:

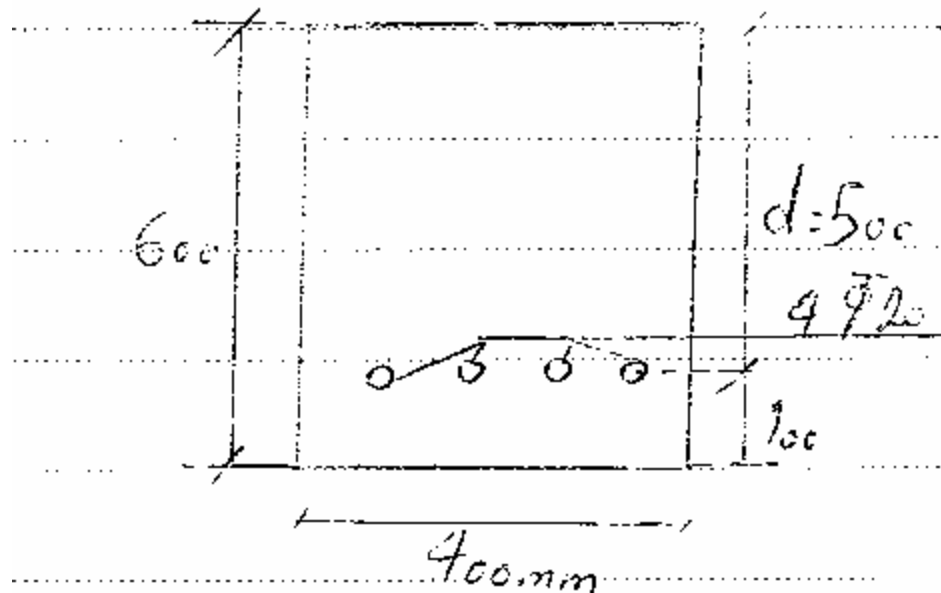
$$M_r = A_s \cdot \phi_s \cdot F_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

در رابطه بالا d نشاندهنده عمق موثر مقطع است که از محل آکس آرماتورها تا دورترین قسمت فشاری مقطع در نظر گرفته میشود. (عمق موثر مقطع تقریباً به اندازه پوشش بتن روی آرماتورها کمتر از کل ارتفاع مقطع است)

لنگر مقاوم به دست آمده به روش بالا باید کمتر از لنگر نهایی وارد بر مقطع باشد:

$$M_U \leq M_r$$

مثال: برای مقطع مستطیلی نشان داده شده در شکل زیر مطلوبست محاسبه عمق بلوک تنش مستطیلی و لنگر مقاوم مقطع. مقطع به عرض 400 و ارتفاع 600 میلیمتر و ارتفاع موثر 500 میلیمتر، شامل 4 آرماتور به قطر 20 میلیمتر میباشد. مقاومت تسلیم آرماتورها 300 مگاپاسکال و مقاومت فشاری بتن 25 مگاپاسکال است. ضریب α_1 برابر 0.85 فرض گردد.



جواب:

$$A_s = 4\pi * \frac{20^2}{4} = 1256 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_s \cdot \phi_s \cdot F_y}{\alpha_1 \cdot \phi_c \cdot f_c \cdot b} = \frac{1256 * 0.85 * 300}{0.85 * 0.6 * 25 * 400} = 62.8 \text{ mm}$$

$$M_r = A_s \cdot \phi_s \cdot F_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 1256 * 0.85 * 300 * \left(500 - \frac{62.8}{2} \right) = 150083208 \text{ N} \cdot \text{mm} = 150.08 \text{ KN} \cdot \text{M}$$

برای تبدیل واحد از N-mm به KN-M باید عدد را بر 10⁶ تقسیم نمود.

حداقل و حداکثر آرماتور در مقاطع بتنی تحت خمش

یکی از مسایل پراهمیت درمقاطع بتنی تحت خمش، مساله حداقل و حداکثر آرماتور میباشد. اهمیت حداقل و حداکثر آرماتور به چه خاطر است؟ همان طور که قبلاً اشاره شد بتن دارای رفتار ترد میباشد. بر این اساس هر گاه که بار وارد بر قطعه بتنی بیش از حد قابل تحمل آن شود، قطعه بدون آنکه نشانه ای در آن ظاهر شود، به یکباره دچار شکست میشود. گسیختگی یکباره مسایل متعددی را پیش می آورد که مهمترین آن را میتوان بالا رفتن میزان تلفات جانی در اثر فروپاشی به یکباره و بدون خبر قبلی سازه دانست. این در حالی است که در مقاطع با مصالح شکلپذیر نظیر فولاد، اگر بار بخواهد به مقدار بیش از حد تحمل قطعه برسد، ابتدا با ورود به محدوده پلاستیک (در منحنی تنش - کرنش) تغییر شکل قطعه به میزان قابل توجه و قابل رویتی اضافه میشود و در این مرحله خطر توسط ساکنان حس میشود و تا رسیدن به مرحله گسیختگی حتی میتوان با ایجاد تدابیر خاص از فروریزی سازه جلوگیری کرد و سازه را حتی در برخی موارد آماده بهره برداری دوباره کرد. حال با توجه به این مساله در بتن چگونه میتوان رفتار سازه های بتنی را هم به رفتار سازه های فولادی سوق داد و از شکست ترد آنها جلوگیری کرد؟ با کنترل میزان آرماتور در مقاطع بتنی این امر امکانپذیر است. با توجه به رفتار شکلپذیر آرماتورها باید کاری کنیم که در هنگامی که قطعه به بار نهایی قابل تحمل خود میرسد به جای بتن این آرماتورها باشند که به تنش نهایی خود برسند و بتن هنوز توانایی تحمل تنشهای اضافه را داشته باشد. برای رسیدن به این مساله لازم است که مقدار آرماتورها در مقاطع بتنی تحت خمش از یک حداقل کمتر و از یک حداکثر بیشتر نباشد.

حداقل آرماتور در مقاطع بتنی

فلسفه الزام رعایت حداقل آرماتور در مقاطع بتنی برای این منظور است که لنگر قابل تحمل توسط مقطع حداقل برابر لنگری باشد که باعث ایجاد ترکهای کششی در قطعه بتنی میگردد. اگر آرماتور به کار رفته در قطعه کمتر از این حد باشد، در اثر اعمال لنگر خمشی پس از آنکه آرماتورهای کششی به

تنش تسلیم خود میرسند، قطعه چون هنوز در قسمت کششی خود دچار ترکهای کششی نشده است و تنشهای کششی در بتن هنوز کمتر از حد مجاز است میتواند که باز لنگرهای اضافی را تحمل کند. با اضافه شدن لنگر خمشی و وقوع اولین ترک در قسمت کششی بتن، قطعه به یکباره دچار شکست ترد خواهد شد که این مساله مطلوب نخواهد بود. برای جلوگیری از این مساله مبحث نهم الزام کرده است که در قطعات خمشی مقدار نسبت آرماتورهای کششی به سطح مقطع موثر قطعه (که مطابق رابطه زیر محاسبه میشود) از مقادیر زیر کمتر نباشد:

$$\rho = \frac{A_s}{b.d}$$

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

$$\rho \geq \rho_{\min}$$

در مورد محاسبه نسبت آرماتور باید دقت کرد که سطح مقطع آرماتورهای کششی باید بر سطح مقطع موثر مقطع (حاصل ضرب ارتفاع موثر مقطع در عرض مقطع) تقسیم گردد و نه تمام سطح مقطع بتن.

حداکثر آرماتور در قطعات بتنی تحت خمش

در مورد حداکثر آرماتور هم این مقدار به گونه ای باید تعیین گردد که در صورت رسیدن لنگر وارد بر مقطع به حداکثر لنگر مقاوم مقطع بتن زودتر از فولاد در قسمت فشاری خود به تنش نهایی خود نرسد. برای رسیدن به این مقدار ابتدا حالتی را فرض میکنیم که آنقدر آرماتور در قطعه بتنی قرار داده شده است که در لحظه رسیدن لنگر به لنگر مقاوم، آرماتورهای کششی به تنش تسلیم و تنش ماکسیمم فشاری در بتن به مقاومت فشاری بتن برسد. مقطعی که دارای چنین وضعیتی باشد مقطع متعادل نامیده میشود. مقدار نسبت آرماتور در این رابطه زیر محاسبه میشود:

$$\rho_b = \frac{A_{sb}}{b.d} = \frac{\alpha_1 \cdot \beta_1 \cdot \phi_c \cdot f_c}{\phi_s \cdot f_y} * \frac{700}{700 + f_y}$$

مقدار نسبت آرماتور کششی در مقاطع تحت خمش نباید از مقدار متناظر با مقطع متعادل معرفی شده در رابطه بالا بیشتر گردد:

$$\rho \leq \rho_{\max} = \rho_b$$

ضمن اینکه این مقدار نمیتواند از عدد 0.025 هم بیشتر گردد:

$$\rho \leq 0.025$$

مثال: در مثال قبلی مطلوبست محاسبه حداقل و حداکثر آرماتور مجاز و مقایسه میزان موجود با این

مقادیر

جواب:

$$\rho = \frac{A_s}{b.d} = \frac{1256}{400 * 500} = 0.00628$$

$$\rho_{\min} = \text{Max}\left(\frac{1.4}{f_y}, \frac{0.25\sqrt{f_c}}{f_y}\right) = \text{Max}\left(\frac{1.4}{300}, \frac{0.25\sqrt{25}}{300}\right) = \text{Max}(0.0047, 0.0042) = 0.0047$$

$$\rho = 0.00628 \geq \rho_{\min} = 0.0047$$

مقدار آرماتور از حداقل مورد نیاز بیشتر و قابل قبول است.

حال مقدار حداکثر آرماتور مجاز متناظر با مقطع متعادل را محاسبه و با مقدار موجود مقایسه میکنیم:

$$\rho_b = \frac{A_{sb}}{b.d} = \frac{\alpha_1 \cdot \beta_1 \cdot \phi_c \cdot f_c}{\phi_s \cdot f_y} * \frac{700}{700 + f_y} = \frac{0.85 * 0.85 * 0.6 * 25}{0.85 * 300} * \frac{700}{700 + 300} = 0.02975$$

مقدار به دست آمده بیشتر از مقدار موجود و قابل قبول است:

$$\rho = 0.00628 \leq \rho_{\max} = 0.02975$$

غیر از آن مقدار نسبی آرماتور باید از 0.025 هم کمتر باشد که این محدودیت نیز رعایت شده است:

$$0.00628 \leq 0.025$$

مثال: کدام حالت نشاندهنده رفتار الاستوپلاستیک است؟ (سراسری 81)

1- مقطع ترک نخورده، تنش فشاری کوچکتر از f_c و تسلیم نشدن فولادها

2- مقطع ترک نخورده، تنش فشاری کوچکتر از نصف f_c و تسلیم نشدن فولادها

3- مقطع ترک خورده، تنش فشاری کوچکتر از نصف f_c و تسلیم نشدن فولادها

4- مقطع ترک نخورده، تنش فشاری کوچکتر از f_c و تسلیم شدن فولادها

جواب: در حالت الاستوپلاستیک بتن در قسمت کششی خود دچار ترک میشود و در قسمت

فشاری خود تنش کمتر از $0.5f_c$ بوده و دارای توزیع خطی تنش میباشد؛ ضمن آنکه آرماتورهای

کششی هم دچار تسلیم نشده اند. پس گزینه 3 صحیح میباشد.

مثال: درصد حداقل فولاد برای تیرهای بتنی که دارای فولاد با حد جاری شدن

$F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ (420 مگاپاسکال) میباشد، چقدر است؟ (سراسری 81)

0.0011 -1

0.0022 -2

0.0033 -3

0.0044 -4

جواب: البته در اینجا برای محاسبه دقیق مقدار حداقل لازم بود که مقاومت فشاری بتن نیز داده

میشود، تا میتوانستیم از رابطه زیر مقدار آرماتور حداقل را محاسبه کنیم:

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

به همین علت مقدار حداقل را در اینجا تنها بر اساس رابطه اول داخل پرانتز محاسبه میکنیم و از

رابطه دوم صرفنظر میکنیم. (البته همانطور که گفته شد، این مساله خطایی است که در صورت

سوال رخ داده است.)

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{420} = 0.0033$$

پس گزینه 3 میتواند صحیح باشد.

مثال: درصد فولاد حداقل بر اسا آبا (آیین نامه بتن ایران) کدام است؟ (سراسری 83)

$$-1 \quad \frac{24}{f_y}$$

$$-2 \quad \frac{2.4}{f_y}$$

$$-3 \quad \frac{14}{f_y}$$

$$-4 \quad \frac{1.4}{f_y}$$

جواب: البته در اینجا هم همان خطای مثال قبلی دیده میشود و مقدار حداقل آرماتور به صورت ناقص و

فقط بر اساس رابطه اول داخل پرانتز ارایه شده است. گزینه 4 صحیح است.

مثال: در کدام مورد میتوان رفتار بتن را الاستیک فرض نمود؟ (سراسری 83)

1- در صورتی که تنش بتن از $0.5f_c$ و تنش فولاد از F_y بیشتر نشود

2- در صورتی که تنش بتن از f_c و تنش فولاد از F_y بیشتر نشود

3- در صورتی که تنش بتن از $0.33f_c$ و تنش فولاد از $0.33F_y$ بیشتر نشود

4- برای هیچ مقداری از تنش نمیتوان رفتار بتن را الاستیک فرض نمود.

جواب: شرط رفتار الاستیک کمتر بودن تنش فشاری ماکسیمم از نصف مقاومت فشاری بتن، کمتر

بودن تنش کششی ماکسیمم بتن از تنش ترک خوردگی کششی بتن و کمتر بودن تنش در

میلگردها از تنش تسلیم آنهاست. در هیچکدام از گزینه ها تمام شرایط به طور کامل بیان نشده

است؛ ولی از بین گزینه ها ، گزینه اول به جواب صحیح نزدیکتر است و احتمالاً این گزینه منظور طراح سوال بوده است.

مثال: اگر درصد فولاد تیرها از مقدار حداقل مجاز کمتر باشد، شکست تیر از کدام نوع خواهد بود؟ (سراسری 83)

1- سطحی

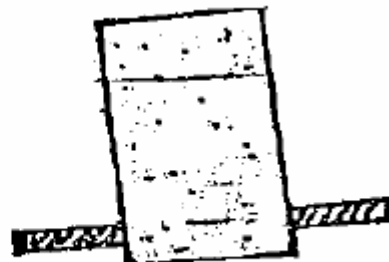
2- عمقی

3- ترد

4- نرم

جواب: همانطور که قبلاً اشاره شد، در صورت عدم رعایت حداقل و حداکثر مجاز آرماتور در تیرها، شکست آنها از نوع ترد خواهد بود. در صورت رعایت این مساله شکست تیر از نوع نرم خواهد بود. گزینه سوم صحیح است.

مثال: برای آنالیز تیری در حالت الاستیک و ترک نخورده ، مساحت قسمت هاشور خورده در شکل زیر کدام است؟ (سراسری 84)



1- $n.A_s$

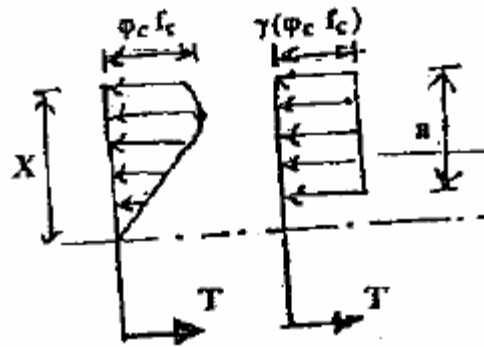
2- $3n.A_s$

3- $(n-1)A_s$

4- $3(n-1)A_s$

جواب: در حالت ترک نخورده برای معادلسازی میلگردها با توجه به اینکه خود میلگردها بخشی از فضا را که اختصاص به بتن دارند را اشغال میکنند و از حجم بتن کاسته میشود، باید مجموع سطح مقطع میلگردها را در ضریب $n-1$ ضرب نمود. برای حالت ترک خورده با توجه به اینکه کلاً از بتن ترک خورده صرفنظر میکنیم، به جای ضریب $n-1$ از ضریب n استفاده میکنیم. گزینه 3 صحیح است.

مثال: برای معادلسازی نمودار واقعی تنش با یک بلوک تنش مستطیلی، ضریب γ کدام است؟ (سراسری 84)



0.9 -1

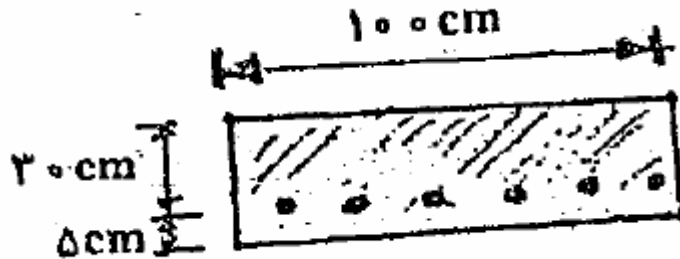
0.85 -2

0.75 -3

0.65 -4

جواب: در معادلسازی تنش با بلوک تنش مستطیلی همانطور که قبلاً اشاره شد مقدار تنش برابر $\alpha_1 \phi_c f_c$ میباشد، که مقدار ضریب α_1 (که در اینجا با γ نمایش داده شده است) خود با رابطه خاصی به دست می آید که قبلاً به آن اشاره شد؛ اما همانطور که قبلاً نیز گفته شد، این ضریب معمولاً برابر عدد 0.85 در نظر گرفته میشود. بر این اساس گزینه 2 صحیح است.

مثال: مساحت فولاد حداقل، برای عضو خمشی نشان داده شده در شکل زیر چند میلیمتر مربع است؟
تنش تسلیم آرماتور 300 مگاپاسکال است. (سراسری 84)



- 1- 1633
- 2- 1467
- 3- 1400
- 4- 1200

جواب: البته در اینجا هم مثل چند مثال قبلی (در زمینه فولاد حداقل تیرها) چون باز هم مقدار f_c داده نشده است، برای محاسبه آرماتور حداقل به رابطه اول داخل پرانتز بسنده میکنیم.

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{300} = 0.0047$$

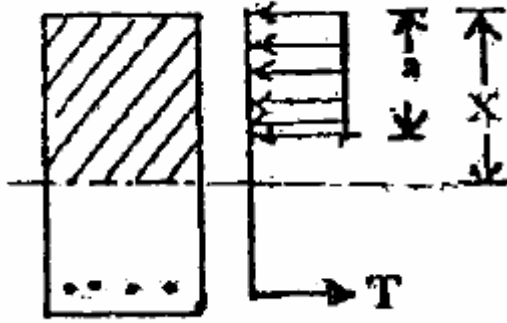
مقدار آرماتور حداقل هم از ضرب مقدار به دست آمده در بالا در سطح مقطع موثر مقطع (و نه تمام سطح مقطع) به دست خواهد آمد:

$$A_{S \min} = \rho_{\min} \cdot b \cdot d = 0.0047 * 1000 \text{ mm} * 300 \text{ mm} = 1410 \text{ mm}^2$$

مقدار به دست آمده به گزینه سوم نزدیکتر است. گزینه 3 صحیح است.

در اینجا باید به مساله تبدیل واحد هم دقت نمایم و ابعاد را به میلیمتر تبدیل کنیم.

مثال: در بتنهای با مقاومت کمتر از 30 N/mm^2 مقدار نسبت a/x کدام است؟ (سراسری 85)



0.65 -1

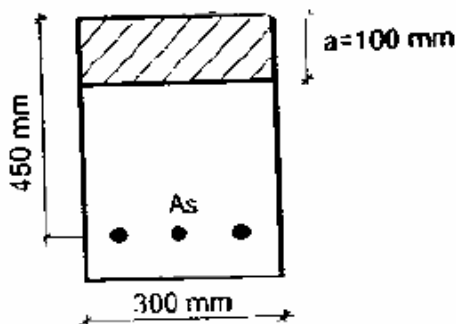
0.75 -2

0.85 -3

00.9 -4

جواب: نسبت a/x در واقع نشاندهنده همان ضریب β_1 می باشد. همانطور که اشاره شد، این ضریب مطابق آیین نامه آبا برای بتنهای با مقاومت فشاری کمتر از 30 مگاپاسکال برابر 0.85 است. گزینه سوم صحیح است.

مثال: در تیر بتن آرمه نشان داده شده در شکل زیر ارتفاع بلوک تنش مستطیلی معادل $a=100\text{mm}$ می باشد. لنگر مقاوم مقطع تیر چند کیلونیوتن متر است؟ سطح مقطع آرماتورها 1200 میلیمتر مربع، تنش تسلیم میلگردها 300 مگاپاسکال و مقاومت فشاری بتن 20 مگاپاسکال است. (سراسری 86)



$$f_y = \gamma \cdot \frac{N}{\text{mm}^2} \quad , \quad A_s = 1200 \cdot \text{mm}^2$$

$$f_c = \gamma \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

68.84 -1

107.1 -2

122.4 -3

306.25 -4

جواب:

$$M_r = A_s \cdot \phi_s \cdot f_y \cdot (d - \frac{a}{2}) = 1200 * 0.85 * 300 * (450 - \frac{100}{2}) = 122400000 N - MM = 122.4 KN - M$$

گزینه سوم صحیح است.

مثال: حالت بالانس یا متعادل در تیرهای بتن آرمه در حالتی اتفاق می افتد که: (سراسری 86)

1- کرنش بتن در منطقه کششی برابر 0.003 و کرنش میلگردهای فشاری برابر ϵ_y باشد.2- کرنش بتن در منطقه کششی برابر 0.003 و کرنش میلگردهای کششی برابر ϵ_y باشد.3- کرنش بتن در منطقه کششی برابر ϵ_y و کرنش میلگردهای فشاری نیز برابر ϵ_y باشد.4- کرنش بتن در منطقه فشاری برابر 0.003 و کرنش میلگردهای فشاری نیز برابر ϵ_y باشد.

جواب: حالت بالانس وقتی رخ میدهد که به طور همزمان فولاد کششی و بتن در ناحیه فشاری به

تنش ماکسیمم مجاز خود میرسند. یا به بیان دیگر فولاد کششی به کرنش معادل تسلیم خودگسیختگی بتن بر حسب آیین نامه های آبا و مبحث نهم متفاوت و یکی از دو عدد 0.003 و $(\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s})$ و بتن در ناحیه فشاری به کرنش معادل گسیختگی خود برسد. کرنش معادلگسیختگی بتن بر حسب آیین نامه های آبا و مبحث نهم متفاوت و یکی از دو عدد 0.003 و0.0035 میباشد که در اینجا در گزینه ها به عدد 0.003 اشاره شده است. با توجه به موارد گفته

شده در اینجا تنها گزینه 2 است که میتواند صحیح باشد.

مثال: ارتفاع بلوک تنش مستطیلی معادل (a)، از کدام رابطه زیر محاسبه میشود؟ (سراسری 84)

$$a = \frac{b(\phi_c f_c)}{0.85 A_s(\phi_s F_y)} \quad (۲)$$

$$a = \frac{0.85 A_s(\phi_s F_y)}{b(\phi_c f_c)} \quad (۳)$$

$$a = \frac{0.85 b(\phi_c f_c)}{A_s(\phi_s F_y)} \quad (۴)$$

$$a = \frac{A_s(\phi_s F_y)}{0.85 b(\phi_c f_c)} \quad (۱)$$

جواب: با فرض اینکه ضریب α_1 برابر 0.85 باشد، گزینه 1 صحیح است.

روشهای تقویت مقطع وقتی مقاومت خمشی مورد نیاز تامین نشده است.

اگر مقاومت خمشی مورد نیاز مقطع با استفاده از حداکثر آرماتور مجاز تامین نگردد می توان به روش

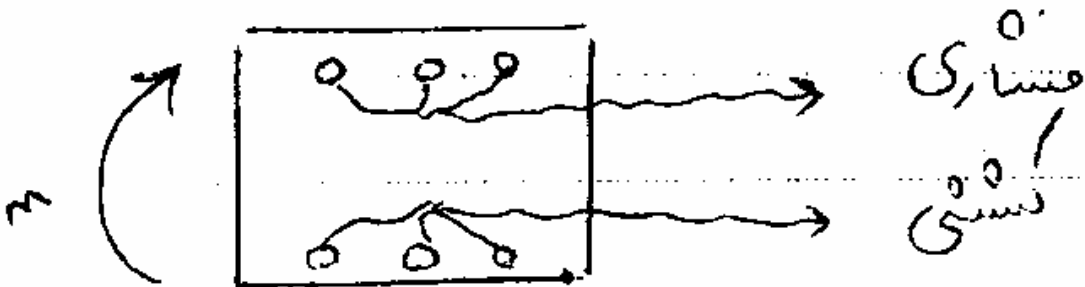
های زیر مقطع را تقویت نمود:

1- ابعاد مقطع را بزرگتر کرد.

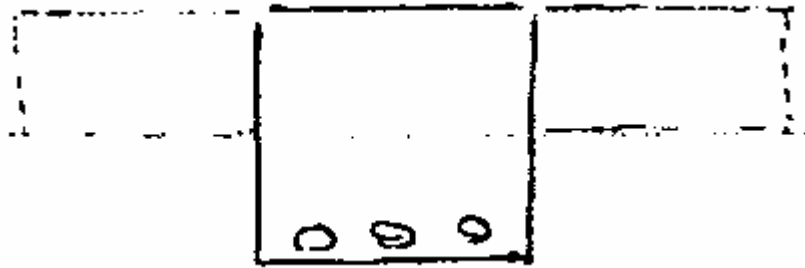
2- از بتن و فولاد با مقاومت بالاتر استفاده نمود.

3- در وجه فشاری مقطع (علاوه بر وجه کششی) آرماتور فشاری قرار داد. در این حالت می توان

متناسب با مقدار آرماتور فشاری اضافه شده آرماتور کششی را نیز نسبت به حداکثر مجاز اضافه کرد.



4- تبدیل مقطع به یک مقطع T شکل در این حالت عرض مقطع در وجه فشاری آن را اضافه می کنیم.



مقاطع T شکل تحت اثر خمش :

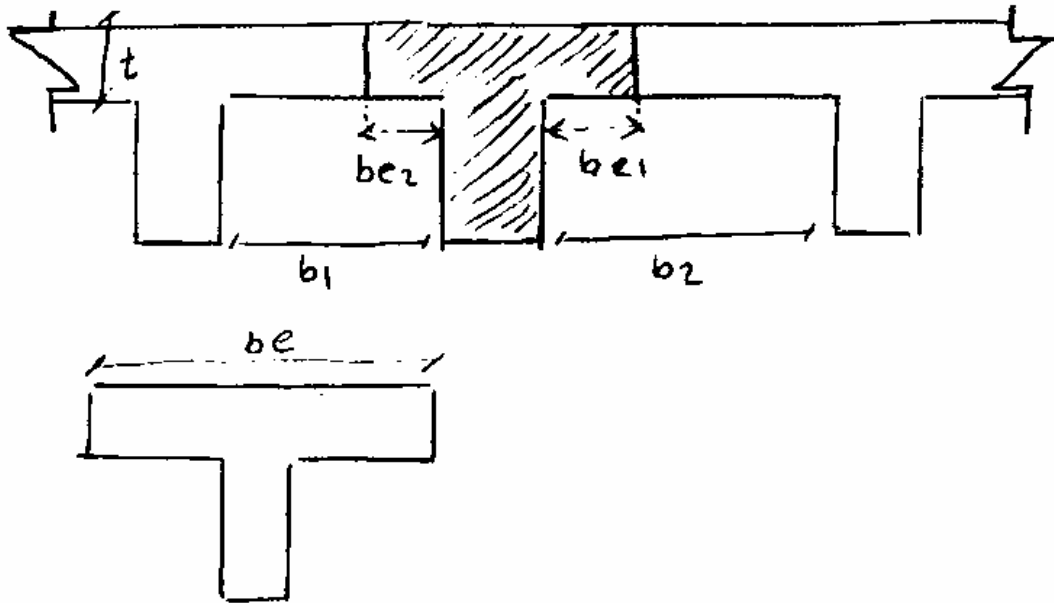
در اکثریت مواقع دال سقف و تیرهای بتنی به طور همزمان بتن ریزی می شوند و در نتیجه تیر و دال به صورت یکپارچه عمل میکنند در این حالت می توان بخشی از عرض دال را به عنوان بال مقطع تیر در نظر گرفت و مقطع به صورت T شکل در می آید. این عرض از دال مطابق ضوابط زیر تعیین میگردد:

1 - عرضی از دال که به عنوان بال تیر عمل می کند نباید بیشتر از $\frac{1}{4}$ طول دهانه آزاد تیر برای تیرهای یکسره و بیشتر از $\frac{2}{5}$ طول دهانه آزاد تیر برای تیرهای با دهانه ساده اختیار شود.

تیرهای سراسری: $b_e \leq L/4$

تیرهای با دهانه ساده: $b_e \leq 2L/5$

طول دهانه آزاد تیر: L



2- عرض مؤثر بار تیر میانی در هر طرف جان تیر نیز نباید بیشتر از دو مقدار زیر اختیار گردد.

الف: 8 برابر ضخامت دال.

ب: نصف فاصله آزاد جان تا جان تیرهای مجاور.

$$be_1, be_2 \leq 8t$$

$$be_1 \leq b_1 / 2$$

$$be_2 \leq b_2 / 2$$

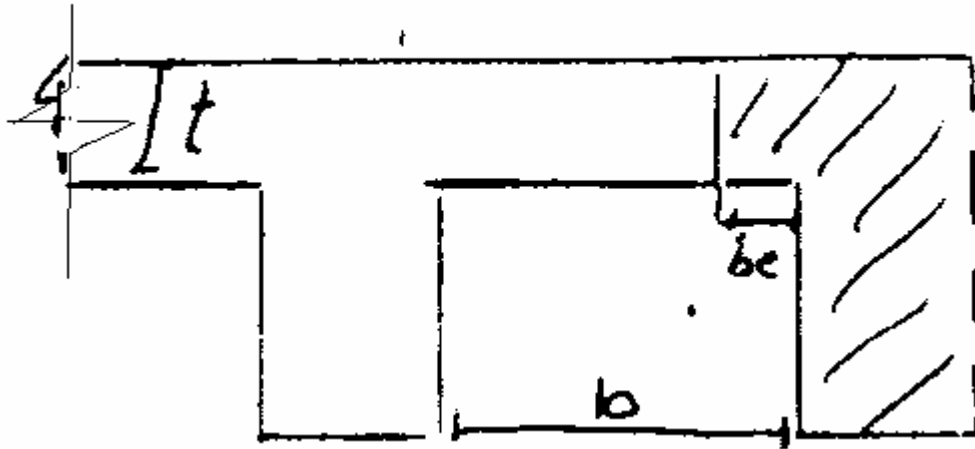
3- عرض مؤثر بال تیر کناری در تیرهایی که دال فقط در یک طرف جان آنها قرار دارد نباید

3 مقدار زیر اختیار شود:

الف: $\frac{1}{12}$ طول دهانه آزاد تیر

ب: 6 برابر ضخامت دال

ج: نصف فاصله آزاد جان تا جان تیر مجاور.



$$b_e \leq L/12$$

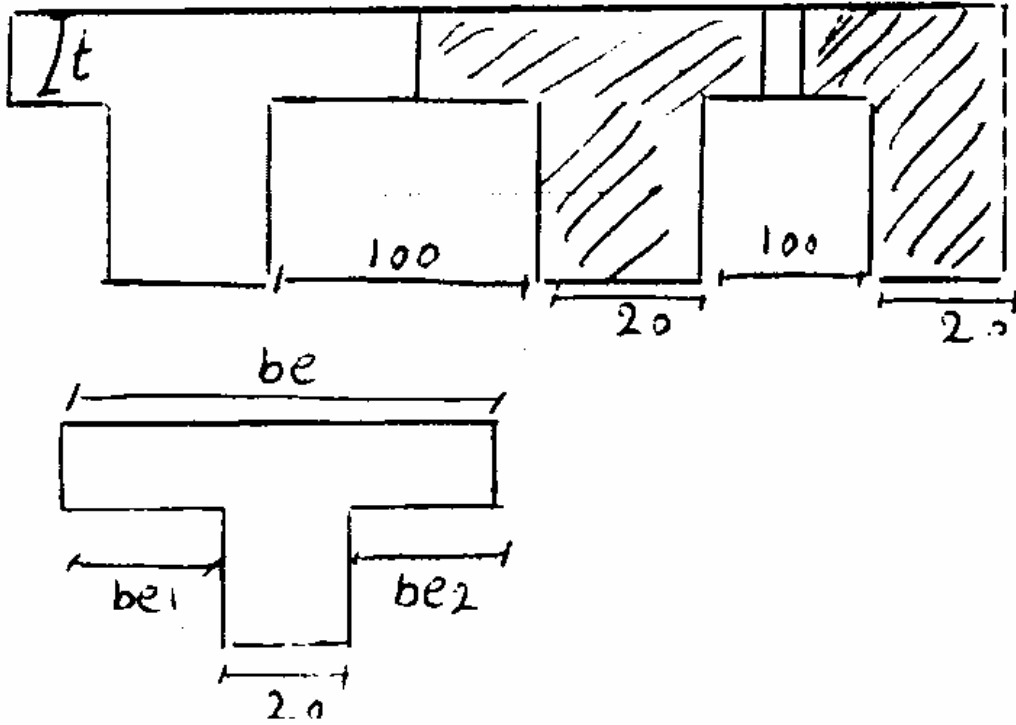
$$b_e \leq 6t$$

$$b_e \leq b/2 \quad \frac{b}{2}$$

مقداری که به روش بالا به عنوان عرض مؤثر بال به دست می آید به عرض جان مقطع اضافه شده و تشکیل بال مقطع تیر معادل را میدهد.

مثال: در شکل زیر مطلوب است تعیین عرض مؤثر بال مقطع T شکل برای تیر میانی و همچنین تیر

کناری نشان داده شده؟ (تیرها دارای دهانه ی ساده می باشند) طول دهانه آزاد تیر 4.4m می باشد.



ابتدا به بررسی تیر با دهانه میانی میپردازیم:

$$\frac{2L}{5} be \leq 2L/5 \text{ (تیر با دهانه آزاد)}$$

$$be \leq 2/5 \times 440 = 176 \text{ cm}$$

$$be_1, be_2 \leq 8t = 8 \times 5 = 40$$

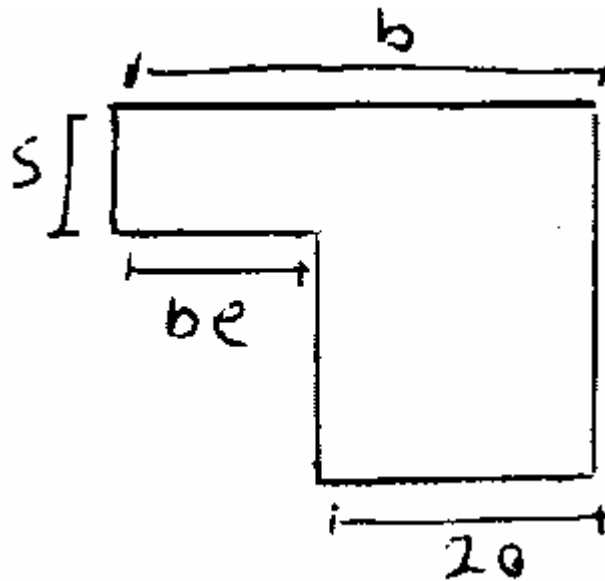
$$be_1, be_2 \leq 1/2 \times 100 = 50 \text{ cm}$$

$$be_1 = be_2 = \min(40, 50) = 40 \text{ cm}$$

$$be = 40 + 20 + 40 = 100 \text{ cm} \leq 176$$

$$100 \text{ cm} = \text{عرض مؤثر} = be$$

تیر کناری:



$$be \leq L/12 = 440/12 = 37 \text{ cm}$$

$$be \leq 6t = 6 \times 5 = 30$$

$$be \leq b/2 = 100/2 = 50$$

$$be = \min(37, 30, 50) = 30$$

$$b = 30 + 20 = 50 \leq 2L/5 = 176 \text{ cm}$$

$$\text{عرض مؤثر} = b = 50 \text{ cm}$$

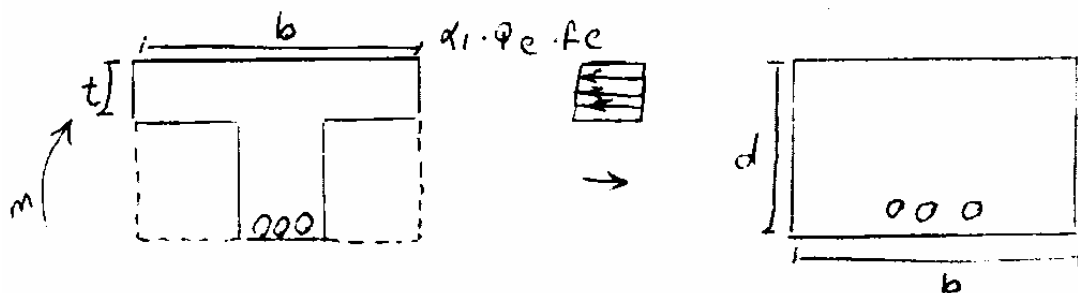
محاسبه لنگر مقاوم مقطع T شکل :

برای محاسبه لنگر مقاوم به شرح زیر عمل می کنیم :

ابتدا فرض می کنیم که عمق بلوک تنش مستطیلی در مقطع T شکل از ضخامت بال مقطع T شکل

کمتر باشد در نتیجه می توان مقطع را تبدیل به یک مقطع مستطیلی با عرض معادل عرض بال مقطع در

نظر گرفت و مطابق روابط معرفی شده برای مقطع مستطیلی لنگر مقاوم آن را محاسبه می کنیم.



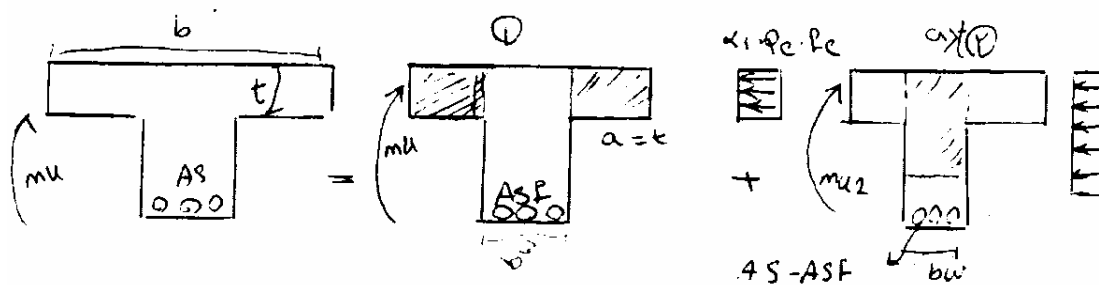
$$a = \frac{A_s \cdot \phi_s \cdot f_y}{\alpha_1 \cdot \phi_c \cdot f_c \cdot b}$$

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

2- (حالت دوم) : اگر مقدار بدست آمده برای عمق بلوک تنش مستطیلی (a) از مرحله قبل

بیشتر از ضخامت بال (t) باشد، فرض عملکرد مستطیلی برای مقطع غلط می باشد و باید به شرح زیر و

مطابق شکل مقطع را به دو مقطع تقسیم کرده و لنگر مقاوم مقطع را محاسبه کنیم:



اگر $a > t$

$$M_u = M_{u1} + M_{u2}$$

در این حالت مقطع به دو قسمت تقسیم می شود. در حالت اول فرض می شود که تنها قسمت های

بیرون زده بال تحت تنش فشاری می باشد. آرماتوری که معادل این حالت است بخشی از کل

آرماتورها و برابر A_{sf} در نظر گرفته می شود، عمق بلوک تنش مستطیلی برابر ضخامت بال در نظر

گرفته می شود و با معلوم بودن عمق بلوک، مقدار A_{sf} و به دنبال آن M_{u1} محاسبه می کنیم.

$$a = \frac{A_{sf} \cdot \phi_s \cdot f_y}{\alpha_1 \cdot \phi_c \cdot f_c \times (b - b_w)}$$

$$a = t \Rightarrow A_{sf} = \frac{t \cdot \alpha_1 \cdot \phi_c \cdot f_c \cdot (b - b_w)}{\phi_s \cdot f_y}$$

$$M_{u1} = A_{sf} \cdot \phi_s \cdot f_y \times \left(d - \frac{t}{2}\right)$$

در حالت دوم فرض می شود که تنها تکه ای از جان مقطع تحت فشار است و مقطع را همانند یک مقطع مستطیلی به عرض جان مقطع مورد بررسی قرار می دهیم و لنگر مقاوم آن را محاسبه می کنیم. در این حالت مابقی آرماتور کل مقطع که در قسمت اول مورد استفاده قرار نگرفته است، قرار داده میشود.

$$a = \frac{(A_s - A_{sf}) \cdot \phi_s \cdot f_y}{\alpha_1 \cdot \phi_c \cdot f_c \cdot b_w}$$

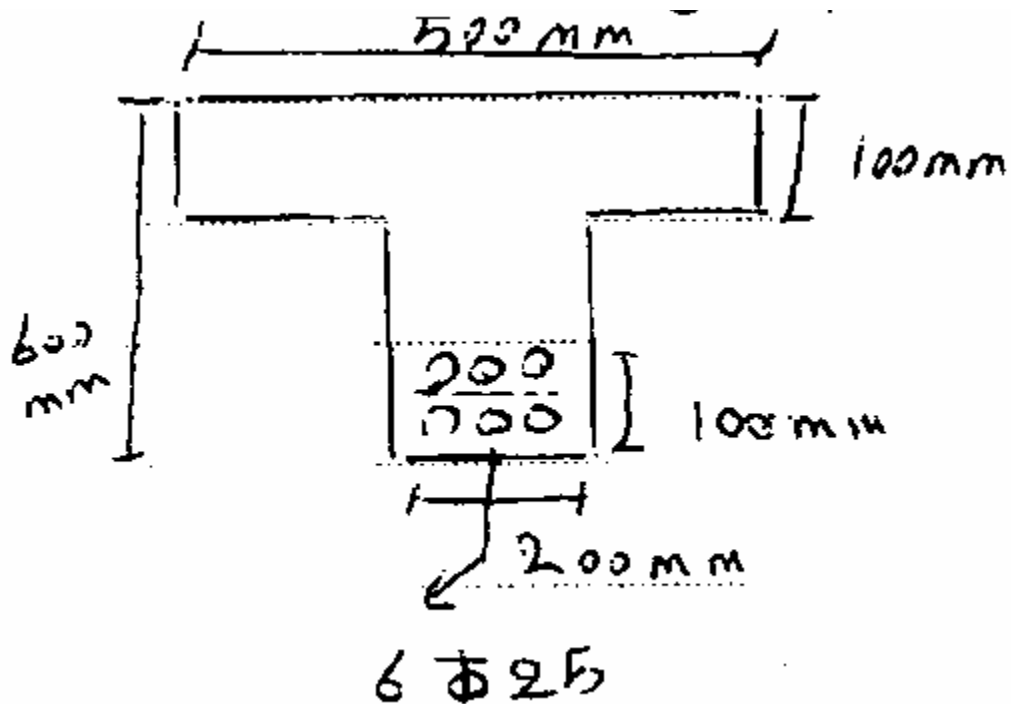
$$M_{u2} = (A_s - A_{sf}) \cdot \phi_s \cdot f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

مثال: برای تیر با مقطع نشان داده شده مطلوب است محاسبه لنگر مقاوم مقطع؟

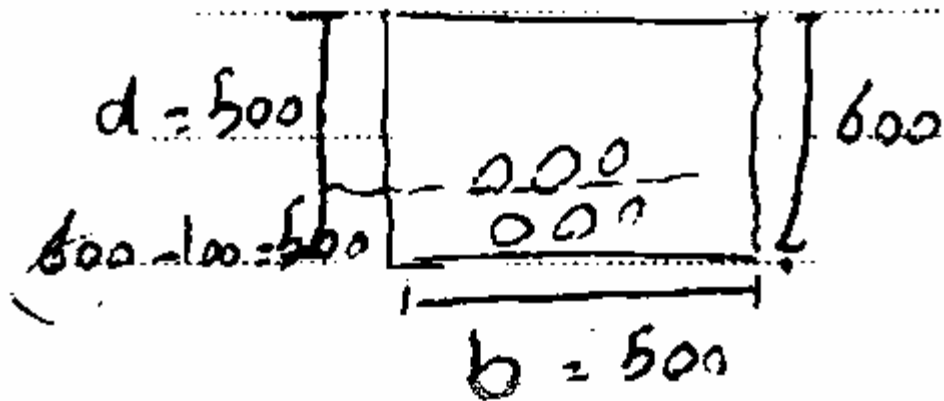
$$f_c = 20 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$\alpha_1 = \beta_1 = 0.85$$



فرض $a \leq t$



$$a = \frac{A_s \cdot \phi_s \cdot f_y}{\alpha_1 \cdot \phi_c \cdot f_c \cdot b}$$

$$A_s = 6 \times \left(\frac{\pi \times 25^2}{4} \right) = 2945 \text{ mm}^2$$

$$\phi_s = 0.85$$

$$\phi_c = 0.6$$

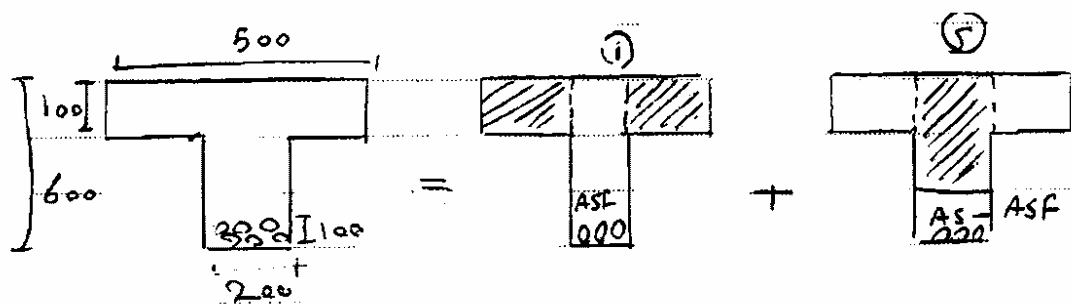
$$\alpha_1 = 0.85$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa}, f_c = 20 \text{ Mpa}$$

$$\Rightarrow a = \frac{2945 \cdot 0.85 \cdot 400}{0.85 \cdot 0.6 \cdot 20 \cdot 500} = 196.3 \text{ mm} > 100 \text{ mm}$$

چون مقدار بدست آمده برای عمق بلوک تنش (a) از ضخامت بال (t) بیشتر است فرض عملکرد

مستطیلی درست نمی باشد و باید از روش دوم مسئله را حل کنیم.



$$A_{sf} = \frac{t \cdot \alpha_1 \cdot \phi_c \cdot f_c \cdot (b - b_w)}{\phi_c \cdot f_y} = \frac{100 \cdot 0.85 \cdot 0.6 \cdot 20 \cdot (500 - 200)}{0.85 \cdot 400} = 900 \text{ mm}^2$$

$$A_{sf} = 900 \text{ mm}^2$$

حالت اول:

$$M_{u1} = \phi_s \cdot A_{sf} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{t}{2}\right) = 0.85 \cdot 900 \cdot 400 \cdot \left(500 - \frac{100}{2}\right)$$

$$M_{u1} = 137.7 \cdot 10^6 \text{ N} - \text{mm} = 137.7 \text{ KN} - \text{M}$$

حالت دوم:

$$a = \frac{(A_s - A_{sf}) \cdot \phi_s \cdot f_y}{\alpha_1 \cdot \phi_c \cdot f_c \cdot b_w} = \frac{(2945 - 900) \cdot 0.85 \cdot 400}{0.85 \cdot 0.6 \cdot 20 \cdot 200} = 341 \text{ mm}$$

$$M_{u2} = (A_s - A_{sf}) \cdot \phi_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) = (2945 - 900) \cdot 0.85 \cdot 400 \cdot \left(500 - \frac{341}{2}\right)$$

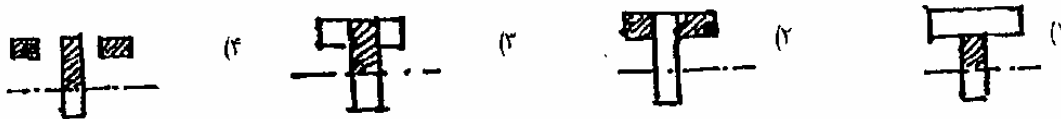
$$M_{u2} = 229.1 \cdot 10^6 \text{ N} - \text{mm} = 229.1 \text{ KN} - \text{M}$$

و در نتیجه کل لنگر مقاوم مقطع برابر خواهد شد با:

$$M_u = M_{u1} + M_{u2} = 137.7 + 229.1 = 366.8 \text{ KN} - \text{M}$$

مثال: در یک تیر T شکل که تار خنثی در داخل جان آن قرار گرفته برای محاسبه ظرفیت خمشی،

کدام شکل صحیحتر است؟ (سراسری 82)

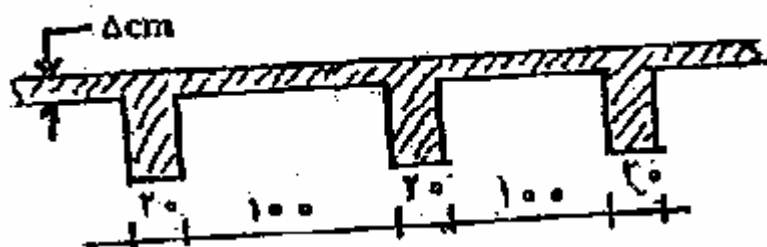


جواب: در این حالت شکل به دو قسمت تقسیم میشود. تکه های بیرون زده بال یک حالت و حالت

دوم شامل بخشی از جان است که تحت فشار خواهد بود. بر این اساس گزینه 4 صحیح خواهد بود

مثال: در شکل مقابل، تیر T شکل متقارن با دهانه 4.4 متر روی تکیه گاه ساده قرار دارد. عرض موثر

بال این تیر چند سانتیمتر خواهد بود؟ (سراسری 84)



100 -1

110 -2

120 -3

176 -4

جواب: این مثال قبلاً حل شده و گزینه 1 صحیح است.

ستونها

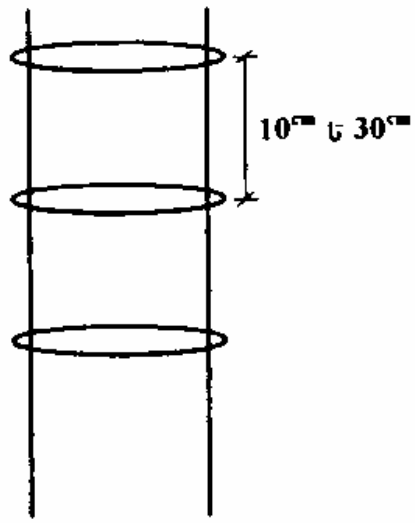
ستونها وظیفه انتقال بارها از سقف و تیرها به پی را دارند. ستونها عمدتاً تحت اثر نیروهای فشاری میباشند و در برخی موارد لنگرهای خمشی نیز به آنها وارد می شود. عمدتاً ستونها به شکل مربع، مستطیل و دایره اجرا می شوند. ستونها از 3 جزء بتن، آرماتور طولی و آرماتور عرضی تشکیل میشوند. وظیفه اصلی بتن در ستون تحمل نیروهای فشاری و وظیفه آرماتور طولی تحمل نیروهای فشاری و یا کششی ناشی از نیروهای محوری و لنگرهای خمشی می باشد. وظیفه آرماتورهای عرضی نیز مقابله با نیروهای برشی و مهمتر از آن نگهداری آرماتورهای طولی در جای خود (در هنگام بتنریزی) و جلوگیری از کمانش آنها و افزایش شکل پذیری ستونهاست.

آرماتورهای عرضی به 2 صورت تنگ بسته و مارپیچ قابل اجراء می باشد.

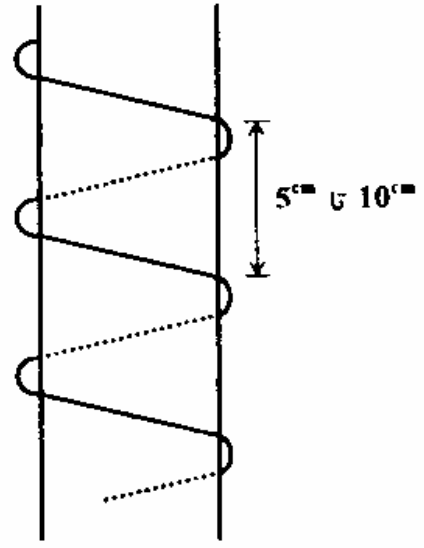
مارپیچ آرماتوری است که بدون آنکه قطع شود به دور آرماتورهای طولی در گامی مشخص پیچیده می شوند.

مارپیچ ها عمدتاً در ستون های دایره ای مورد استفاده قرار می گیرند.

استفاده از مارپیچ باعث افزایش شکل پذیری و افزایش باربری ستون می شود و نسبت به تنگ های بسته دارای ارجحیت می باشند. (ستونهای با تنگ بسته دارای شکلپذیری کمتر و گسیختگی ترد میباشند.)

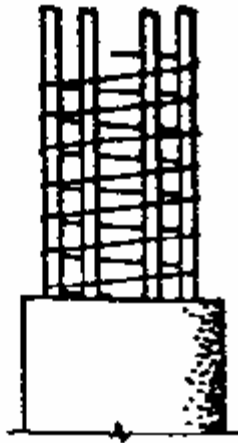


ستون با خاموت موازی



ستون دور پیچ

مثال: آرماتورهای عرضی ستون مقابل چه نام دارند؟ (سراسری 87)



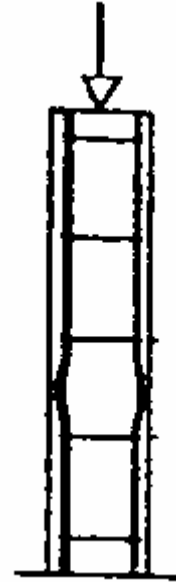
1- تنگ

2- پیوسته

3- دور پیچ

4- حلقه ای

جواب: این آرماتورها مارپیچ یا دورپیچ نام دارند و گزینه سوم صحیح است
مثال: علت کماتش آرماتورهای طولی در ستون مقابل کدام است؟ (سراسری 87)



1- فاصله زیاد بین تنگها

2- عدم چسبندگی کافی بتن

3- بارهای وارده بیش از حد

4- ضعیف بودن قطر آرماتور

جواب: معمولاً دلیل کماتش آرماتورهای طولی ستونها فاصله زیاد بین تنگهای نگهدارنده آنها است و به همین جهت گزینه اول صحیح است.

مثال: وظیفه اصلی تنگ در ستونها چیست؟ (سراسری 80)

1- افزایش سطح مقطع فولاد

2- جلوگیری از کماتش میلگردهای طولی ستون

3- نگهداری میلگردهای طولی

4- مقاومت در برابر کشش

جواب: از بین گزینه ها دو گزینه دوم و سوم به نحوی میتواند صحیح باشد که گزینه دوم با توجه

به اشاره مستقیم به جلوگیری از کماتش آرماتورهای طولی صحیحتر است. گزینه 2 صحیح است.

مثال: مزیت ستونهای بتن آرمه دورپیچ نسبت به ستونهای تنگدار کدام است؟ (سراسری 82)

1- افزایش شکلپذیری و ظرفیت باربری

2- افزایش شکلپذیری و کاهش ظرفیت باربری

3- کاهش شکلپذیری و افزایش ظرفیت باربری

4- کاهش شکلپذیری و افزایش پایداری در برابر کماتش

جواب: استفاده از مارپیچ نسبت به تنگ بسته باعث افزایش شکلپذیری و باربری ستون میشود.

گزینه اول صحیح است

مثال: رفتار ستونهای کوتاه بتنی در مقابل بارهای وارد از طبقات کدام است؟ (سراسری 82)

1- کششی

2- فشاری

3- پیچشی و کششی

4- کششی و فشاری

جواب: بارهای وارد از طرف طبقات (بارهای ثقلی) عمدتاً در ستونها ایجاد نیروی فشاری میکند و

ستون در برابر این بارها دارای عملکرد فشاری است. گزینه دو صحیح است.

مثال: از بین ستونهای دورپیچ و تنگدار ظرفیت کدامیک و به چه دلیل بیشتر است؟ (سراسری 83)

1- تنگدار - به علت قرار گرفتن فولادهای طولی در لبه

2- تنگدار به علت سهولت اجرا

3- دورپیچ - به علت مساحت بیشتر فولادهای طولی

4- دورپیچ - به علت شکلپذیری بیشتر

جواب: ستونهای دارای مارپیچ (دورپیچ) به دلیل شکلپذیری بهتر ستون دارای ظرفیت باربری

بهتری نسبت به ستونهای تنگدار میباشند. گزینه 4 صحیح است.

در حالتی که از تنگ بسته در ستون استفاده شده باشد مطابق آیین نامه بتن ایران فاصله بین این تنگها در

راستای طولی ستون نباید از هیچیک از مقادیر زیر بیشتر باشد:

الف- 12 برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی ستون

ب- 36 برابر قطر میلگرد خاموت

ج- بعد کوچکتر ستون

د- 250 میلیمتر

مثال: حداکثر فاصله بین تنگها در ستونها کدام است؟ (سراسری 87)

1- 48 برابر قطر تنگ

2- 16 برابر قطر کوچکترین آرماتور طولی ستون

3- ضلع کوچکتر ستون (حداکثر تا 25 سانتیمتر)

4- همه موارد

جواب: از بین گزینه ها تنها گزینه سوم است که شامل بخشی از محدودیتهای فواصل بین تنگها

در ستونها میباشد و مابقی نادرست است و گزینه سوم صحیحتر میباشد. گزینه اول و دوم به

محدودیتهای آیین نامه ACI در این زمینه اشاره دارد و با ضوابط آیین نامه بتن ایران متفاوت

است.

مثال: فاصله بین خاموت‌های ستون از چند برابر قطر میلگردهای ستون نباید بیشتر باشد؟ (سراسری)

(86)

جواب: 12 برابر

همچنین قطر آرماتور تنگ‌ها نیز نباید از مقادیر زیر کمتر باشد:

الف- یک سوم قطر بزرگترین میلگرد طولی با قطر حداکثر 30 میلیمتر

ب- 10 میلیمتر برای میلگردهای طولی با قطر بیشتر از 30 میلیمتر

ج- 6 میلیمتر

کمانش در ستونهای بتنی: همانند ستونهای فولادی برای ستون های بتنی نیز مسأله کمانش دارای

اهمیت است و با افزایش ضریب لاغری از باربری ستونها کاسته می شود. ضریب لاغری ستونها طبق

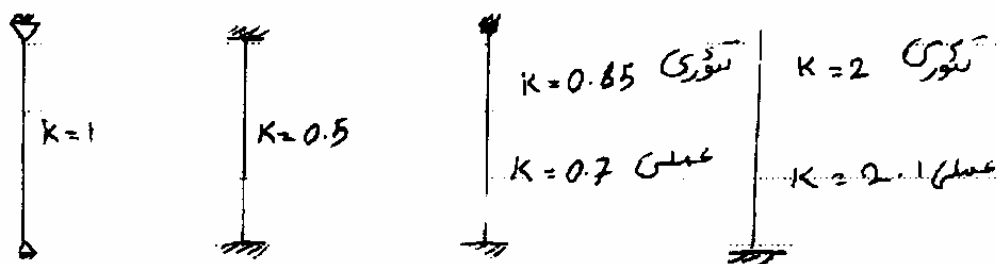
رابطه زیر به دست می آید:

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

ضریب طول ستون → KL ← طول آزاد
 ضریب لاغری → λ ← شعاع ژیراسیون r

ضریب K برای حالات مختلف تکیه گاهی ستون متفاوت است. برای برخی حالات خاص این ضریب

به شرح شکل زیر است:



اگر مقدار لاغری ستون از مقادیر محاسبه شده در روابط زیر کمتر باشد ستون کوتاه نامیده شده و اثر لاغری در ستون قابل صرف نظر است.

$$\frac{KL}{r} \leq 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \leq 40 \quad \text{قابهای مهاربندی شده:}$$

(مقدار ضریب لاغری به دست آمده از رابطه بالا برای اینکه آثار لاغری نادیده گرفته شود نباید از 40 بیشتر باشد)

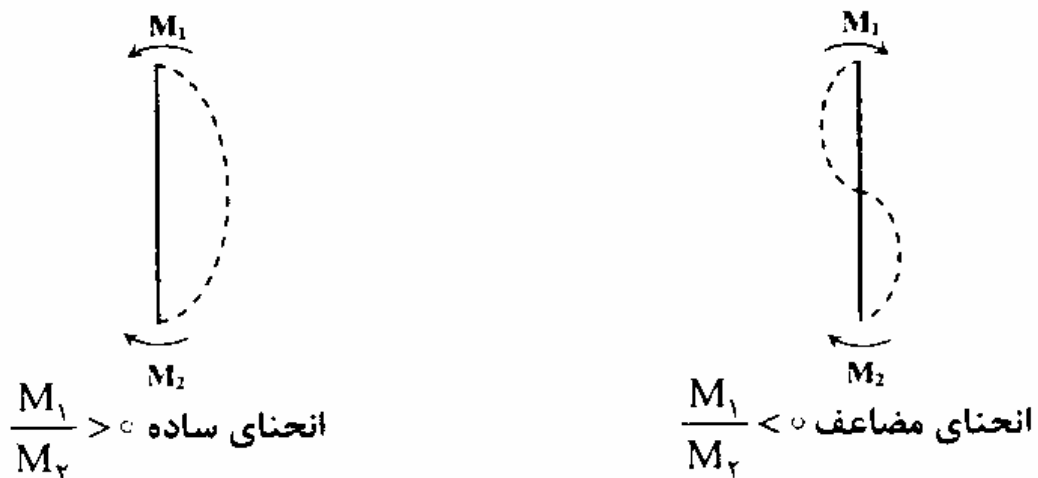
$$\frac{KL}{r} \leq 22 \quad \text{قابهای مهاربندی نشده:}$$

نکته: استفاده از لاغری بیش از 200 برای ستون ها مجاز نیست.

M_2, M_1 لنگرهای 2 انتهای ستون می باشند، نسبت قدر مطلق M_1 به M_2 نباید از 1 بزرگتر باشد.

$$\left| \frac{M_1}{M_2} \right| \leq 1$$

وقتی لنگرهای دو انتهای ستون در ستون ایجاد انحنای مضاعف کنند، این نسبت منفی و اگر ایجاد انحنای تکی یا ساده نمایند این نسبت مثبت در نظر گرفته میشود. (خطر کمانش در ستون با انحنای ساده بیشتر از بقیه ستونها میباشد)



برای ستونهایی که فاقد لنگر در دو انتها میباشند نسبت دو لنگر برابر صفر در نظر گرفته میشود.

منظور از قابهای مهاربندی شده قابهایی هستند که به دلیل سختی قابل توجه آنها مقدار تغییر شکل جانبی آنها در اثر بارهای جانبی (باد و زلزله) خیلی قابل توجه نیست. سازه هایی که دارای بادبند یا دیوار برشی هستند در جهت قرارگیری بادبندها یا دیوارهای برشی مهارشده محسوب میشوند. برای برخی از حالات دیگر هم که سازه فاقد این عناصر باشد، در صورتی که سختی تیرها و ستونها قابل توجه باشد در شرایطی خاص سازه مهارشده میتواند محسوب شود. همچنین منظور از قابهای مهارنشده قابهایی هستند که مقدار تغییر شکل جانبی آنها به دلیل سختی نه چندان زیاد آنها در اثر بارهای جانبی باد و زلزله قابل توجه است. برخی از سازه های فاقد بادبند و دیوار برشی در صورتی که سختی تیرها و ستونهای آنها قابل توجه نباشد، مهارنشده در نظر گرفته میشوند.

مثال: در یک قاب مهاربندی شده در صورتی که لنگرهای دو انتهای ستون صفر باشند تاچه

ضریب لاغری می توان اثر کمزش را ندیده گرفت؟ (سراسری 84)

جواب: 34

$$M_1 = M_2 = 0$$

$$M_1/M_2 = 0 \quad \text{قاب مهاربندی شده} \quad \frac{KL}{r} \leq 34 - 12 * (0) = 34 \leq 40$$

البته نسبت دو لنگر صفر تقسیم بر صفر است که تعریف شده نیست ولی این حالت ضریب را برابر 0 در نظر میگیریم.

مثال: طبق آیین نامه بتن ایران، در چه مواردی میتوان اثرات لاغری برای ستونها در یک سیستم

مهاربندی نشده چشمپوشی کرد؟ (سراسری 87)

جواب: در سیستمهای مهاربندی نشده صرفنظر از اینکه مقادیر لنگر دو انتهای ستون چه مقداری

باشد تا ضریب لاغری 22 میتوان از اثرات لاغری صرفنظر کرد.

بار محوری مجاز حداکثر ستون: اگر به یک ستون کوتاه (ستونی که احتمال کمانش در

آن کم است) تنها بارهای محوری وارد شوند و مقدار لنگرهای خمشی صفر باشد بار مجاز ستون

از رابطه زیر قابل محاسبه است.

$$P_u = 0.8 \times [\alpha_1 \cdot \Phi_c \cdot f_c \cdot (A_g - A_{st}) + \Phi_s \cdot f_y \cdot A_{st}] \quad \text{ستون با تنگ بسته}$$

$$P_u = 0.85 \times [\alpha_1 \cdot \Phi_c \cdot f_c \cdot (A_g - A_{st}) + \Phi_s \cdot f_y \cdot A_{st}] \quad \text{ستون با آرماتور عرضی ماریچ}$$

$A_g =$ سطح مقطع ستون

$A_{st} =$ مجموع سطح مقطع آرماتورهای طولی

در رابطه بالا عبارت داخل پرانتز نشاندهنده ظرفیت واقعی ستون تحت بار محوری خالص (بدون

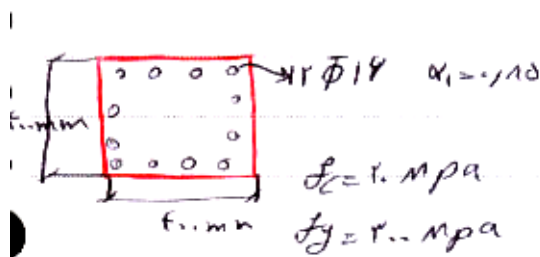
حضور خروج از مرکزیت بار نسبت به مرکز ستون و صفر بودن لنگرها) میباشد. اما با توجه به اینکه

عملاً امکان آن وجود ندارد که بار محوری ستون دقیقاً در مرکز ستون وارد شود و همیشه به دلایل

مختلف از جمله خطای ساخت مقداری خروج از مرکزیت بین محل بار و مرکز ستون به وجود می

آید، به عبارتهای داخل پرانتز یک ضریب اطمینان نیز اعمال شده است. برای ستونهای تنگدار این

ضریب برابر 0.8 و برای ستونهای دورپیچ این ضریب 0.85 تعریف گردیده است.



مثال: در ستون نشان داده شده در

شکل زیر مطلوب است محاسبه بار

محوری مجاز ستون در دو حالت

استفاده از تنگ بسته و استفاده از

ماریچ؟ ستون را کوتاه در نظر بگیرید و به ستون لنگر خمشی وارد نمی شود. ستون به شکل مربع به

بعد 400 میلیمتر شامل 12 آرماتور به قطر 16 میلیمتر با تنش تسلیم 300 و بتن با مقاومت 20

مگاپاسکال میباشد. (سوال مشابه سوال کنکور سراسری 81 میباشد.)

$$\alpha_1 = 0.85$$

$$F_c = 20 \text{ Mpa}$$

$$F_y = 300 \text{ Mpa}$$

$$\Phi_C = 0.6 \quad \text{ضریب جزئی ایمنی بتن}$$

$$\Phi_s = 0.85 \quad \text{ضریب جزئی ایمنی فولاد}$$

$$A_{st} = 12 \times \left(\frac{\pi \times 16^2}{4} \right) = 2412 \text{ mm}^2$$

$$A_g = 400 \times 400 = 160000 \text{ mm}^2$$

$$Pu = 0.8 \times [0.85 \times 0.6 \times 20 \times (160000 - 2412) + 0.85 \times 2412 \times 300] = 1900978 \text{ N}$$

$$Pu = 0.85 \times [0.85 \times 0.6 \times 20 \times (160000 - 2412) + 0.85 \times 300 \times 2412] = 2015036 \text{ N}$$

حداقل و حداکثر آرماتور طولی ستونها:

این کنترل شامل دو بخش زیر است:

1 - تعداد آرماتور 2 - سطح مقطع آرماتور

تعداد آرماتورهای طولی: در ستونهای با تنگ بسته تعداد آرماتورهای طولی نباید از 4 عدد

کمتر باشد. در ستونهای با آرماتور عرضی به صورت مارپیچ تعداد آرماتورهای طولی نباید کمتر از 6 عدد باشد.

سطح مقطع آرماتور: در ستونها نسبت مجموع سطح مقطع آرماتورها به سطح مقطع ستون نباید

کمتر از 0.01 باشد همچنین این نسبت با احتساب آرماتورهایی که وصله می شوند نباید از 0.06

بیشتر باشد. (یا به بیان دیگر سطح مقطع آرماتورهای ستون حداقل برابر یک درصد و حداکثر آن با

احتساب وصله آرماتورها 6 درصد سطح مقطع ستون است)

در صورت استفاده از آرماتور نوع S400 (نوع A_{III}) این نسبت در خارج از محل وصله ها نباید از

0.045 (4.5 درصد سطح مقطع ستون) بیشتر شود.

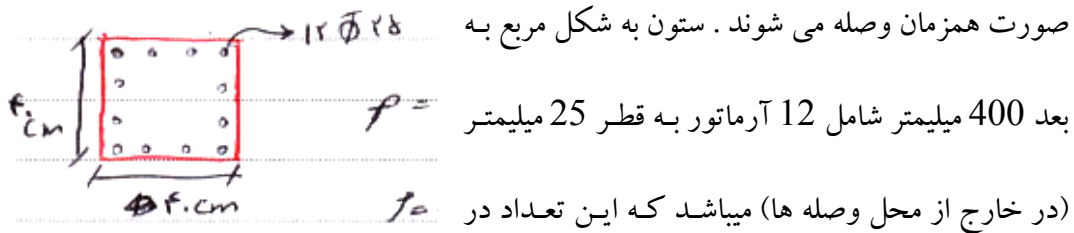
$$\rho = \frac{A_{st}}{A_g}$$

$$\rho \geq \rho_{\min} = 0/01$$

$$\rho \leq \rho_{\max} = 0/06$$

مثال: در ستون با مقطع نشان داده شده مطلوب است کنترل حداقل و حداکثر آرماتور مجاز؟

آرماتور طولی از نوع S400 می باشد در محل وصله 50 درصد آرماتورها (نیمی از آرماتورها) به



محل وصله به 18 عدد میرسد.

$$\rho = \frac{A_{st}}{A_g} = \frac{12 \times \left(\frac{\pi \times 25^2}{4} \right)}{400 \times 400} = 0/036$$

$$\rho = 0/036 \geq \rho_{\min} = 0/01$$

مقدار نسبت آرماتور به دست آمده در بالا مربوط به خارج از محل وصله ها است و ما نیازمند به دست آوردن مقدار

آرماتور در محل وصله ها جهت مقایسه با مقدار مجاز هستیم. برای این منظور با توجه به اینکه حداکثر نیمی از

آرماتورها در هر مقطع وصله میشوند، کفایت که مقدار به دست آمده از بالا را با نصف آن (به عنوان آرماتورهایی که

وصله میشوند) جمع کرد تا نسبت کل سطح مقطع آرماتورها (شامل آرماتورهای طولی و آنهایی که به دلیل وصله اضافه

میشوند) به سطح مقطع ستون به دست آید.

مقدار آرماتور در محل وصله ها:

$$0.036 + 0.5 \times 0.036 = 0.054$$

$$0.054 \leq \rho_{\max} = 0.06$$

چون آرماتور از نوع S400 می باشد نسبت آرماتورها در خارج از محل وصله ها باید از 0.045 کمتر

باشد.

$$0.036 \leq 0.045 \quad \text{ok}$$

مثال: حداقل آرماتورگذاری در ستونها چند درصد سطح مقطع ستون است؟ (سراسری 82)

جواب: يك درصد

مثال: درصد مناسب برای ستونها در ایران (با احتساب محل همپوشانی و قطع آرماتورها) کدام است؟

(سراسری 83)

1- بین 3 تا 6 درصد

2- بین 1 تا 6 درصد

3- بین 1 تا 3 درصد

4- بین 0.5 تا 3 درصد

جواب: گزینه 2 صحیح است.

مثال: درصد فولاد حداکثر در ستونهای بتنی برای مناطق زلزله خیز با احتساب همپوشانی، چند

درصد است؟ (سراسری 85)

جواب: 6 درصد. (البته این درصد ربطی به میزان خطر زلزله ندارد و برای تمامی سازه ها رعایت

این محدودیت اجباری است)

مثال: محدودیت درصد میلگردهای طولی ستون کدام است؟ (سراسری 86)

$$0.008 \leq \rho_g \leq 0.08 \quad (2)$$

$$0.01 \leq \rho_g \leq 0.06 \quad (1)$$

$$0.01 \leq \rho_g \leq 0.08 \quad (4)$$

$$0.008 \leq \rho_g \leq 0.06 \quad (3)$$

جواب: حداقل يك و حداکثر 6 درصد (با احتساب همپوشانی ناشی از وصله آرماتورها). گزینه

يك صحیح است.

مثال: در ستونهای کوتاه تحت اثر نیروی فشاری مرکزی جهت منظور نمودن برون محورهای

اتفاقی، نیروی فشاری مقاوم ستون چند درصد کاهش داده میشود؟ (سراسری 86)

15 -1

20 -2

25 -3

30 -4

جواب: همانطور که اشاره شد برای در نظر گرفتن برون از مرکزیت های اتفاقی احتمالی ناشی از مسایل مختلف نظیر خطاهای ساخت مقدار مقاومت اسمی ستون (با فرض عدم وجود لنگر خمشی و برون از محوریت بار) درصدی کاهش می یابد. این درصد برای ستونهای با تنگ بسته 20 درصد و برای ستونهای با دورپیچ 15 درصد است که در اینجا اشاره نشده است که ستون مورد نظر کدام یک از حالات زیر است. اگر احتمال دهیم که منظور طراح سوال ستون با تنگ بسته (حالت متداول برای ستونها) باشد این درصد 20 و گزینه دو صحیح است.

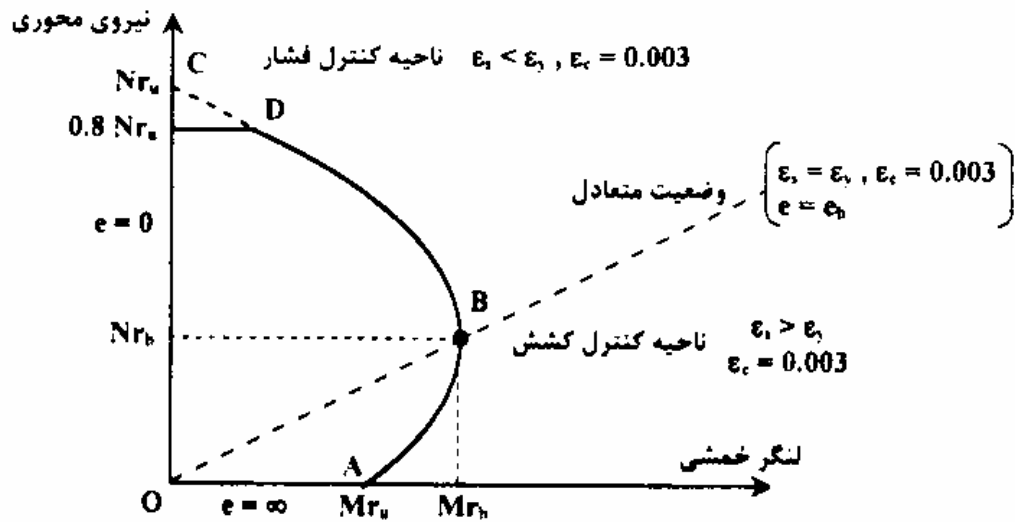
مثال: کدام رابطه مربوط به فشار محوری خالص در ستونهای کوتاه میباشد؟ (سراسرس 87)

$$\begin{array}{ll} \circ / \lambda^2 f_c A_g - \phi_s f_y A_{st} & \text{۱} \quad \circ / \lambda^2 \phi_c f_c (A_g - A_{st}) + \phi_s f_y A_{st} \\ \circ / \lambda \phi_c f_c (A_g - A_{st}) + \phi_s f_y A_{st} & \text{۲} \quad \circ / \lambda^2 \phi_c f_c A_g + \phi_s f_y A_{st} \quad \text{۳} \end{array}$$

جواب: گزینه یک صحیح است. توجه گردد که در اینجا فشار محوری خالص خواسته شده است که در آن اثر برون از مرکزیت بار نادیده گرفته میشود و در صورتی که بخواهیم فشار محوری مجاز با در نظر گرفتن برون از مرکزیت اتفاقی را به دست آوریم باید در رابطه معرفی شده در گزینه اول یک ضریب 0.8 یا 0.85 (بر حسب اینکه از تنگ بسته یا مارپیچ استفاده کرده باشیم) را اعمال نماییم.

ستون های حاوی لنگر خمشی: اگر علاوه بر بار محوری به ستون لنگر خمشی نیز وارد شود برای کنترل ستون باید از نمودارهای آندرگنش بار محوری و لنگر خمشی کمک گرفت. شکل کلی این نمودار در زیر ترسیم شده است. در این نمودار محور افقی نمایش دهنده مقدار لنگر وارد بر ستون و

محور عمودی نشانگر بار محوری فشاری ستون است. (در این نمودار نیروی محوری با N و لنگر خمشی با M نشان داده شده است.)



برای کنترل ستون با توجه به بار محوری و لنگر وارده به آن به نمودار مراجعه کرده و نقطه متناظر با آن را مشخص می کنیم. (مقدار لنگر وارد بر ستون مختصات افقی و بار محوری فشاری ستون مختصات قائم نقطه را مشخص میکند). اگر این نقطه در محدوده ناحیه داخلی نمودار باشد ستون جوابگو میباشد و اگر خارج از این محدوده قرار گیرد، ستون برای تحمل بارهای وارده جوابگو نیست.

نمودار توسط خطی که از مبدأ به محل متناظر با لنگر ماکسیمم وصل می شود به 2 ناحیه تقسیم می شود در قسمت بالای این خط با افزایش بارهای محوری لنگر خمشی مجاز ستون کاهش می یابد در این ناحیه بارهای محوری از اهمیت بیشتری برخوردار هستند این ناحیه، ناحیه کنترل فشار نامیده می شود. در این حالت مقدار برون از مرکزیت بار محوری نسبت به مرکز ستون ($e=M/N$) نسبت به حالات دیگر کمتر میباشد. در این حالت شکست در حالتی رخ میدهد که بتن به کرنش نهایی خود ($0.003-0.0035$) رسیده باشد. اما متناظر با آن هنوز کرنش در فولاد به میزان کرنش تسلیم نرسیده است ($\epsilon_s < \epsilon_y$).

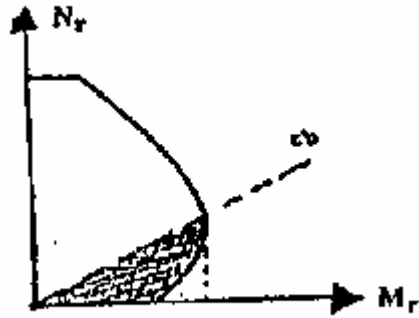
در قسمت پائین این خط با افزایش نیروی محوری لنگر خمشی مجاز نیز افزایش می یابد در این ناحیه در طراحی ستون لنگر خمشی نقش مهمتری دارد. در این حالت مقدار برون از مرکزیت بار محوری نسبت به مرکز ستون قابل توجه است. لنگر قابل توجهی که به ستون وارد میشود باعث ایجاد تنشهای کششی در بخشهایی از ستون میشود. شکست مقطع در این حالت ابتدا با تسلیم فولاد در بخش کششی شروع و نهایتاً به رسیدن کرنش در بتن به کرنش نهایی (0.003-0.0035) و شکست ستون منتهی خواهد شد. در لحظه شکست ستون مقدار کرنش در فولاد بیش از کرنش تسلیم خواهد بود و کرنش در بتن همان کرنش گسیختگی خواهد میباشد. ($\epsilon_s > \epsilon_y, \epsilon_c = 0.003 - 0.0035$) این ناحیه ناحیه کنترل کشش نامیده می شود.

مرز بین دو ناحیه مورد اشاره وضعیت تعادل میباشد. در وضعیت تعادل (که در شکل با خط چین مایل نمایش داده شده است) مقدار ماکسیمم لنگر خمشی در ستون رخ میدهد و در لحظه شکست ستون به طور همزمان فولاد به کرنش تسلیم خود و بتن به کرنش گسیختگی میرسد ($\epsilon_s = \epsilon_y, \epsilon_c = 0.003 - 0.0035$). مقدار خروج از مرکزیت در این حالت با e_b نمایش داده میشود.

در مورد این نمودار هم لازم است به نکته زیر هم توجه گردد:

N_{Fu} ظرفیت محوری خالص ستون در حالتی است که هیچ برون از مرکزیتی وجود نداشته باشد. با توجه به آنکه لازم است یک حداقل برون از مرکزیت اتفاقی در تمام حالات در نظر گرفته شود، در نمودار این مقدار (با فرض استفاده از تنگ بسته در ستون) در یک ضریب 0.8 ضرب شده است. (این ضریب اگر از دورپیچ استفاده شود برابر 0.85 خواهد بود.) و به همین دلیل نمودار در قسمت بالای خود دارای یک پله افقی است که در صورتی که نمیخواستیم این برون از مرکزیت را در نظر بگیریم نمودار به صورت خط چین در شاخه CD ادامه می یافت.

مثال: در نمودار اندرکنش نیروی محور و لنگر خمشی مقابل، قسمت هاشورخورده معرف کدام ناحیه است؟ (سراسری 84)



1- ظرفیت نیروی محوری

2- ظرفیت ممان مقطع

3- کنترل کشش

4- کنترل فشار

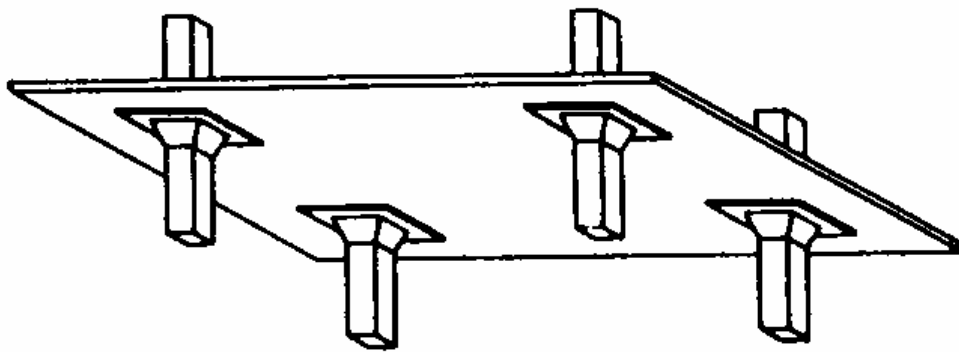
جواب: گزینه سوم صحیح است

دال ها

تعریف: صفحه بتنی می باشد که وظیفه انتقال بار (بارهای ثقلی مرده و زنده) به ستون ها و تیرها را دارد . دال ها به انواع مختلفی تقسیمبندی میشوند.

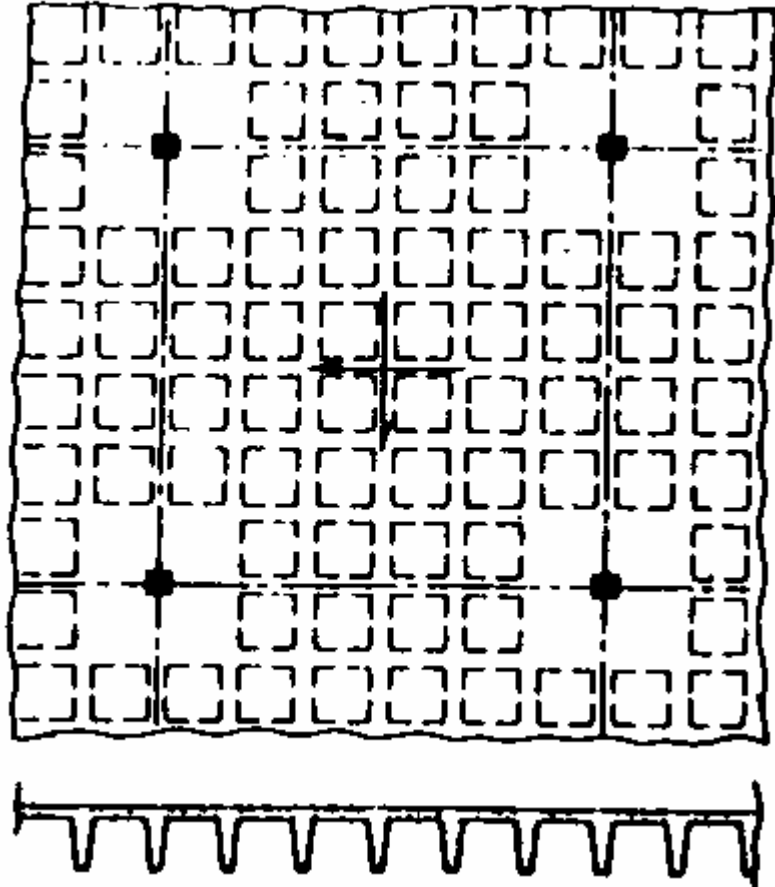
دال تخت: در این نوع دال ، صفحه بتنی در چهار طرف خود بر روی هیچ تیری تکیه ندارد. ضخامت دال در تمام قسمتهای آن ثابت است و دال معمولاً در 4 گوشه خود بر روی ستونها تکیه دارد. استفاده از این نوع دال تنها در ساختمانهای تا سه طبقه توصیه میشود و آیین نامه 2800 استفاده از آنها را برای ساختمانهای با طبقات بیشتر و ساختمانهای با اهمیت زیاد و خیلی زیاد ممنوع کرده است.

دالهای کتیبه ای یا قارچی: این نوع دال نوع خاصی از دال تخت است. با این تفاوت که در محل اتصال دال به ستونها برای تقویت دال ، به طور موضعی ابعاد ستون متصل به دال را افزایش میدهند؛ به گونه ای که مجموعه ستون و دال همانند شکل زیر به شکل کتیبه یا قارچ در می آید.



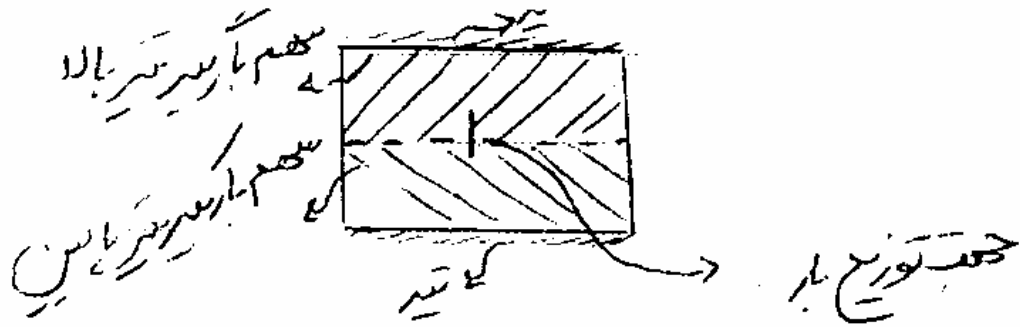
دالهای مشبک یا وافل (Waffle): این نیز نوعی از دال است که در آن ضخامت دال در طول آن متغیر است. در واقع برای صرفه جویی در بتن و کاهش وزن دال و البته ایجاد نمایی زیبا از دال از قسمت زیر ، قسمتهایی از زیر دال را با ضخامتی کمتر اجرا میکنند که دال از قسمت زیر به صورت مشبک شامل سوراخهایی معمولاً به شکل مربع دیده میشود که نواحی مجاور این مربعها دارای

ضخامت بیشتری میباشند. در شکل زیر نمونه ای از این دال نمایش داده شده است. قسمت بالا پلان این دال البته از قسمت زیر و قسمت زیر برشی از این دال میباشد.



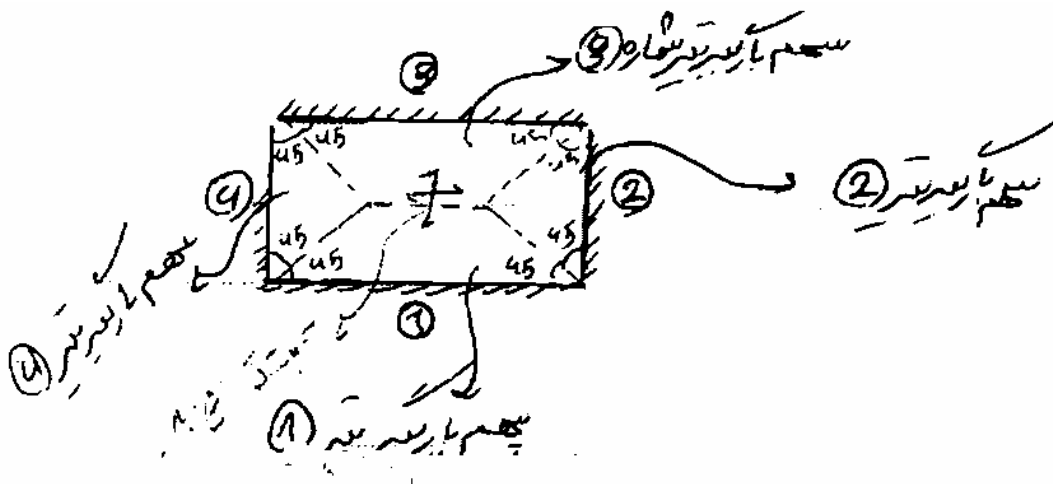
دالهای متکی بر تیر: این گونه دالها در حداقل یک وجه از وجود پیرامونی خود متکی بر تیر یا دیوار هستند. با توجه به اینکه این دالها از چند سمت خود بر روی تیر یا دیوار قرار گرفته باشند، آنها را به دالهای یک طرفه و دو طرفه میتوان تقسیمبندی کرد.

دال یک طرفه: در این نوع دال توزیع بار تنها در یک جهت انجام می شود، اگر دال تنها در دو وجه موازی خود بر روی دو تیر یا دیوار قرار گرفته باشد دال به صورت یک طرفه در نظر گرفته میشود در این حالت هر یک از دو تیر نیمی از بار وارده به دال را تحمل می کنند.

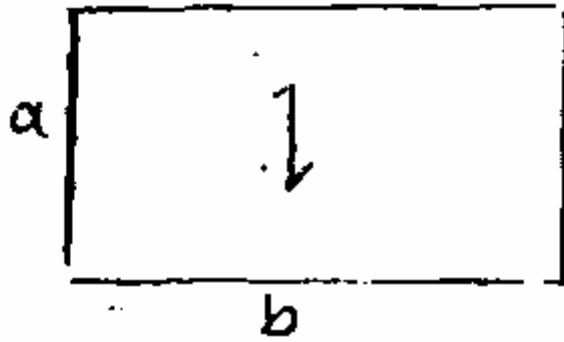


اگر دال به صورت گنبد باشد یعنی تنها بر روی یک تیر تکیه داشته باشد در این حالت نیز یک طرفه می باشد و تمام بار دال به همان تیر که دال بر روی آن تکیه دارد منتقل میشود.

دال دو طرفه: اگر یک دال در بیش از دو وجه خود بر روی تیر قرار بگیرد دال دو طرفه نامیده میشود. در این حالت بار دال در هر دو جهت آن بین تیرهای اطراف آن توزیع می گردد. در حالتیکه دال بر روی 4 تیر تکیه داشته باشد نحوه توزیع بار آن با توجه به شکل زیر می باشد.



نکته: اگر نسبت بُعد بزرگتر به بُعد کوچکتر یک دال از 2 بزرگتر باشد آن دال یکطرفه در نظر گرفته می شود و توزیع بار به موازات راستای کوتاهتر دال بین دو تیر راستای بلند تر دال انجام می شود.



$$\frac{b}{a} \geq 2 \rightarrow \text{دال یک طرفه}$$

ضخامت دال: در تعیین ضخامت دال باید ضوابط حداکثر تغییر شکل های مجاز برای دال ها در نظر گرفته شود. برای آنکه بدون انجام محاسبات بیشتر ضخامت یک دال را کافی بدانیم در مورد دال های یک طرفه باید ضوابط جدول زیر را رعایت کنیم.

حداقل ارتفاع یا ضخامت تیر یا دال یک طرفه

دال کنسول	تکیه گاه پیوسته از دو طرف	تکیه گاه پیوسته از یک طرف	دال با تکیه گاه های ساده
$\frac{L}{10}$	$\frac{L}{28}$	$\frac{L}{24}$	$\frac{L}{20}$

همانند دالها برای تیرها نیز ضوابط مشابهی در آیین نامه آبا وجود دارد. برای تیرها نیز اگر ارتفاع تیر از حد معینی بیشتر اختیار شود نیازی به محاسبه و کنترل خیز و افتادگیر در تیر نیست. این مقادیر مطابق با جدول زیر میباشد:

دال کنسول	تکیه گاه پیوسته از دو طرف	تکیه گاه پیوسته از یک طرف	دال با تکیه گاه های ساده
$\frac{L}{8}$	$\frac{L}{21}$	$\frac{L}{18.5}$	$\frac{L}{16}$

در دو جدول بالا L طول دهانه تیر یا دال میباشد.

مقادیر جداول بالا برای آرماتور S_{400} می باشد. در مابقی حالات باید اعداد جدول در ضریب

$$\left(0.4 + \frac{f_y}{670}\right) \text{ ضرب شود.}$$

آرماتور گذاری در دالها: نسبت سطح مقطع آرماتور ها به کل سطح مقطع دال نباید از مقدار حداقل آرماتور حرارت و جمع شدگی کمتر باشد¹. این مقادیر برای دالهای با ضخامت مساوی یا کمتر از 1 متر به شرح زیر است:

برای میلگردهای S₂₂₀ ، S₃₀₀ ، S₃₅₀ : 0.002

برای میلگردهای S₄₀₀ : 0.0018

برای میلگردهای S₅₀₀ : 0.0015

نکته: بر خلاف تیرها که آرماتور حداقل و حداکثر بر اساس سطح مقطع موثر تیر (حاصل ضرب عرض در ارتفاع موثر مقطع: b.d) محاسبه میگردد، در دالها آرماتور حداقل بر اساس تمام سطح مقطع دال (حاصل ضرب عرض در کل ضخامت دال: b.h) محاسبه میگردد.

نکته: فاصله بین میلگردهای طولی دال نباید از 2 برابر ضخامت دال و همچنین از 35cm بیشتر اختیار شود.

مثال: اگر ابعاد یک دال مسطح 2*6 متر باشد، رفتار آن دال کدام است؟ (سراسری 80)

1- تخت

2- زنبوری

3- دو طرفه

4- یک طرفه

¹ - در اثر تغییرات درجه حرارت انبساط و انقباض در بتن به وجود می آید. همچنین پس از بتن ریزی آب بتن به مرور زمان تبخیر می شود که این مسئله باعث تمایل به کاهش حجم بتن می شود؛ اما چون بتن سخت شده است ، در برابر این تغییرات حجم ناشی از افت و ناشی از تغییرات دما مقاومت می کند و در نتیجه تنش هایی در بتن به وجود می آید. این تنش ها ممکن است باعث ایجاد ترک در بتن شود. برای جلوگیری از این تنش ها لازم است در بتن حداقل آرماتور حرارت جمع شدگی قرار داده شود.

جواب: چون نسبت طول به عرض دال بیش از دو است دال دارای عملکرد یک طرفه خواهد بود.
گزینه 4 صحیح است.

مثال: اگر ابعاد یک دال بتن مسلح 3.5×2 متر باشد، عملکرد آن دال کدام است؟ (سراسری 80)

1- تخت

2- زنبوری

3- دو طرفه

4- یک طرفه

جواب: نسبت طول به عرض دال کمتر از دو و عملکرد دال دو طرفه خواهد بود. گزینه 3 صحیح است.

مثال: ضخامت حداقل دال یکطرفه به دهانه 4 متر با تکیه گاههای ساده باید چقدر باشد تا از

محاسبات خیز دال صرف نظر شود؟ (سراسری 81)

1- L/18

2- L/20

3- L/24

4- L/28

جواب: اگر فرض کنیم که منظور طراح سوال استفاده از آرماتور S400 بوده است، گزینه 2 صحیح خواهد بود.

مثال: درصد آرماتور افت و حرارت برای دالها در حالتی که فولاد مصرفی از نوع A_2 باشد، کدام

است؟ (سراسری 81)

1- 0.0018

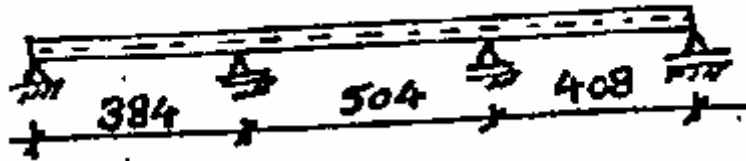
2- 0.0015

3- 0.002

4- 0.001

جواب: این نوع فولاد معادل فولاد S300 میباشد که مقدار آرماتور حداقل برای آن 0.002 است. گزینه سه صحیح است.

مثال: حداقل ضخامت دال یک طرفه و پیوسته مطابق شکل زیر برای پرهیز از محاسبات تغییر شکل (افتادگی) چند سانتیمتر است؟ (سراسری 82)



16 -1

17 -2

18 -3

25 -4

جواب: دال در اینجا دارای سه دهانه است که برای هر دهانه باید جداگانه مقدار حداقل ضخامت محاسبه و در انتها مقدار ماکسیمم به دست آمده از سه حالت برای همه حالات در نظر گرفته شود. در اینجا هم فرض میکنیم که آرماتور از نوع S400 میباشد. برای دهانه اول از سمت چپ که از یک طرف دارای تکیه گاه ساده و از سمت راست خود پیوسته است، حداقل ضخامت برای $L/24$ میباشد:

$$\frac{L}{24} = \frac{384}{24} = 16$$

برای دهانه میانی که از هر دو طرف پیوسته است نیز داریم:

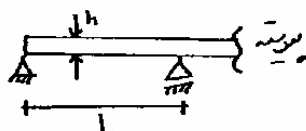
$$\frac{L}{28} = \frac{384}{28} = 18$$

و بالاخره برای آخرین دهانه که از سمت چپ پیوسته و از سمت راست به تکیه گاه ساده منتهی است داریم:

$$\frac{L}{24} = \frac{408}{24} = 17$$

از بین این سه حالت مقدار ماکسیمم یعنی 18 سانتیمتر باید به عنوان ضخامت دال انتخاب شود. پس گزینه 3 صحیح است.

مثال: ضخامت دال ساده با یک طرف تکیه گاه ساده و یک طرف پیوسته چه کسری از دهانه است؟ (سراسری 83)



1) $\frac{1}{18}$

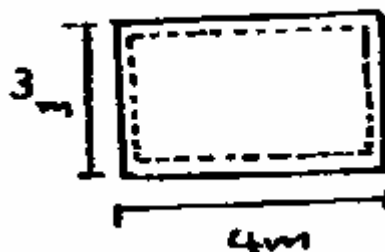
2) $\frac{1}{20}$

3) $\frac{1}{24}$

4) $\frac{1}{28}$

جواب: با توجه به اینکه دال از یک طرف به تکیه گاه ساده منتهی است و از سمت دیگر پیوسته است، ضخامت حداقل دال (با فرض استفاده از آرماتور S400) یک بیست و چهارم دهانه دال است. پس گزینه سوم صحیح است.

مثال: رفتار دال نشان داده شده از کدام نوع است؟ (سراسری 83)



1- دو طرفه

2- یک طرفه

3- تخت

4- قارچی

جواب: چون نسبت طول به عرض دال کمتر از دو است، عملکرد دال به صورت دوطرفه است و گزینه یک صحیح است.

مثال: حداقل ضخامت دال یک طرفه با تکیه گاههای ساده (در چهار لبه) کدام است؟ (سراسری)

(83)

1- 8 سانتیمتر یا یک سی ام دهانه

2- 10 سانتیمتر یا یک بیست و چهارم دهانه

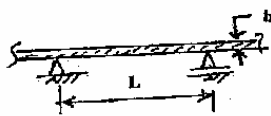
3- 10 سانتیمتر یا یک بیستم دهانه

4- 12 سانتیمتر یا یک بیست و چهارم دهانه.

جواب: اگر فرض کنیم که آرماتور از نوع S400 است، با توجه به اینکه دهانه های دال ساده است، ضخامت آن حداقل باید یک بیستم دهانه دال باشد که به این مساله تنها در گزینه سوم اشاره شده است. این توصیه هم وجود دارد که ضخامت دال در هر صورت کمتر از 10 سانتیمتر در نظر گرفته نشود.

مثال: حداقل ضخامت برای دال یکطرفه ای که از دو طرف پیوسته میباشد، کدام است؟ (سراسری)

(84)



$$\frac{L}{20} \quad (2)$$

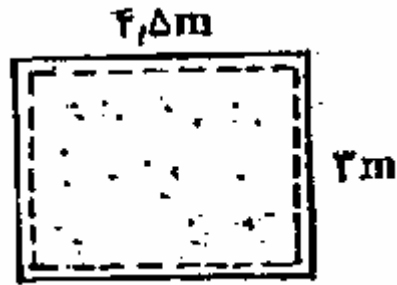
$$\frac{L}{10} \quad (1)$$

$$\frac{L}{28} \quad (4)$$

$$\frac{L}{24} \quad (3)$$

جواب: گزینه 4 صحیح است.

مثال: رفتار دال نشان داده شده در شکل مقابل، از کدام نوع است؟ (سراسری 84)



1- یک طرفه

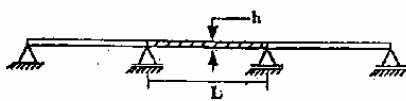
2- دوطرفه

3- سه طرفه

4- چهارطرفه

جواب: چون نسبت طول به عرض دال کمتر از دو است عملکرد آن دوطرفه است. گزینه دوم صحیح است.

مثال: حداقل ضخامت (h) برای دال هاشور خورده کدام است؟ (سراسری 85)



(1) $\frac{L}{10}$

(2) $\frac{L}{20}$

(3) $\frac{L}{24}$

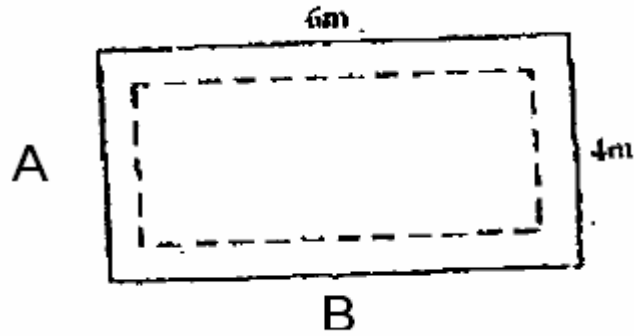
(4) $\frac{L}{28}$

جواب: با توجه به اینکه دال از هر دو طرف پیوسته است، ضخامت دال نباید از $L/28$ کمتر شود

(با فرض استفاده از آرماتور S400). پس گزینه 4 صحیح است.

مثال: در دال بتنی رو به رو شکل سهم بار دیوار B چگونه است؟ (سراسری 85)

(بعد بلند دال 6 متر و بعد کوتاه آن 4 متر است)



1- مثلثی

2- دوزنقه ای

3- گسترده ای یکنواخت

4- سهمی شکل

جواب: با توجه به اینکه نسبت بعد بزرگ به بعد کوچک دال کمتر از دو است، دال به صورت دوزنقه ای عمل میکند. در این حالت تیرهای جهت بلند دارای سهم بار دوزنقه ای و جهت کوتاه دارای بار با توزیع مثلثی میباشند. پس گزینه دو صحیح است.

مثال: حداقل ارتفاع تیر بتن آرمه با تکیه گاههای پیوسته از دو طرف برای اطمینان از قابل قبول بودن خیز آن چقدر است؟ (سراسری 86)

1- $L/8.5$

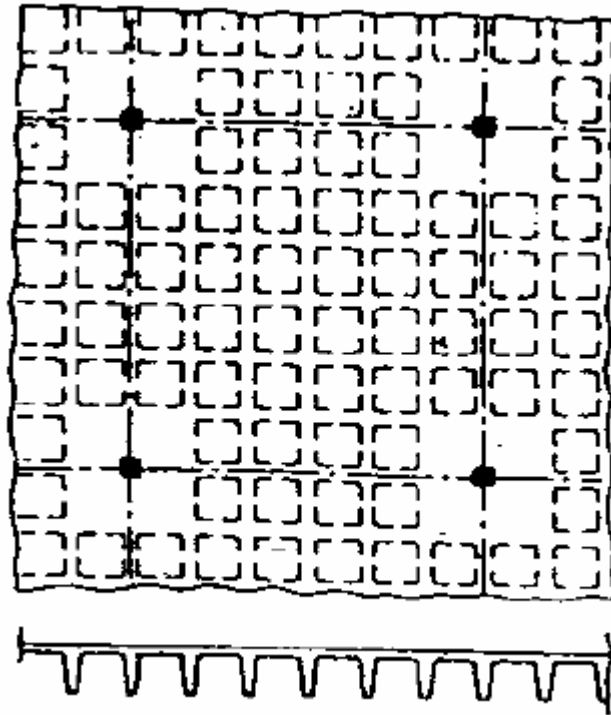
2- $L/18.5$

3- $L/16$

4- $L/21$

جواب: توجه گردد که در اینجا حداقل ارتفاع برای تیر مورد نظر است و نه دال. چون تیر از دو طرف پیوسته است با فرض استفاده از آرماتور S400 ارتفاع تیر برای اطمینان از اینکه خیز آن بیش از حد مجاز نمیشود نباید کمتر از $L/21$ باشد. پس گزینه چهارم صحیح است.

مثال: دال نشان داده شده از چه نوع است؟ (سراسری 87)



1- وافل

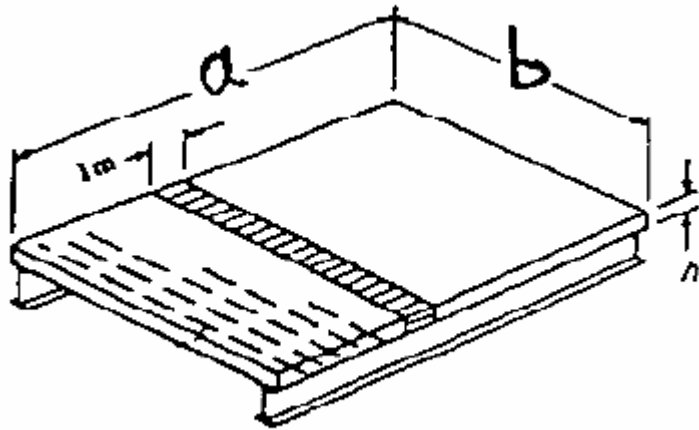
2- قارچی

3- دندانه دار

4- چشمه دار

جواب: شکل مربوط به دال مشبک یا وافل میباشد. گزینه یک صحیح است.

مثال: ضخامت حداقل دال نشان داده شده (h) بر حسب ابعاد دال کدام است؟ (سراسری 87)



1- $a/20$

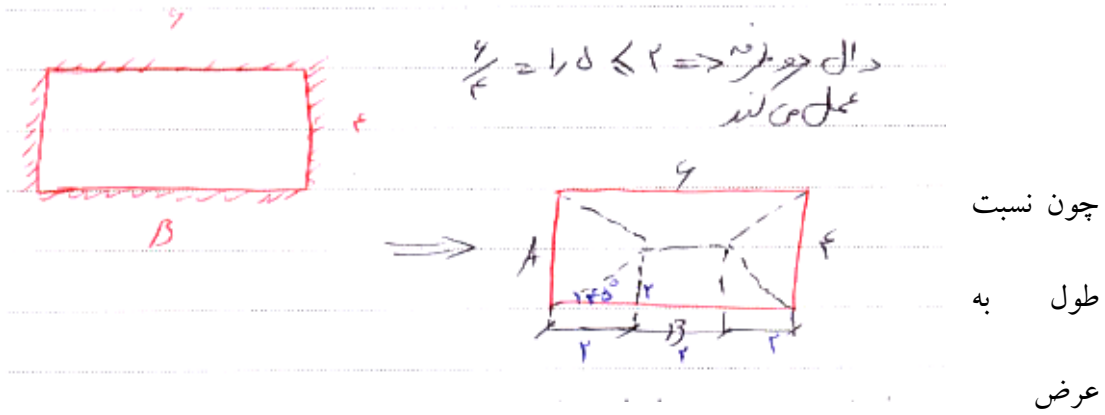
2- $b/20$

3- $a/35$

4- $b/35$

جواب: دال نشان داده شده تنها در دو وجه موازی خود بر روی تیر قرار گرفته است و در نتیجه عملکرد آن یک طرفه است و توزیع بار عمود بر راستای این دو تیر و به موازات راستایی از دال به بعد b خواهد بود. در نتیجه حداقل ضخامت دال باید نسبتی از بعد b (راستای توزیع بار) در نظر گرفته شود. چون مطابق شکل دال در دو انتهای خود (جایی که بر روی تیرها قرار گرفته است) به صورت غیرممتد میباشد، پس باید آن را همانند حالت با تکیه گاههای ساده در نظر گرفته و حداقل ضخامت آن یک بیستم دهانه دال (به موازات راستای توزیع بار) یعنی $b/20$ خواهد بود. پس گزینه دو صحیح است.

مثال: در دال نمایش داده شده در شکل زیر بر روی 4 دیوار در 4 طرف خود تکیه دارد، اگر با وارد بر دال 500kg/m^2 باشد، به دیوارهای B, A چه باری وارد می شود؟

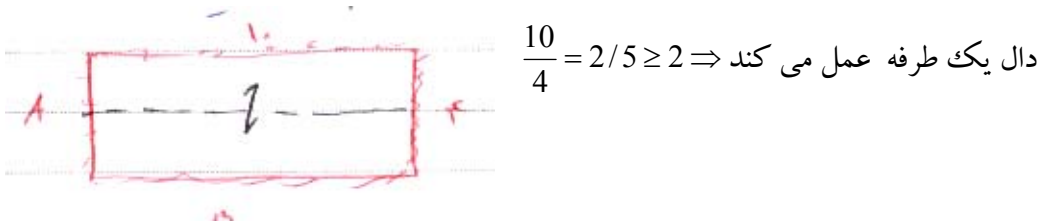


کمتر از دو میباشد، عملکرد دال دو طرفه است.

$$A \text{ سهم دیوار} : 500 \times \left(\frac{4 \times 2}{2} \right) = 2000kg$$

$$B \text{ سهم دیوار} : 500 \times \left(\frac{6+2}{2} \right) * 2 = 4000kg$$

سؤال: در مثال قبل اگر ابعاد دال 10 در 4 بود مسئله را دوباره حل کنید.

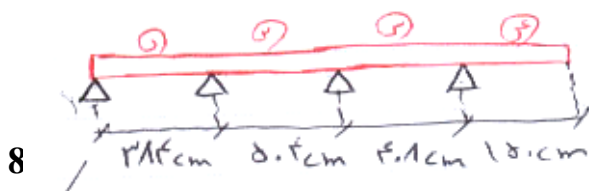


چون دال یک طرفه است توزیع بار در راستای موازی طول کوتاه دال انجام می شود و بارها به تیرهای موازی طول بلند دال منتقل می شود.

دیوار A بار برنست و باری به آن نمیرسد.

$$B \text{ دیوار} : 500 \times (10 \times 2) = 10000kg$$

سؤال: در تیر شکل زیر مطلوب است تعیین حداقل ضخامت دال برای آنکه نیازی به محاسبه خیز و افتادگی در تیر نباشد. آرماتورها از نوع S400 فرض کنید.



$$\frac{L}{24} = \frac{384}{24} = 16 \text{ cm} \quad \text{دهانه شماره 1: پیوسته از یک طرف}$$

$$\frac{L}{28} = \frac{504}{28} = 18 \text{ cm} \quad \text{دهانه شماره 2: پیوسته از دو طرف}$$

$$\frac{L}{28} = \frac{408}{28} = 14.5 \text{ cm} \quad \text{دهانه شماره 3: پیوسته از دو طرف}$$

$$\frac{L}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ cm} \quad \text{دهانه شماره 4: کنسول}$$

از مقادیر بدست آمده بزرگترین مقدار، یعنی 18cm را به عنوان ضخامت دال در نظر می گیریم.

سؤال: در مثال قبل اگر از آرماتور S₃₀₀ استفاده شود حداقل ضخامت چقدر می شود؟

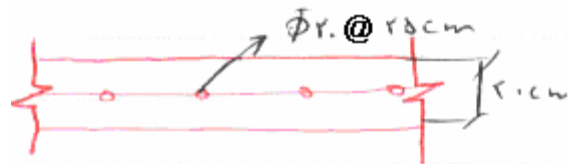
مقدار بدست آمده از مثال قبل را باید در ضریب زیر ضرب کنیم.

$$0.4 + \frac{fy}{670} = 0.4 + \frac{300}{670} = 0.84$$

$$0.84 \times 18 = 15.1 \text{ cm}$$

سؤال: در دال با مشخصات زیر مطلوب است کنترل فاصله بین آرماتورها و حداقل آرماتور طولی

مورد نیاز؟ (نوع آرماتور را S₃₀₀ فرض کنید)



مقدار ρ (نسبت آرماتور) در دالها برای عرض 1m از دال محاسبه می شود. برای محاسبه آن نیز

تقطع دال) $\rho = \frac{As}{b.h}$ استفاده کرد. (سه

$$b = 1000 \text{ mm}$$

$$h = 200 \text{ mm}$$

b : عرض دال :

h : ضخامت دال :

$$A_s = \left(\frac{1000}{250} \right) \times \left(\frac{\pi \times 20^2}{4} \right) = 1256 \text{ mm}^2$$

تعداد آرماتور در عرض 1متر

$$\rho = \frac{1256}{1000 \times 200} = 0 / 00628$$

$$S_{300} \Rightarrow \rho \text{ min} = 0 / 002$$

$$0 / 00628 \geq 0 / 002$$

فاصله بین آرماتورها هم باید از دو برابر ضخامت دال و 35 سانتیمتر کمتر باشد:

$$25\text{cm} \leq 2 * 20\text{cm} = 40\text{cm}$$

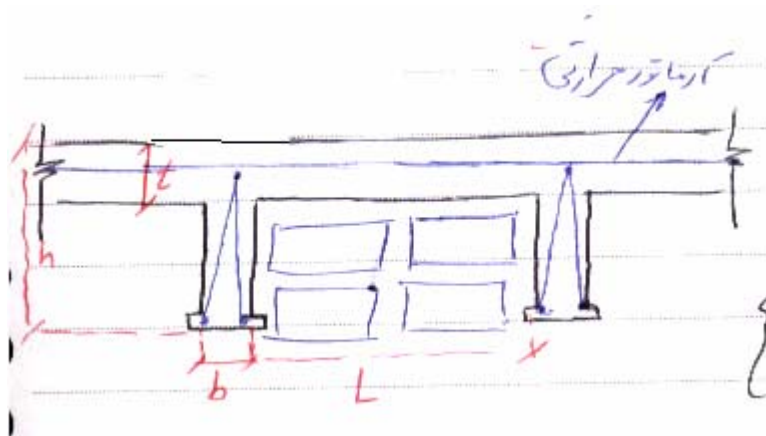
$$25\text{cm} \leq 35\text{cm}$$

نکاتی در زمینه اجرای سقف تیرچه بلوک :

سقف تیرچه بلوک یک نوع سقف دال تیرچه می باشد که متشکل از تیرچه ، بلوک و دال سقف است. تیرچه ها نیز خود شامل آرماتور طولی پائین ، آرماتور طولی بالا و آرماتور قطری و بتن پاشنه میباشد .

ضوابط مربوط به ابعاد و اندازه های سقف تیرچه بلوک :

- 1- عرض تیرچه ها نباید از 10cm کمتر اختیار شود . $b \geq 10\text{cm}$
- 2- کل ارتفاع تیرچه با احتساب ضخامت دال نباید از 3.5 برابر عرض تیرچه بیشتر اختیار شود.
- 3- فاصله آزاد بین تیرچه ها نباید از 75cm بیشتر اختیار شود.
- 4- ضخامت دال روی تیرچه ها نباید از 4cm و یک دوازدهم فاصله آزاد بین تیرچه ها کمتر اختیار شود .



$$b \geq 100\text{mm}$$

$$h \leq 3.5 b$$

$$L \leq 750 \text{ mm}$$

$$t \geq 40\text{mm}$$

$$t \geq \frac{L}{12}$$

در دال سقف در جهت عمود بر تیرچه ها باید حداقل آرماتور حرارت و جمع شدگی مطابق ضوابط دالها که در بخش قبل ذکر گردید، تعبیه شود. این آرماتورها برای جلوگیری از تنش های ناشی از تغییرات دما و جمع شدگی می باشد. این آرماتورها باید حداقل به قطر 6mm و به فواصل حداکثر 25cm تعبیه شود. (لازم نیست که به موازات تیرچه ها هم این آرماتورها قرار داده شود و تنها عمود بر جهت تیرچه ها این آرماتورها کفایت میکند)

کلاف میانی در سقف تیرچه بلوک:

در دهانه های بیش از 4m در وسط دهانه در جهت عمود بر تیرچه ها باید یک کلاف میانی اجرا شود این کلاف میانی باید به عرض 10cm و هم ارتفاع سقف باشد و در آن باید 2 آرماتور به قطر حداقل 10mm در پایین و بالا قرار داده شود. کلاف میانی برای یکپارچه کردن تیرچه ها و سقف به یکدیگر در جهت جانبی می باشد.

در اثر بارهای وارد بر تیرچه ها (بارهای مرده و زنده) در تیرچه ها تغییر شکل و افتادگی ایجاد میشود، برای جلوگیری از این مسئله لازم است قبل از بتن ریزی در سقف در زیر تیرچه ها از پایه های اطمینان استفاده شود. فاصله این پایه های اطمینان از یکدیگر در راستای طولی تیرچه حدود 1.2m می باشد. همچنین لازم است که در تیرچه یک خیز منفی ایجاد گردد تا پس از بتن ریزی در اثر تغییر شکل های ایجاد شده، تیرچه به وضعیت اولیه خود بازگردد. این خیز یک سیصدم طول دهانه تیرچه می باشد.

مثال: فواصل شمع های زیر سقف تیرچه بلوک حدوداً چقدر است؟ (سراسری 80)

جواب: 1.2m

مثال: خیز معکوس تیرچه در سقف تیرچه بلوک چه نسبتی از دهانه است؟ (سراسری 81)

جواب: یک سیصدم دهانه تیرچه

مثال: عملکرد کلاف سقف در اجرای سقف تیرچه بلوک کدام است؟ (سراسری 82)

1- ایجاد یکپارچگی و جلوگیری از لرزش

2- سبکی بیشتر سقف

3- عایق تر نمودن سقف

4- کاهش در آرماتور گذاری تیرچه

جواب: گزینه یک صحیح است

مثال: آرماتورهای حرارتی در سقف های تیرچه بلوک چه عملی انجام می دهند؟ (سراسری 82)

1- افزایش مقاومت کششی سقف

2- جلوگیری از ترک های سازه ای

3- جلوگیری از ترک های انبساطی و انقباضی

4- جلوگیری از انحنای سقف

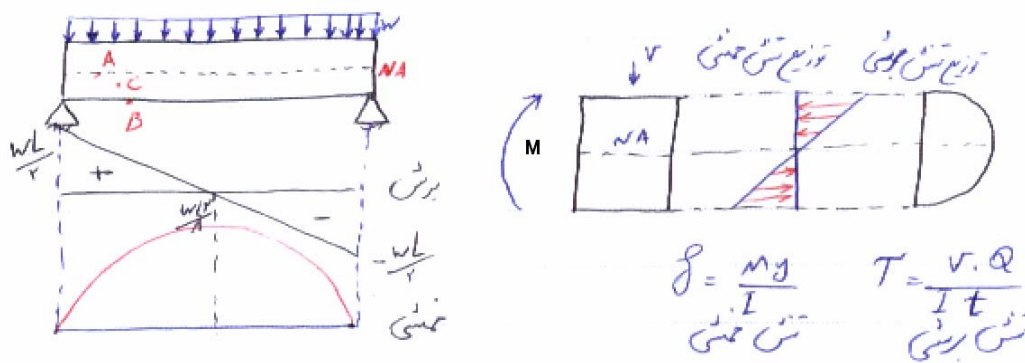
جواب: آرماتورهای حرارتی کلاً برای جلوگیری از ایجاد ترک در بتن در اثر انبساط و انقباض ناشی از

تغییر درجه حرارت و همچنین افت بتن در بتن قرار داده میشود. گزینه سوم صحیح است.

برش در تیرها

در بخشهای قبلی به مساله خمش در تیرها پرداخته شد. مساله مهم دیگری که باید در تیرها مورد بررسی قرار گیرد، نیروهای برشی میباشد. همانند لنگرهای خمشی باید تیرها (و کلاً هر عضو بتنی که ممکن است تحت نیروی برشی باشد) در برابر نیروهای برشی هم طراحی شده و تمهیدات لازم جهت تحمل این نیروها در آنها پیش بینی شود.

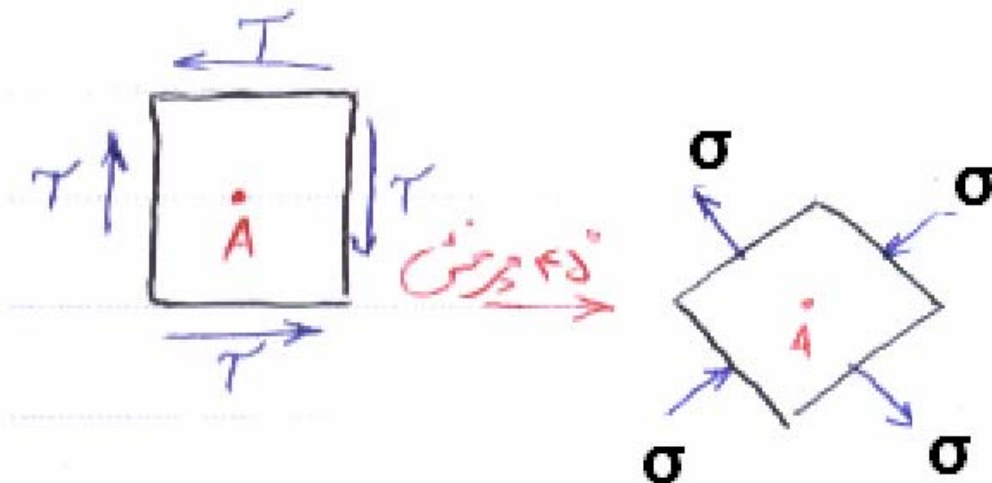
تیر شکل زیر با دهانه های ساده و بار گسترده یکنواخت را در نظر بگیرید. تیر دارای مقطع مستطیلی میباشد.



همانطور که در شکل نیز دیده میشود، نمودار برش به صورت خطی و دیاگرام لنگر به صورت یک سهمی میباشد. مقدار ماکسیمم برش در ابتدا و انتهای تیر رخ میدهد و در وسط دهانه تیر برش برابر صفر است. در سمت راست شکل بالا نیز نحوه توزیع تنش در ارتفاع مقطع تیر تحت یک لنگر خمشی M و نیروی برشی V ترسیم شده است. همانطور که میدانید تنشهای خمشی و تنشهای برشی با هم همراستا نیستند و جهت بردارهای تنش در این دو حالت عمود بر هم هستند. تنشهای خمشی از نوع تنشهای عمود بر سطح و تنشهای برشی از نوع تنشهای داخل صفحه میباشد. غیر از آن نحوه توزیع این تنشها در ارتفاع مقطع نیز متفاوت است. همانطور که در قسمت راست شکل نیز دیده میشود توزیع تنش خمشی به صورت خطی است و مقدار ماکسیمم فشاری و کششی آن در دورترین نقاط به تار خنثی

یعنی در بالا و پایین مقطع رخ میدهد و مقدار تنش در محل محور خنثی صفر است. اما در مورد توزیع تنش برشی در ارتفاع مقطع وضعیت متفاوت است. در این حالت مقادیر تنش در بالا و پایین مقطع صفر و در محل محور خنثی ماکسیمم است. توزیع تنش در ارتفاع مقطع نیز به صورت یک نمودار سهموی شکل میباشد. حال در همین شکل در قسمت سمت چپ سه نقطه A, B, C را در نظر بگیرید. نقطه A روی تار خنثی، نقطه B در پایینترین قسمت مقطع تیر و نقطه C در نیمه پایینی مقطع تیر مابین تار خنثی و پایین مقطع قرار دارد.

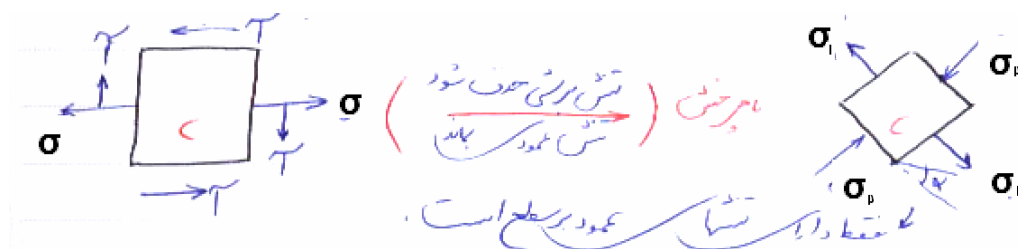
نقطه A روی تار خنثی: این نقطه تنش برشی دارد، ولی تنش عمودی و خمشی به آن وارد نمی شود. اگر یک المان ریز شامل این نقطه را بزرگ کرده و همانند شکل زیر تنشهای وارد بر آن را ترسیم کنیم، چون این نقطه بر روی محور خنثای تیر قرار دارد، فقط شامل تنش برشی خواهد بود و به آن هیچگونه تنش عمودی وارد نمیشود. حال اگر همین المان به مقدار 45 درجه دوران داده شود، تنشها در وجوه جانبی المان مطابق شکل تغییر میکند. در این حالت دیگر در وجوه المان چرخیده شده تنش برشی نداریم و به جای آن تنشهایی عمودی برابر با همان مقدار تنشهای برشی حالت اول المان (قبل از چرخش) خواهیم داشت. این مساله نشان میدهد که تنشهای برشی هم میتوانند در صفحاتی مایل ایجاد تنشهای محوری نمایند.



نقطه B روی پائین مقطع: در این نقطه مقدار تنش برشی صفر است و المان شامل این نقطه تنها شامل یک تنش محوری افقی روی دو وجه عمودی خود میباشد. در دو وجه افقی المان تنشی به وجود نمی آید.



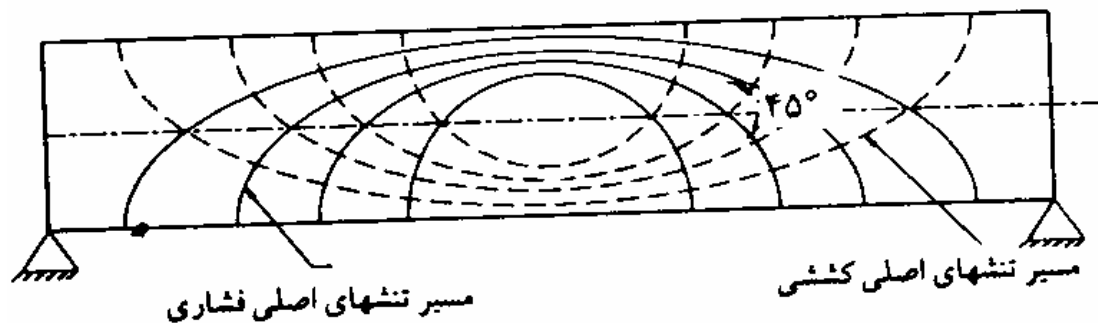
نقطه C بین A و B: این نقطه چون مابین تار خنثی و پایین مقطع میباشد، هم تنش برشی دارد و هم تنش خمشی. در المانی که برای این نقطه و قبل از چرخش ترسیم میشود در وجه عمودی هم تنش عمودی (ناشی از خمش) داریم و هم تنش برشی و در وجود افقی تنها تنش برشی داریم. (به یاد داشته باشیم که تنشهای خمشی تنها در وجه عمودی المان ایجاد تنش میکنند و در وجود افقی تنشی ایجاد نمیکنند). حال المان را به مقدار زاویه α به گونه ای دوران میدهیم که تنشهای برشی از وجه المان حذف شده و تنها تنشهای عمودی باقی بمانند. مقدار دوران برای رسیدن به این حالت خاص بین 0 و 45 درجه متغیر خواهد بود.



راستایی از المان ها که تحت آن راستا به المان تنها تنش عمودی وارد می شود و تنش برشی وجود ندارد راستای اصلی می گوئیم و تنشهای وارد بر المان در این حالت را تنش اصلی می گوئیم. بر روی محور خنثی که تنشهای عمودی وجود ندارد راستای تنشهای اصلی با افق 45° درجه می باشد و در بالا

و پائین مقطع با توجه به عدم وجود تنش برشی راستای تنشهای اصلی افقی است و در بقیه نقاط زاویه المان اصلی بین $0 - 45^\circ$ می باشد.

اگر در نقاط مختلف تیر راستای المان های اصلی محاسبه گردد و این راستاها برای تنشهای کششی و فشاری ترسیم گردد شکلی همانند زیر بدست می آید.



در نمودار بالا خطوط ممتد نشاندهنده مسیر تنشهای فشاری و خطوط غیرممتد نشاندهنده مسیر تنشهای کششی است.

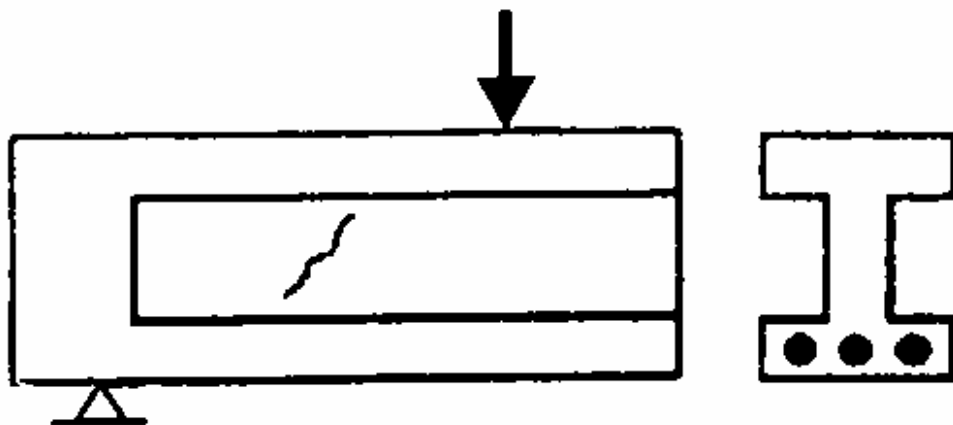
همانطور که دیده می شود علاوه بر خمش برش نیز می تواند به صورت مایل در مقطع تیر ایجاد تنش کششی نماید. این تنشها در محل محور خنثی با زاویه 45° می باشد. تنشهای کششی ناشی از نیروهای برشی را تنش کششی قطری یا تنش کششی مایل می نامند.

با افزایش میزان بار، مقدار تنشها نیز اضافه می شوند تا اینکه در قسمت هایی از تیر تنشهای کششی به مقاومت کششی برسند و ترکهایی در این قسمت ها ظاهر شود. در اغلب تیرها حداکثر تنشهای کششی در تارهای انتهایی مقطع و در اثر خمش به صورت عمودی ایجاد می شود. در این ناحیه اگر آرماتور کششی وجود داشته باشد تیر می تواند پس از ایجاد ترک به تحمل بار ادامه دهد. در زیر این ترکها نمایش داده شده اند:



ترک‌های خمشی

با افزایش بیشتر بار تنشهای برشی و در نتیجه تنشهای کششی قطری افزایش می یابد تا اینکه این تنشها نیز به مقاومت کششی بتن برسند. تحت این شرایط مقطع در امتداد صفحه ای که تنش کششی مربوط به آن به مقاومت کششی بتن رسیده است ترک می خورد چنین ترکهایی را که در جان تیر به وجود می آیند ترکهای قطری یا مایل می نامند. اینگونه ترکها معمولاً در مقاطع با جان نازک (نظیر مقطع I شکل) و همچنین مقاطع بتن پیش تنیده ممکن است رخ دهد و در مقاطع دیگر امکان وقوع آنها کم است. شکل زیر نمونه ای از این ترکها (ترک قطری یا ترک برش در جان) را در یک تیر با مقطع I شکل نمایش میدهد:



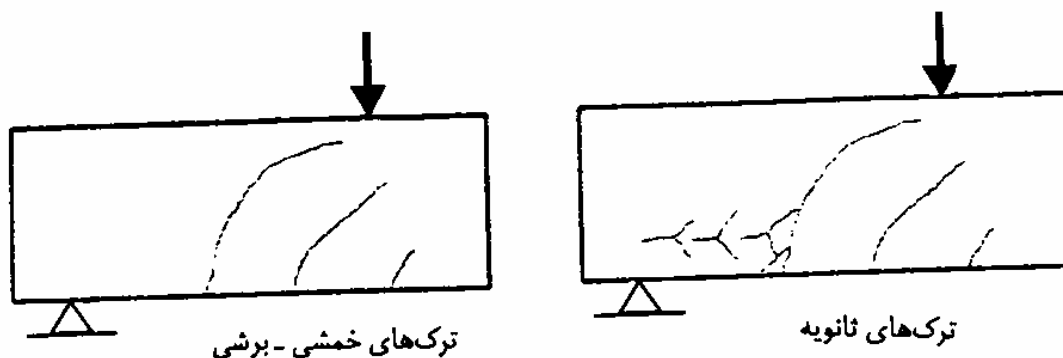
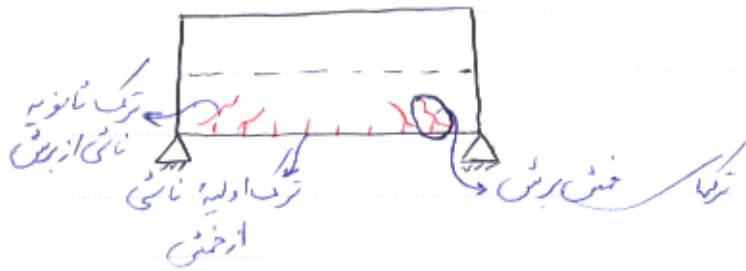
ترک‌های برشی جان

ترک های قطری به 2 صورت ممکن است به وجود آید :

1 - در صورتی که در یک مقطع تنشهای خمشی ناچیز باشند تنشهای کششی قطری با زاویه 45° درجه در محل محور خنثی رُخ داده و باعث ایجاد ترک به صورت مایل در جهت عمود بر تنش های کششی می شوند این ترکها را ترکهای برشی در جان نیز می نامند. این حالت همانطور که اشاره شد، معمولاً در تیرهای پیش تنیده و یا تیرهای با جان نازک و بالهای نسبتاً بزرگ ممکن است رخ بدهد.

2 - نوع دیگر از ترک حالتی است که در مقطع هم تنش برشی و هم تنش خمشی قابل توجه وجود دارد در این حالت ابتدا در اثر لنگر خمشی در تارهای بیرونی مقطع ترک عمودی رخ می دهد. با افزایش بار در انتهای برخی از این ترکها که تنش برشی نیز زیاد است ترکها در راستای مایل شروع به گسترش می نمایند. به این ترکها ترکهای خمشی برشی گفته می شود. این ترکها در اشکال زیر نمایش

داده شده اند:

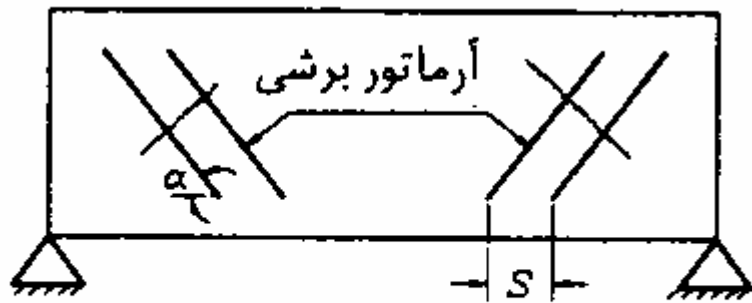


برای مقابله با تنشهای برشی یکی از سه روش زیر و یا ترکیبی از آنها قابل استفاده است:

1 - استفاده از آرماتور عرضی عمود بر راستای طولی تیر به صورت خاموت ، تنگ بسته ، رکابی ، قلاب .



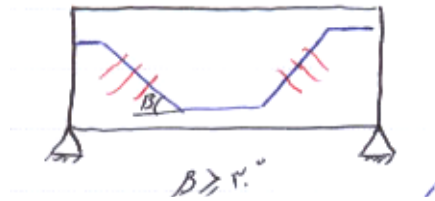
2 - استفاده از آرماتور عرضی مایل به شرط آنکه زاویه این آرماتورها با راستای طولی تیر حداقل 45° باشد و این آرماتورها به گونه ای قرار داده شوند که ترک های احتمالی ایجاد شده در تیر را قطع نمایند. (همانند شکل زیر)



جهت قرارگیری آرماتورهای برشی

$$\alpha \geq 45$$

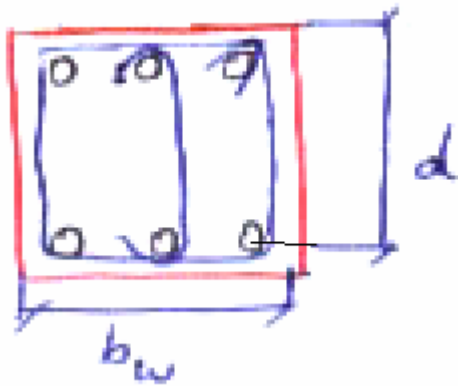
3 - در برخی موارد میلگردهای طولی تیر که در قسمت بالا یا پایین مقطع دیگر نیازی به ادامه دادن ندارند، به صورت مایل خم شده و در وجه دیگر مقطع تیر ادامه می یابند . قسمت مایل این میلگردها می توانند در تحمل برش مؤثر باشند به شرط آنکه زاویه آنها با محور طولی تیر از 30° درجه کمتر نباشد و این میلگردها به گونه ای قرار داده شوند که ترکهای احتمالی ایجاد شده در بتن را قطع نمایند. (همانند شکل زیر)



مزایای استفاده از خاموت و آرماتورهای عرضی :

آرماتورهای برشی قبل از ایجاد ترک در بتن تنشی را تحمل نمی کنند و تنشهای برشی تماماً توسط بتن تحمل می شود و تنها پس از تشکیل ترکهای قطری آرماتورهای برشی وارد عمل شده و 3 وظیفه عمده را انجام می دهند . اول آنکه قسمتی از برش وارد بر مقطع را تحمل می کنند و دوم آنکه از توسعه و باز شدن ترک های قطری جلوگیری می کنند و سوم آنکه میلگردهای طولی را به نحو محکمتری به هسته بتن می پیوندند، که در نتیجه آن علاوه بر افزایش مقاومت برشی، یکپارچگی بیشتری در مقطع به وجود می آورند.

محاسبه برش مقاوم مقطع :



برش وارد بر تیر بخشی توسط بتن و بخش دیگری توسط آرماتورهای عرضی تحمل می شود و طبق روابط زیر محاسبه می گردد.

$$V_r = V_c + V_s \quad \text{برش مقاوم مقطع :}$$

$$V_c = 0.2 \phi_c \sqrt{f_c} b_w d \quad \text{برش تحمل شده توسط بتن :}$$

d : ارتفاع موثر مقطع که از آکس آرماتور کششی تا بیرونی ترین تار فشاری مقطع در نظر گرفته میشود.

F_c : مقاومت فشاری بتن

b_w : عرض جان مقطع

برش تحمل شده توسط آرماتورهای عرضی نیز در صورتی که از آرماتور عرضی قائم استفاده کرده باشیم از رابطه زیر محاسبه میشود:

$$V_s = \phi_s \cdot A_v \cdot f_y \cdot \frac{d}{S}$$

در رابطه بالا f_y نشاندهنده تنش تسلیم آرماتورهای عرضی، d ارتفاع موثر مقطع، S فاصله محور تا محور آرماتورهای عرضی در راستای طولی تیر و A_v مجموع سطح مقطع آرماتورهای عرضی است. برای محاسبه A_v باید سطح مقطع تمام آرماتورهای عرضی که به موازات راستای اعمال برش هستند را با هم جمع کرد مثلاً اگر در مقطع از یک خاموت بسته استفاده شده باشد و راستای برش عمودی باشد باید سطح مقطع دو شاخه عمودی خاموت را با هم جمع کرد.

در صورت استفاده از آرماتورهای عرضی مایل برش تحمل شده توسط آرماتورهای عرضی از رابطه زیر محاسبه میشود:

$$V_s = \phi_s \cdot A_v \cdot f_y \cdot \frac{d}{S} (\sin \alpha + \cos \alpha)$$

در رابطه بالا α زاویه ی راستای آرماتورهای عرضی با راستای افق (راستای طولی تیر) میباشد.

مقدار V_s باید به گونه ای باشد که تنش برشی سهم خاموت های قائم بیشتر از $0.5\sqrt{f_c}$ یا 3Mpa نشود.

$$\text{مبحث نهم} \quad \begin{cases} (V_s \leq 0.5 \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d) \\ V_s \leq 3 b_w \cdot d \end{cases}$$

مطابق آیین نامه آبا نیز برش تحمل شده توسط آرماتورهای عرضی نمیتواند از 4 برابر برش تحمل شده توسط بتن بیشتر گردد:

$$V_s \leq 4 V_c \text{ آبا}$$

حداقل آرماتور برشی: در تیرهایی که تنش برشی موجود در آنها بیش از نصف تنش برشی

مجاز بتن است باید حداقل آرماتور برشی مطابق رابطه زیر قرار داده شود.

$$V_u \geq \frac{V_c}{2} \Rightarrow A_{v \min} = 0.35 \frac{b_w \cdot S}{f_y}$$

در رابطه بالا S فاصله بین آرماتورهای عرضی در راستای طولی تیر، f_y تنش تسلیم آرماتورهای عرضی و b_w عرض جان مقطع است.

حداکثر فاصله بین آرماتورهای برشی: فاصله بین آرماتورهای برشی در راستای محور عمود

بر عضو نباید از مقادیر زیر بیشتر شود.

مطابق مبحث نهم:

$$V_s \leq 0.25 \sqrt{f_c} b_w \cdot d \Rightarrow S \leq \frac{d}{2}$$

$$V_s > 0.25 \sqrt{f_c} b_w \cdot d \Rightarrow S \leq \frac{d}{4}$$

مطابق آیین نامه آبا:

$$V_s \leq 2V_c \Rightarrow S \leq \frac{d}{2}$$

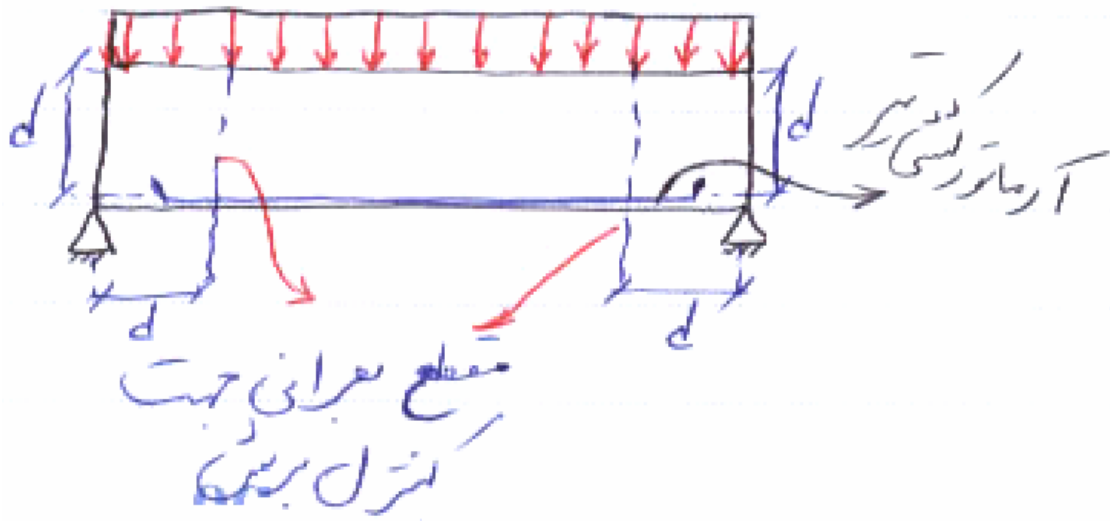
$$V_s > 2V_c \Rightarrow S \leq \frac{d}{4}$$

حداقل فاصله بین خاموت ها:

در این زمینه آئین نامه محدودیت خاصی ندارد اما به دلیل مسائل اجرایی توصیه می گردد فاصله بین خاموت ها در راستایی طولی تیر از فواصلی در حدود 7.5-10 سانتیمتر کمتر اختیار نشود. این حداقل به جهت مسایل اجرایی و امکان بتنریزی قطعه بتنی میباشد.

مقطع بحرانی برای کنترل برش :

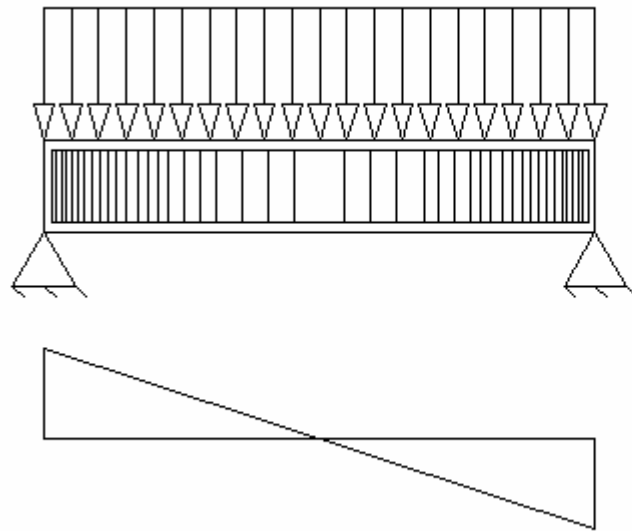
در تیرها معمولاً برش ماکسیمم در بر تکیه گاه ها اتفاق می افتد اما آئین نامه اجازه می دهد که مقطع بحرانی جهت کنترل برش به فاصله d از بر تکیه گاه در نظر گرفته شود؛ به شرط آنکه جهت بار وارد بر تیر روبه پایین بوده و در فاصله کمتر از d از بر تکیه گاه به تیر بار متمرکز اعمال نشود در غیر این صورت مقطع بحرانی همان بر تکیه گاه می باشد. در اینجا d ارتفاع موثر مقطع (فاصله بین آکس آرماتور کششی تا بالای مقطع) میباشد. این مساله به این دلیل است که مطابق مطالعات تجربی اولین ترک قطری در مقطع معمولاً در فاصله d از بر تکیه گاه رخ میدهد.



توزیع آرماتور عرضی در طول تیر :

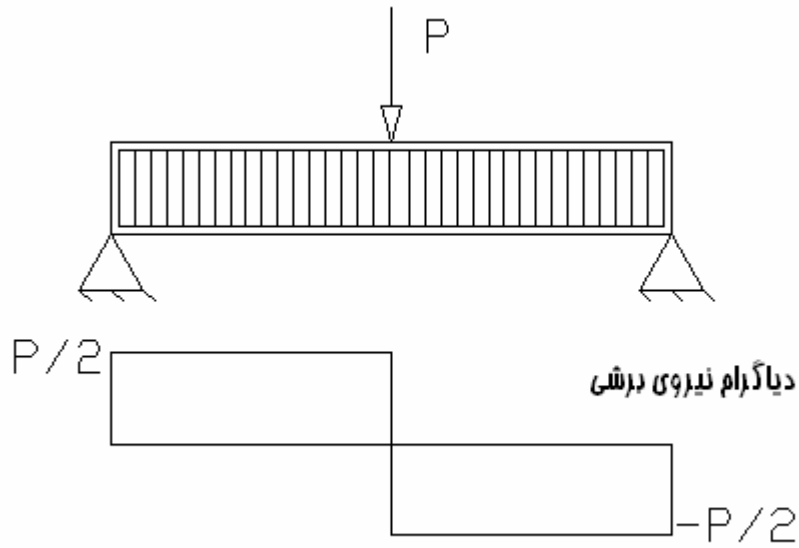
با کاهش میزان برش وارد بر تیر می توان فاصله آرماتورهای برشی را از یکدیگر زیاد کرد به طور مثال در تیرهای دو سر ساده یا دو سر گیردار که در وسط دهانه برش صفر یا ناچیز است می توان فاصله خاموت ها را زیاد کرد و یا حتی آنها را در میانه تیر حذف کرد. در تیرهای کنسول با بار گسترده

یکنواخت برش در انتهای آزاد ناچیز و با حرکت به سمت تکیه گاه گیردار برش اضافه می شود در این حالت در انتهای آزاد فاصله خاموت ها زیاد و با پیشروی به سمت تکیه گاه گیردار این فاصله کم میشود. در تیرهایی که تنها شامل بار متمرکز میباشند، نمودار برش در تکه های مختلف تیر که باری به تیر وارد نمیشود به صورت یک عدد ثابت (خط افقی) است که در نتیجه توزیع آرماتورهای برشی هم در این قطعات به صورت یکنواخت و با فواصل مساوی خواهد بود.

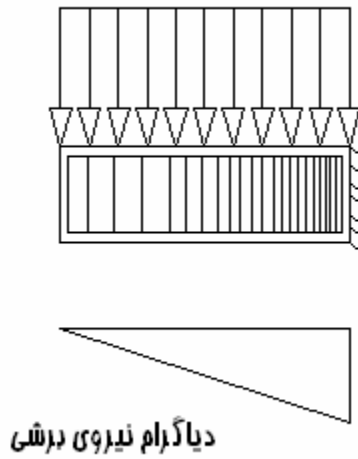


دیاگرام نیروی برشی

(در این حالت در ابتدای تیر که برش ماکسیمم است، فاصله بین آرماتورهای عرضی کم است و هر چه به سمت مرکز تیر که برش صفر است میرویم فاصله بین آنها بیشتر میشود)

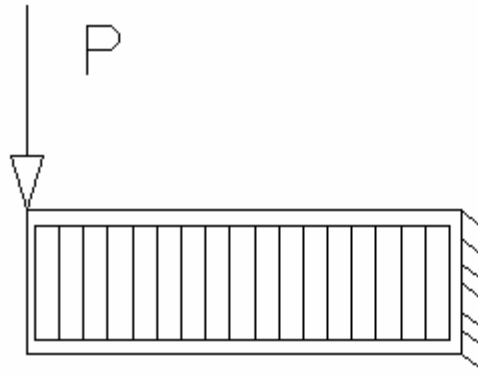


(در این حالت مقدار برش در طول تیر ثابت است و توزیع آرماتوره‌های عرضی نیز در طول تیر یکنواخت است)



(در این حالت در ابتدای تیر برش صفر است و به تدریج برش زیاد شده و در تکیه گاه گیردار تیر در سمت راست به ماکسیمم خود میرسد. به

همین جهت فاصله آرماتورها ابتدا زیاد و به تدریج به سمت انتهای تیر کم میشود. حتی در ابتدای تیر میتوان آرماتور عرضی قرار ندهیم)



(در این حالت چون مقدار برش در تیر ثابت است، فاصله بین آرماتورهای برشی هم مقداری ثابت است)

در دو حالت شامل بار متمرکز مقدار برش در طول تیر عددی ثابت است و در نتیجه فاصله خاموت ها نیز در طول تیر یکسان است.

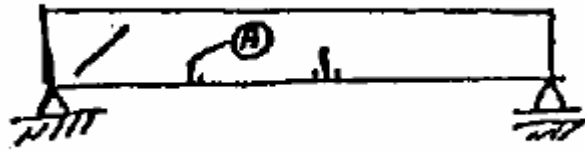
مثال: حداقل آرماتور برشی در تیرها کدام است؟ (سراسری 81)

$$\begin{aligned} & \left(0.212 \frac{b_w S}{F_y}\right) 2.12 \frac{b_w S}{F_y} \quad (2) & \left(0.35 \frac{b_w S}{F_y}\right) 3.5 \frac{b_w S}{F_y} \quad (1) \\ & \left(0.414 \frac{b_w S}{F_y}\right) 4.14 \frac{b_w S}{F_y} \quad (4) & \left(1.06 \frac{b_w S}{F_y}\right) 10.6 \frac{b_w S}{F_y} \quad (3) \end{aligned}$$

جواب: گزینه یک صحیح است. (در گزینه های نوشته شده اولین رابطه بر حسب واحد kg و cm و

دومین رابطه بر حسب N و mm است)

مثال: ترک A در تیر شکل زیر از چه نوعی است؟ (سراسری 82)



1- برشی - خمشی

2- پیچشی - برشی

3- برشی

4- خمشی

جواب: ترک نشان داده شده یک ترک خمشی است (به صورت عمودی) که در ادامه آن یک ترک برشی هم (به صورت مایل) ایجاد شده است و ترک از نوع برشی - خمشی می باشد و گزینه یک صحیح است.

مثال: کدام مورد راجع به خاموتها صحیح است؟ (سراسری 82)

1- قسمتی از نیروی برشی را جذب میکند

2- وجود آنها از توسعه ترکهای قطری جلوگیری میکند

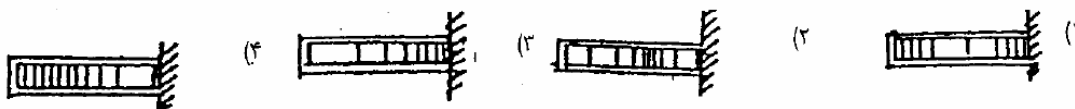
3- موجب اتصال میلگردهای طولی به هسته بتن میشوند.

4- همه موارد

جواب: همه موارد. گزینه 4 صحیح است.

مثال: برای تیر طره ای با بار گسترده یک نواخت مطابق شکل ، خاموتگذاری مناسبتر کدام است؟

(سراسری 82)



جواب: در این حالت مقدار برش در انتهای آزاد تیر (سمت چپ) صفر و به تدریج به سمت انتهای گیردار تیر (سمت راست) زیاد میشود. پس خاموتها باید ابتدا با فواصل زیاد چیده شده و سپس فواصل آنها به تدریج کم شود. گزینه سه صحیح است.

مثال: مقطع بحرانی برای کنترل برش در تیرها در چه فاصله ای از بر تکیه گاه است؟ (سراسری

(83)

2d -1

d -2

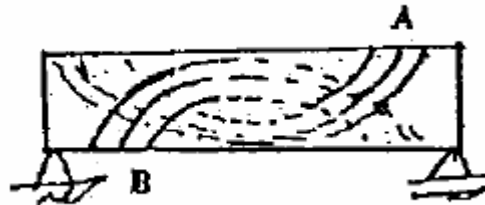
d/2 -3

d/4 -4

جواب: گزینه دو صحیح است.

مثال: منحنی های A و B به ترتیب نمایانگر تنش و میباشند. (سراسری

(84)



1- کششی - برشی

2- کششی - فشاری

3- فشاری - کششی

4- برشی - فشاری

جواب: مطابق مفاد جزوه در صورتی که تیر تحت یک بار گسترده رو به پایین باشد، منحنی A

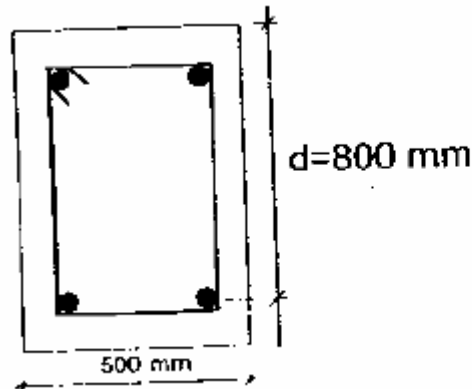
نشاندنده تنشهای کششی و منحنی B نشاندنده تنشهای فشاری است. گزینه دو صحیح است.

مثال: حداقل آرماتور برشی (خاموت) در تیرها، کدام است؟ (سراسری 84)

$$(A_v)_{\min} = 0.35 \frac{b_w S}{F_y} \quad (۳) \quad (A_v)_{\min} = 3.5 \frac{b_w}{F_y} \quad (۳) \quad (A_v)_{\min} = 0.35 \frac{F_y}{b_w S} \quad (۲) \quad (A_v)_{\min} = 3.5 \frac{F_y}{b_w} \quad (۱)$$

جواب: گزینه چهار صحیح است. (با فرض استفاده از واحد نیوتن و میلیمتر)

مثال: نیروی برشی مقاوم بتن در شکل زیر به تنهایی چند کیلونیوتن است؟ (سراسری 86)



$$f_c = 25 \frac{N}{mm^2}$$

240 -1

400 -2

1200 -3

2000 -4

جواب:

$$V_c = 0.2 \phi_c \sqrt{f_c} b_w d = 0.2 * 0.6 \sqrt{25} * 500 * 800 = 240000 N = 240 KN$$

گزینه یک صحیح است.

مثال: اگر نیروی برشی مقاوم خاموتها (Vs) بزرگتر از 2Vc باشد، ماکسیمم فاصله بین خاموتها

چقدر است؟ (سراسری 86)

d/4 -1

d/3 -2

d/2 -3

300mm -4

جواب: گزینه یک صحیح است.

مثال: حداقل آرماتور برشی در تیرها از کدام رابطه محاسبه میشود؟ (سراسری 87)

$$\frac{2}{112} \frac{b_w S}{f_y} \quad (4)$$

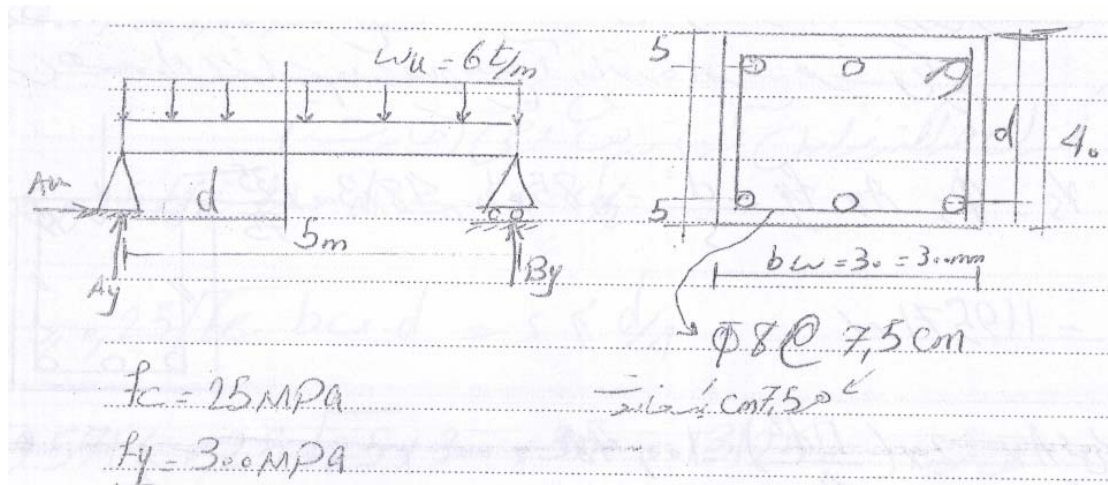
$$0.155 \frac{b_w S}{f_y} \quad (3)$$

$$0.135 \frac{b_w S}{f_y} \quad (2)$$

$$0.02 \frac{b_w S}{f_y} \quad (1)$$

جواب: گزینه دو صحیح است

مثال: در تیر با بارگذاری نشان داده شده مطلوبست کنترل تنش برشی مقطع.



جواب:

ابتدا با نوشتن معادلات تعادل واکنشهای تکیه گاهی تیر را به دست می آوریم.

$$\sum M_B = 0 \Rightarrow -5A_y + (6 * 5) * 2.5 = 0 \Rightarrow A_y = 15 \text{ t}$$

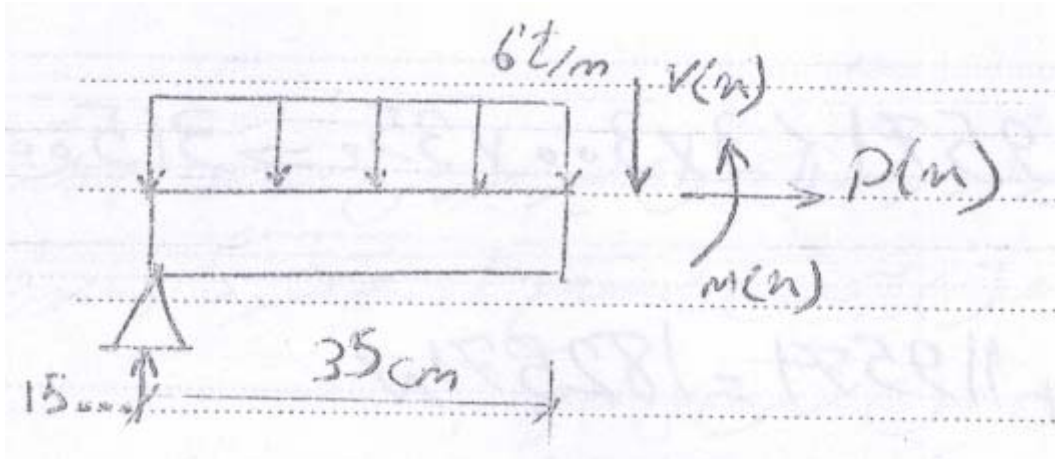
برای محاسبه برش در مقطع بحرانی تیر محاسبه همان یک واکنش تیر که در بالا به دست آمد کفایت میکند.

ارتفاع موثر تیر را به دست می آوریم. این ارتفاع برابر فاصله بین آکس آرماتور کششی (آرماتورهای پایین مقطع تیر) تا بالای مقطع تیر میباشد.

$$d = 400 - 50 = 350 \text{ mm}$$

محاسبه برش در مقطع بحرانی تیر:

مقطع بحرانی تیر به فاصله d از بر تکیه گاه تیر میباشد. برای این منظور به فاصله d (350 میلیمتر) از سمت چپ تیر یک مقطع ایجاد کرده و قسمت سمت چپ تیر را انتخاب و دیاگرام آزاد آن را ترسیم میکنیم و با نوشتن معادلات تعادل مقدار برش در آن مقطع را محاسبه میکنیم.



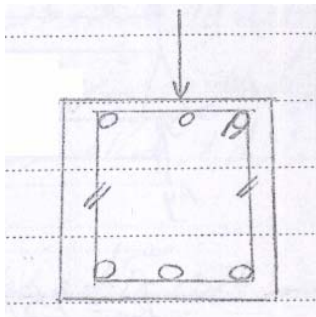
$$\sum F_y = 0 \Rightarrow 15 - 6 * 0.35 - V(x) = 0 \Rightarrow V(x) = 12.9t = 129000N = V_u$$

حال باید مقطع را برای برش به دست آمده کنترل نماییم

$$V_u \leq V_r = V_c + V_s$$

$$V_c = 0.2\phi_c \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d = 0.2 * 0.6 * \sqrt{25} * 300 * 350 = 63000N$$

برای محاسبه AV در هر مقطع تعداد شاخه هایی از خاموت که موازی راستای نیروی برشی هستند را میشماریم و در سطح مقطع یکی از آنها ضرب میکنیم. در اینجا با توجه به اینکه نیروی برشی عمودی است، تعداد شاخه های عمودی را میشماریم که برابر با دو شاخه میشود.



$$A_v = 2 * \pi . d^2 / 4 = 2 * \pi . 8^2 / 4 = 100.48 mm^2$$

$$V_s = \phi_s . A_v . f_y . \frac{d}{s} = 0.85 * 100.48 * 300 * \frac{350}{75} = 119571 N$$

کنترل حداکثر مقدار V_s :

بر اساس مبحث نهم:

$$V_s = 119571 \leq 0.5 \sqrt{f_c} . b_w . d = 0.5 \sqrt{25} * 300 * 350 = 262500 N$$

$$V_s = 119571 \leq 3 . b_w . d = 3 * 300 * 350 = 315000 N$$

هر دو مورد ارضا شده است.

بر اساس آبا هم اگر بخواهیم این کنترل را انجام دهیم به شکل زیر خواهد بود:

$$V_s = 119571 \leq 4V_c = 4 * 63000 = 252000 N$$

بر اساس ضوابط آبا هم مشکلی وجود ندارد.

* اگر مقدار برش تحمل شده توسط آرماتورهای عرضی بیش از مقدار مجاز بود، به جای مقدار به

دست آمده برای V_s مقدار ماکسیمم مجاز را جایگزین میکنیم

محاسبه برش مقاوم مقطع و مقایسه با برش نهایی موجود در مقطع:

$$V_r = V_c + V_s = 63000 + 119571 = 182571 N$$

$$V_U = 129000 \leq 182571$$

مقدار برش موجود در مقطع از مقدار برش مقاوم مقطع کوچکتر و قابل قبول است.

کنترل حداقل آرماتور برشی:

$$V_U = 129000 \leq \frac{V_c}{2} = \frac{63000}{2} = 31500 N \Rightarrow A_{v \min} = 0.35 b_w \frac{S}{f_y}$$

چون مقدار برش نهایی موجود از نصف برش قابل تحمل توسط بتن بیشتر است، نیاز به قرار دادن

آرماتور برشی حداقل میباشد.

$$A_{v \min} = 0.35b_w \frac{S}{f_y} = 0.35 * 300 * \frac{75}{300} = 26.25 \text{mm}^2$$

$$100.48 \geq 26.25$$

مقدار آرماتور برشی موجود بیش از حداقل مجاز است و قابل قبول است.

کنترل حداکثر فواصل آرماتورهای عرضی

مبحث نهم:

$$V_s \leq 0.25 \sqrt{f_c} b_w .d \Rightarrow S \leq \frac{d}{2}$$

$$V_s > 0.25 \sqrt{f_c} b_w .d \Rightarrow S \leq \frac{d}{4}$$

$$119571 \leq 0.25 \sqrt{25} * 300 * 350 = 131250 \text{ N} \Rightarrow S \leq \frac{d}{2} \Rightarrow 75 \leq \frac{350}{2} = 175 \text{ mm}$$

مطابق آیین نامه آبا:

$$V_s \leq 2V_c \Rightarrow S \leq \frac{d}{2}$$

$$V_s > 2V_c \Rightarrow S \leq \frac{d}{4}$$

$$119571 \leq 2 * 63000 = 126000 \Rightarrow 75 \leq \frac{350}{2} = 175 \text{ mm}$$

مطابق با ضوابط هر دو آیین نامه مقدار حداکثر فاصله مجاز بین آرماتورهای عرضی رعایت شده است.

لنگر پیچشی در مقاطع بتنی

علاوه بر برش مقاطع بتنی باید در برابر پیچش نیز بررسی شوند و در صورت لزوم یکسری آرماتور عرضی نیز برای تحمل پیچش به مقطع اضافه شوند. این آرماتورها علاوه بر آرماتورهای عرضی مورد نیاز جهت مقابله با نیروهای برشی میباشند.

در صورتی که لنگر پیچشی وارد بر مقطع کمتر از 25 درصد لنگر ترک خوردگی مقطع باشد (لنگر ترک خوردگی مقطع کوچکترین لنگر پیچشی است که باعث به وجود آمدن اولین ترکها در مقطع بتنی میگردد)، طراحی مقطع بتنی برای پیچش ضرورتی ندارد.

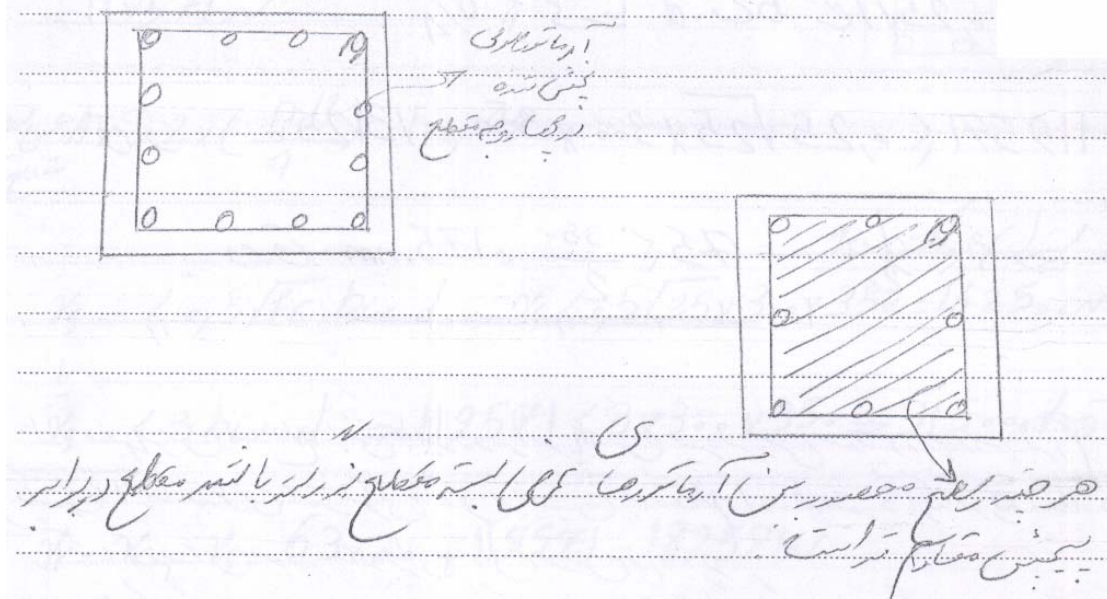
نیازی به طراحی مقطع بتنی در برابر پیچش نیست $T_U \leq 0.25T_{cr} \Rightarrow$

پس از ترک خوردگی بتن دیگر بتن نقشی در تحمل لنگر پیچشی نخواهد داشت. در این حالت در جهت اطمینان از نقش بتن در تحمل لنگر پیچشی صرفنظر میشود و تمام این لنگر باید توسط آرماتورهای پیچشی که شامل خاموتهای قائم بسته یا مارپیچ یا آرماتورهای طولی (که به طور یکنواخت در اطراف مقطع پخش میشوند) میباشند، تحمل گردد.

نکته: قلابها، رکابها و کلاً آرماتورهای عرضی غیربسته نقشی در تحمل پیچش ندارند.

نکته: هر چقدر سطح محصور بین آرماتورهای عرضی بسته مقطع بزرگتر باشد، مقطع در برابر پیچش مقاومتر است.

*خاموتهای بسته مهمترین نقش در تحمل لنگر پیچشی در مقطع را دارند.



مثال: در تیرهای بتنی برای مقابله با پیچش استفاده از کدام روش مناسبتر است؟ (سراسری 82)

1- افزایش ابعاد مقطع

2- بکارگیری خاموت رکابی قائم

3- بکارگیری خاموت رکابی مایل

4- بکارگیری خاموت بسته

جواب: استفاده از خاموتهای باز به هر صورت و شکل تاثیری در تحمل پیچش ندارد. پس دو گزینه دوم و سوم نمیتواند صحیح باشند. هر یک از دو گزینه اول و چهارم میتواند باعث بالا رفتن مقاومت مقطع در برابر پیچش شود که گزینه چهارم یعنی استفاده از خاموت بسته تاثیر بیشتری در تحمل مقاومت پیچشی مقطع دارد. گزینه چهارم صحیح است.

مثال: کدام خاموت برای مقاومت در برابر پیچش مناسبتر است؟ (سراسری 85)

1- U شکل

2- L شکل

3- رکابی

4- بسته

جواب: گزینه 4 صحیح است

پی ها

پی ها وظیفه انتقال بارها از ستونها به زمین را دارند. پی ها به انواع مختلفی نظیر پیهای تکی (منفرد)،

پیهای دو ستونه (مرکب)، پیهای باسکولی، پیهای نواری، پیهای مشبک، پیهای گسترده و پیهای

شمعی

پیهای تکی: در این پیها بر روی هر ستون تنها یک ستون قرار میگیرد. این پیها بیشتر در ساختمانهای

کوتاه با مقاومت خاک متوسط و خوب قابل استفاده است. شکل این پیها معمولاً مربع یا مستطیل است.

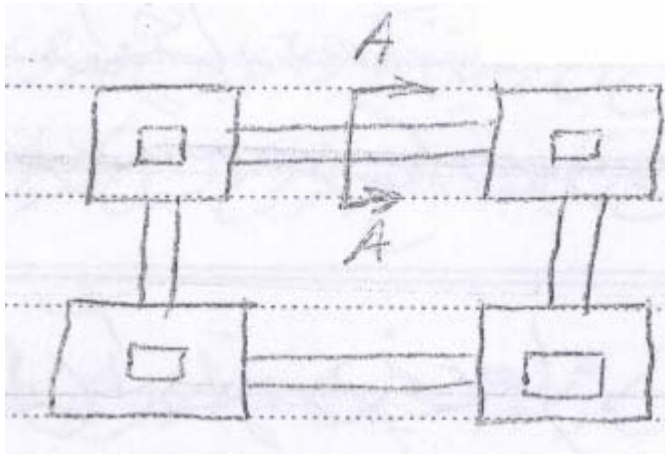
بهتر است که ستونها در وسط پی قرار گیرند به گونه ای که توزیع تنش در زیر پی یکنواخت یا تقریباً

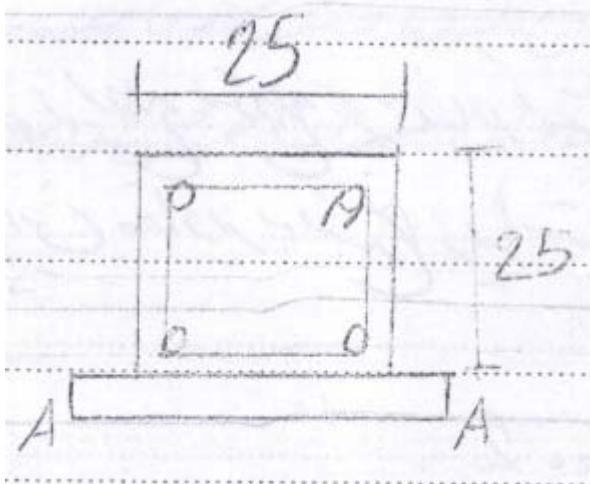
یکنواخت گردد. این پیها تنها در قسمت پایین خود دارای یک شبکه آرماتور هستند و در قسمت بالای

آنها آرماتوری قرار نمیگیرد. همچنین برای یکپارچه سازی پیها و جلوگیری از حرکت جانبی پیها

نسبت به یکدیگر لازم است پیها در دو جهت ترجیحاً متعامد با استفاده از کلافهای بتنی به یکدیگر

متصل شوند.





کلافهای رابط پیها باید برای یک نیروی محوری کششی برابر 10 درصد نیروی محوری حداکثر دو ستونی که آنها را به متصل میکند، طراحی شوند. آیین نامه های آبا و مبحث نهم برای این کلافها یکسری محدودیت از نظر حداقل ابعاد، آرماتورهای طولی و آرماتورهای عرضی و حداکثر فاصله بین آرماتورهای عرضی در نظر گرفته اند که به شرح زیر میباشد:

حداقل ابعاد:

آبا: 25*25cm

مبحث نهم : 30*0cm

آرماتور طولی:

آبا: حداقل 4 آرماتور به قطر 12 میلیمتر

مبحث نهم : حداقل 4 آرماتور به قطر 14 میلیمتر

آرماتورهای عرضی:

آبا: خاموت با آرماتور به قطر 6 میلیمتر به فواصل حداکثر هر 25 سانتیمتر در راستای طولی کلاف

مبحث نهم: خاموت با آرماتور به قطر 8 میلیمتر به فواصل حداکثر هر 25 سانتیمتر در راستای طولی

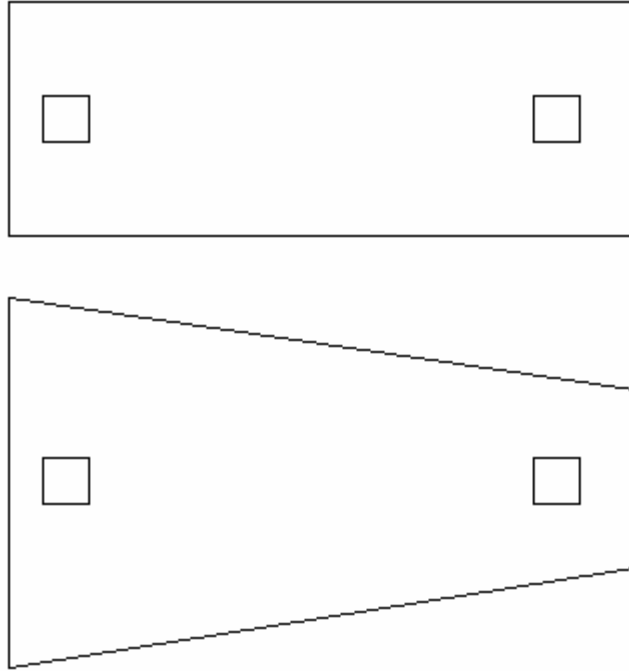
کلاف

میلگردهای طولی کلافها در پیه‌های میانی باید به طور ممتد در داخل پی ادامه پیدا کنند و در پیه‌های کناری باید تا زیر ستون ادامه پیدا کرده و در آنجا مهار شوند.

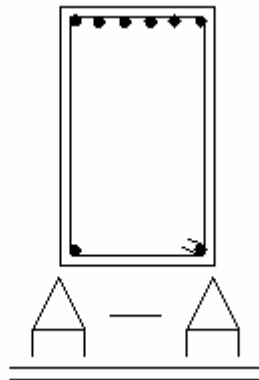
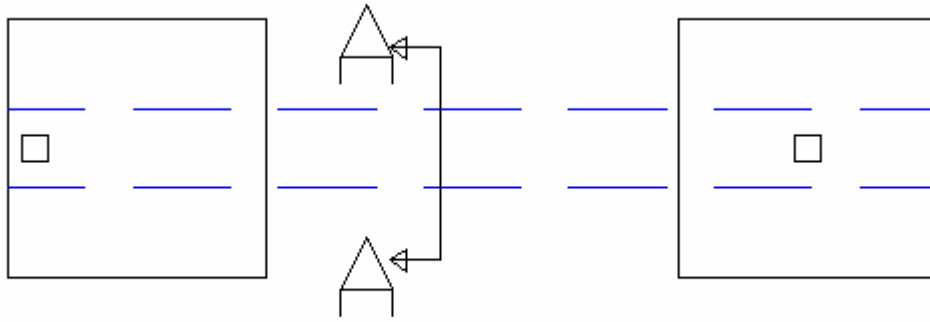
نکته: استفاده از کلاف تنها برای یکپارچه سازی پی در راستای جانبی است و کلافها نقش چندانی در جلوگیری از نشست نامتقارن پی ندارند.

نکته: در سازه‌های یک طبقه که دارای دهانه‌های بزرگ هستند، مانند سوله‌ها و سازه‌های ساختمانهای صنعتی، آشیانه‌ها و غیره که در آنها پیه‌ها دارای عمق استقرار و پایداری کافی در برابر نیروهای جانبی هستند، از پیش بینی کلاف در امتداد دهانه قاب میتوان صرف نظر کرد. در این پیه‌ها خاکریز اطراف پی باید بعداً به خوبی کوبیده و متراکم شوند.

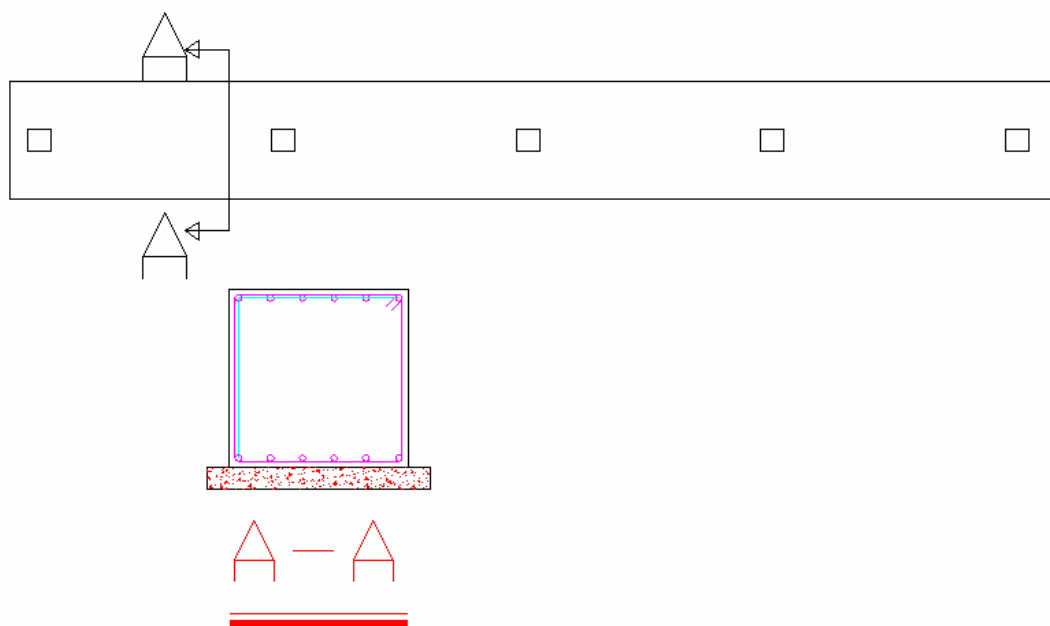
پیه‌های دو ستونه (مرکب): در این گونه پیه‌ها دو ستون بر روی یک پی قرار میگیرد. وقتی که فاصله دو ستون به یکدیگر نزدیک باشد به گونه‌ای که در صورت اجرای پی تکی، پیه‌های این دو ستون یا با هم تداخل پیدا کرده و یا بسیار نزدیک هم قرار میگیرند، به جای استفاده از دو پی تکی از یک پی مرکب شامل هر دو ستون استفاده میگردد. در این پیه‌ها دو شبکه آرماتور در قسمتهای پایین و بالای پی استفاده میشود. شکل این پیه معمولاً به صورت مستطیلی است و در گاهی مواقع به صورت ذوزنقه‌ای هم اجرا میگردد. در هر صورت بهتر است که شکل پی و موقعیت ستونها بر روی پی به گونه‌ای باشد که توزیع تنش در زیر پی به صورت یکنواخت یا تقریباً یکنواخت باشد.



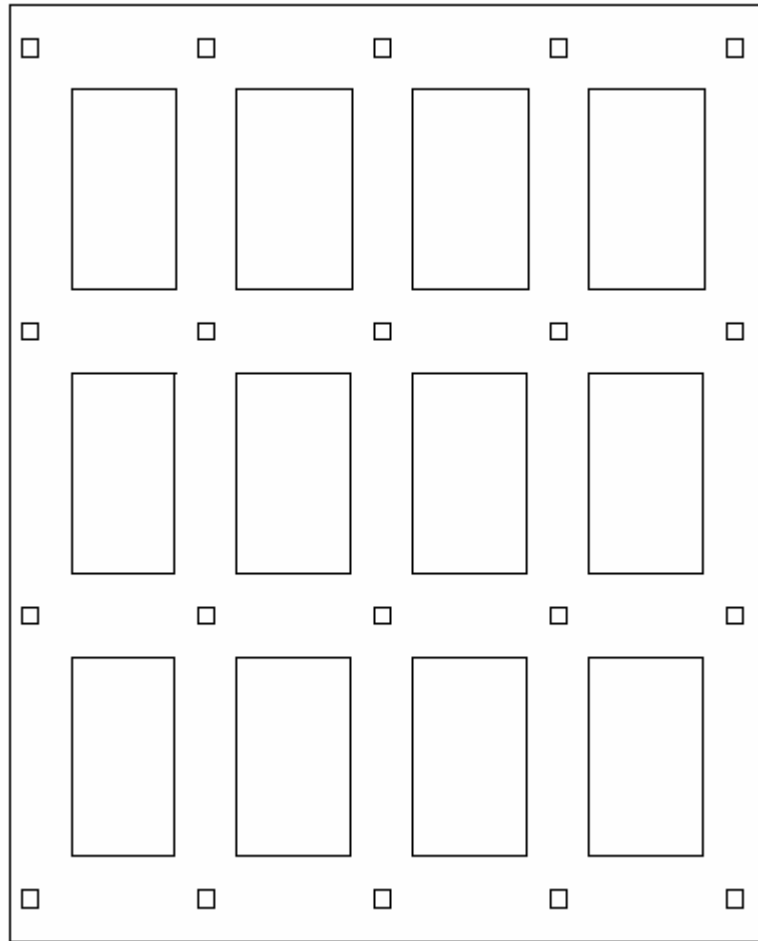
پیه‌های باسکولی: اینگونه پیه‌ها به مجموعه‌ای از دو پی منفرد اطلاق میشود که نیروی وارد بر یکی از پیه‌ها نسبت به مرکز پی دارای خروج از مرکزیت زیادی است؛ به گونه‌ای که احتمال واژگونی این پی به این دلیل وجود دارد. در این حالت برای جلوگیری از واژگونی این پی آن را با یک کلاف بتنی با سختی زیاد به پی تکی مجاورش متصل میکنند. این کلاف دارای ارتفاع زیاد (حتی در برخی مواقع بیش از ضخامت پی) و مقدار قابل توجهی آرماتور طولی در قسمت بالای خود میباشد. در قسمت پایین کلاف قرار دادن یک حداقل آرماتور (مثلاً دو آرماتور نمره پایین) کفایت میکند. این کلاف باید به گونه‌ای اجرا گردد که با خاک زیر خود حتی الامکان تماسی نداشته باشد.



پیهای نواری: در این پی چند ستون که در یک راستا هستند بر روی یک پی به شکل یک نوار مستطیلی قرار میگیرند. این پیهها شامل یک سری آرماتور طولی در راستای طولی نوار در قسمت پایین و بالای خود هستند که با یکسری خاموت بسته همانند کلافهای پیههای تکی در فواصلی معین محصور شده اند.



پیه‌ای مشبک: این پیه‌ا متداولترین نوع پی در ساختمانهای معمولی میباشند. این پیه‌ای ترکیبی از پیه‌ای نواری هستند که در جهات معمولاً متعامد یا تقریباً متعامد قرار میگیرند. مقطع این پیه‌ا از لحاظ آرماتورگذاری همانند پیه‌ای نواری شامل دو سری آرماتور طولی در راستای نوارها میباشند که با آرماتورهای عرضی به صورت معمولاً خاموت بسته محصور شده اند.



پی های گسترده: نوع دیگری از پیها، پیهای گسترده یا رادیه جنرال میباشند. در این پیها تمام زیر سطح ساختمان به صورت گسترده با پی بتن آرمه پوشیده میشود. این پی در ساختمانهای نسبتاً بلند و یا ساختمانهایی که بر روی زمین با مقاومت خاک پایین قرار میگیرد، مورد استفاده قرار میگیرد. در این پیها دو شبکه آرماتور طولی در بالا و پایین پی قرار میگیرد.

پی های شمعی: در این نوع پی، در زیر پی اصلی که میتواند به صورت گسترده، نواری، تکی یا باشد، در زیر محل قرارگیری تمام یا برخی از ستونها و یا دیگر اجزای باربر که بارهای زیادی دارند، یکسری شمع بتنی قرار داده میشود. این شمعها بارهای وارد بر سازه را به سطحی از خاک در عمقی پایینتر که دارای مقاومت کافی است منتقل میکنند. معمولاً جهت ایجاد مقاومت بیشتر برای شمع و پخش بهتر نیروها در زیر شمع، سطح مقطع آن را در قسمت زیرین بیشتر از بقیه قسمتهای آن انتخاب

میکنند (همانند گوشتکوب). شمعها معمولاً دارای سطح مقطع دایره ای بوده و آرماتورگذاری آنها نیز همانند ستونهای بتنی است. در برخی موارد که در برخی ستونها یا اجزای دیگر سازه ای (نظیر ستونهای مجاور بادبندها و دیوارهای برشی) نیروی کششی زیادی ایجاد میشود، شمعها میتوانند این نیروهای کششی را تحمل کرده و جلوی واژگونی سازه در اثر این نیروهای کششی (آپلیفت - Uplift) را بگیرند. این نوع پی ها در ساختمانهای بلند و خیلی بلند و یا زمینهای با مقاومت کم کاربرد دارند.

محدودیت آرماتورهای در پی ها :

در پی های منفرد ، گسترده و باسکولی نسبت آرماتور کششی به سطح مقطع پی نباید کمتر از حداقل نسبت آرماتور افت و حرارتی ذکر شده در بخش دالها کمتر باشد .

یادآوری :

برای میلگردهای آجدار S_{220} ، S_{350} ، S_{300} : 0.002

برای میلگردهای آجدار S_{400} : 0.0018

برای میلگردهای آجدار S_{500} و بالاتر : 0.0015

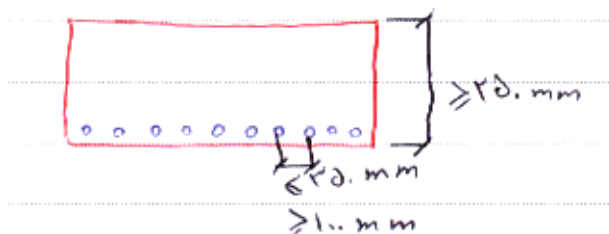
در پی های نواری مقدار نسبت آرماتور کششی به کل سطح مقطع بتن نباید کمتر از (0.0025)

0.25% اختیار شود، مگر آنکه آرماتور بکار رفته به اندازه 33 درصد بیشتر از مقدار آرماتور تعیین شده در محاسبات باشد. در حالت اخیر این نسبت نمی تواند کمتر از 0.15% (0.0015) اختیار شود.

نکته : در پی ها قطر میلگردهای طولی نباید کمتر از 10mm و فاصله محور تا محور آنها از یکدیگر

نباید کمتر از 100mm و بیشتر از 350 mm اختیار شود . ارتفاع یا ضخامت پی نیز نباید کمتر از

250 میلیمتر اختیار گردد.



طراحی پی: طراحی پی ها شامل مواردی نظیر تعیین ابعاد پی، تعیین ضخامت پی و تعیین آرماتورهای طولی پی می باشد.

تعیین ابعاد پی: ابعاد پی باید به گونه ای انتخاب شود که در اثر بارهای وارده تنشهای ایجاد شده در زیر پی از تنش مجاز خاک پی بیشتر نشود. تنش مجاز خاک بستگی به جنس خاک دارد.

نکته: تنشهای زیر پی بر اساس ترکیب بارهای بهره برداری (ترکیب بارهایی که در آنها ضریب بارهای مرده، زنده، زلزله و برابر یک میباشد و بارها بیش از مقادیر واقعی خود اختیار نشده اند).

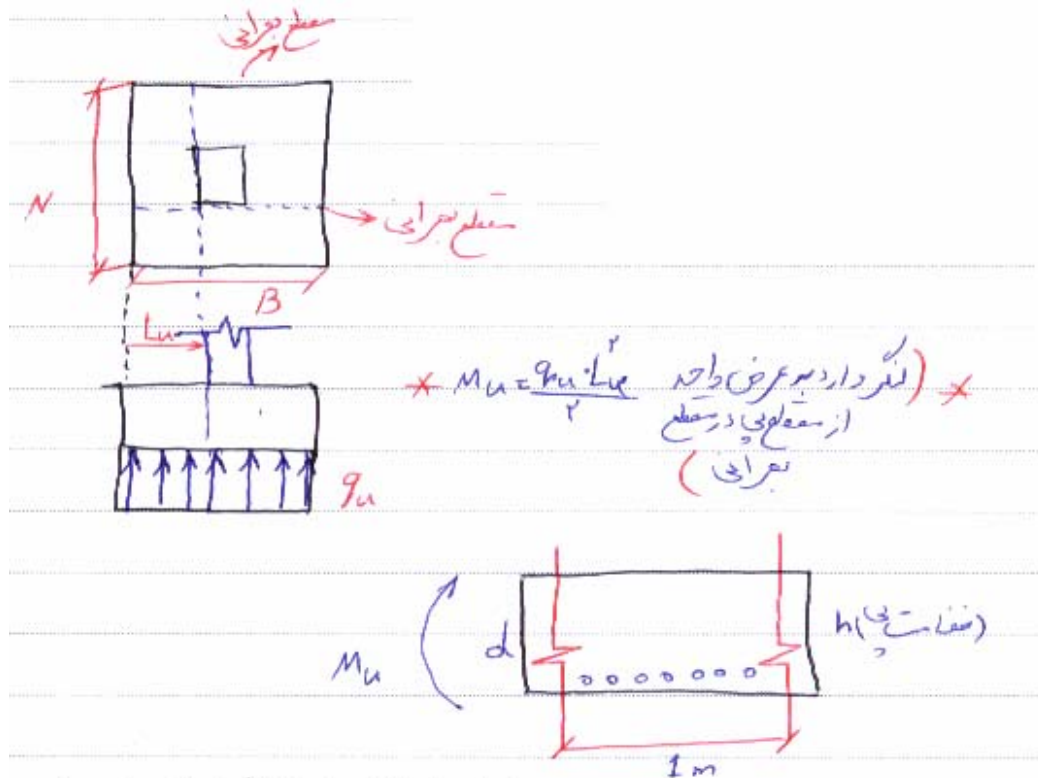
نکته: در صورتی که تنش زیر پی ناشی از ترکیب بارهای شامل بار باد و زلزله باشد میتوان تنشهای مجاز را 33 درصد افزایش داد. (به بیان دیگر تنش مجاز را در ضریب 1.33 ضرب کرد)

تعیین آرماتورهای طولی پی: این آرماتورها براساس معیار خمش تعیین می گردد. بدین منظور لازم است بر اساس تنشهای ایجاد شده در زیر پی مقدار لنگر خمشی در مقطع بحرانی محاسبه گردد و سپس مقطع پی را همانند مقطع یک تیر فرض کرده و مشابه موارد ذکر شده در مورد طراحی خمشی تیرها آرماتورهای پی ها نیز طراحی گردد.

مقطع بحرانی برای کنترل خمش لبه خارجی ستون می باشد. در صورتیکه ستون فلزی باشد وسط فاصله بین لبه صفحه ستون و لبه ستون به عنوان مقطع بحرانی در نظر گرفته می شود. در واقع در این حالت ابعاد ستون برای محاسبه مقطع بحرانی میانگین ابعاد ستون فلزی و صفحه ستون در نظر گرفته میشود. در مورد پیهایی تکی (منفرد) در صورتی که ستون در وسط پی قرار گرفته باشد و به ستون لنگر خمشی وارد نشود (یعنی در واقع تنش زیر پی یکنواخت باشد)، مقدار لنگر خمشی در مقطع بحرانی که به عرض واحد از پی وارد میشود از رابطه زیر محاسبه میگردد:

$$* Mu = \frac{q_u \cdot Lu^2}{2} \quad (* \text{ لنگر وارد به عرض واحد از مقطع پی در مقطع بحرانی})$$

در رابطه بالا L_u فاصله بین لبه پی تا مقطع بحرانی میباشد. در پiha باید دو مقطع بحرانی افقی و عمودی در نظر گرفته شود و برای هر یک از این دو مقطع یک لنگر خمشی محاسبه شود. بر این اساس دو سری آرماتور در قسمت پایین تیر به صورت افقی و عمودی به دست می آید. اگر پی به صورت مربعی باشد و ستون با بار محوری تنها در وسط پی باشد، این دو مقطع دارای شرایط مشابه هم خواهند بود و در نظر گرفتن یکی از این دو مقطع کفایت خواهد کرد و آرماتور به دست آمده برای هر دو جهت قابل استفاده است.



عرض واحد از مقطع پی تحت لنگر خمشی محاسبه شده

تعیین ضخامت پی: ضخامت پی بر اساس معیار برش در پی انجام می گردد، ضخامت پی باید به گونه ای انتخاب شود که پی بدون نیاز به آرماتورهای عرضی بتواند برش وارد بر مقطع را تنها توسط بتن تحمل کند.

بدین منظور دو نوع برش در پی باید کنترل شود:

1- برش پانچ (برش سوراخ کننده)

2- برش تیری (برش یک طرفه یا قیچی کننده)

نکته: معمولاً در تعیین ضخامت پی برش پانچ نقش مهمتر و تعیین کننده تری دارد.

1- برش تیری: مقطع بحرانی برای کنترل برش به فاصله d (ارتفاع موثر پی) از بر ستون میباشد

و در صورت فولادی بودن ستون همانند حالت قبل فاصله d از وسط فاصله لبه خارجی ستون و

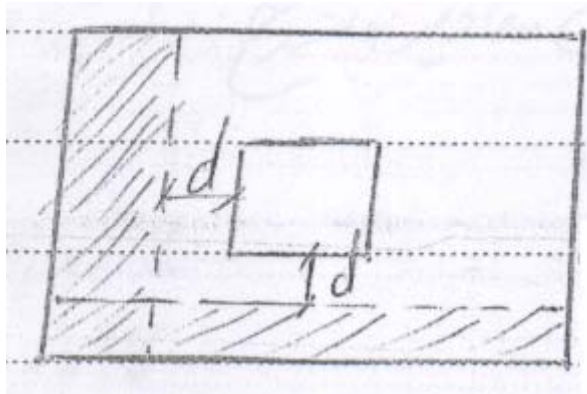
صفحه ستون در نظر گرفته می شود.

مقدار برش در مقطع بحرانی با توجه به تنش ایجاد شده در زیر پی در محدوده هاشور خورده یعنی

بین مقطع بحرانی و لبه خارجی پی محاسبه می شود.

مقدار برش = مساحت هاشور خورده (که بدست می آوریم) * متوسط تنش زیر پی در قسمت

هاشور خورده



$$V_r = V_c + V_s$$

$$V_s = 0 \Rightarrow V_r = V_c = 0.2\phi_c \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d$$

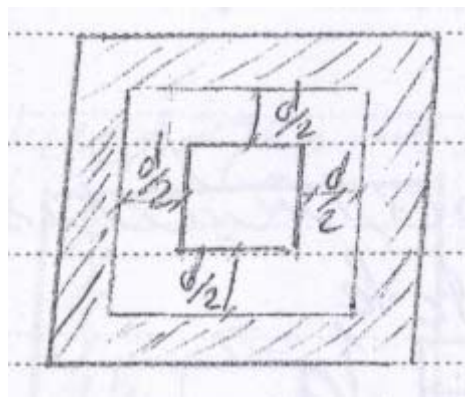
در رابطه بالا b_w عرض پی به موازات مقطع بحرانی و d عمق موثر پی است. مقدار برش مقاوم به

دست آمده از رابطه بالا باید کمتر از برش نهایی موجود در مقطع بحرانی پی باشد:

$$V_u \leq V_r$$

2 - برش پانچ: برش نوع دوم که نقش اساسی در تعیین ضخامت پی دارد، برش سوراخ کننده یا پانچ است. ستون متصل به پی همانند یک دستگاه پانچ تمایل به سوراخ کردن پی زیر خود را دارد. برای جلوگیری از این موضوع لازم است که پی دارای ضخامت کافی باشد. مقطع بحرانی جهت کنترل برش پانچ سطح جانبی محیط یک مستطیل می باشد که این مستطیل از هر یک از 4 وجه ستون به فاصله $d/2$ قرار گرفته است. مقدار برش در مقطع بحرانی برای پیه‌های تکی برابر حاصلضرب مساحت قسمت هاشور خورده بیرونی پی در تنش متوسط زیر آن است.

مقدار برش در مقطع بحرانی = مساحت هاشور خورده * متوسط تنش زیر پی در قسمت هاشور خورده



مقدار برش مقاوم مقطع برای اکثر پیه‌ها از جمله پیه‌های تکی می‌تواند از رابطه زیر محاسبه شود:

$$V_r = 2V_c = 0.4\phi_c \sqrt{f_c} . P . d$$

p = محیط مقطع بحرانی

در رابطه بالا p محیط مستطیل مقطع بحرانی جهت کنترل برش پانچ است. همانطور که در این رابطه دیده میشود در اینجا اجازه داده شده است که تنش مجاز برشی تحمل شده توسط بتن نسبت به حالت برش تیری دو برابر در نظر گرفته شود.

نکته: برای کنترل خمش، برش تیری و برش پانچ در پی باید از ترکیب بارهای ضریبدار استفاده گردد.

نکته: برای ستونهای فلزی باید یک ستون فرضی به ابعاد میانگین ابعاد ستون فلزی و صفحه ستون زیر آن در نظر گرفته شود و مقاطع بحرانی نسبت به لبه های این ستون مجازی محاسبه گردد.

مثال: برای پی با مشخصات زیر مطلوب است کنترل خمش، برش تیری و برش پانچ.

اطلاعات: پی تکی به ابعاد $2 \times 2 \text{ m}$ و ضخامت 60 cm و ارتفاع مؤثر پی 50 cm ، مقاومت بتن 20 Mpa ، مقاومت فولاد 300 Mpa ، ستون فلزی به ابعاد $20 \times 20 \text{ cm}$ و صفحه ستون $40 \times 40 \text{ cm}$ ، بار محوری نهایی وارد بر ستون 60 تن می باشد. در کف پی در هر یک از دو جهت طولی و عرضی آرماتور 18 به فواصل هر 20 cm اجراء شده است.

$$\alpha_1 = \beta_1 = 0.85$$

$$f_c = 20 \text{ Mpa}, f_y = 300 \text{ Mpa}$$

$$h = 60 \text{ cm}, d = 50 \text{ cm}$$

$$P_u = 60 \text{ ton} \simeq 600 \text{ KN}$$

جواب:

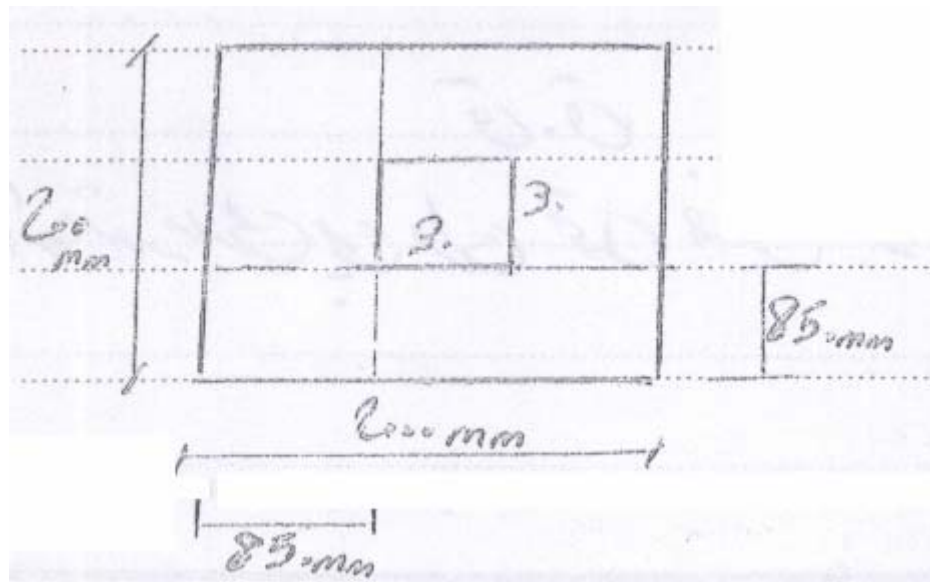
مرحله اول 1 - محاسبه تنش زیر پی: با توجه به آنکه به ستون تنها بار محوری وارد میشود و لنگر خمشی وجود ندارد و با فرض آنکه ستون در وسط پی باشد توزیع تنش در زیر پی یکنواخت بوده و از تقسیم مقدار بار به سطح مقطع پی بدست می آید.

$$q_u = \frac{P_u}{A} = \frac{P_u}{B \times N} = \frac{600 \times 10^3 \text{ N}}{2000 \text{ mm} \times 2000 \text{ mm}} = 0.15 \text{ N/mm}^2$$

نکته: برای حل مساله از یک سیستم واحد باید استفاده کنیم. چون روابط مورد نظر ما اکثراً بر اساس واحد نیوتن و میلیمتر هستند این دو واحد را برای حل مساله انتخاب کرده و دیگر واحدها را به آنها تبدیل میکنیم.

چون ستون فلزی است باید وسط فاصله بین لبه ستون و صفحه ستون را به عنوان لبه ستون فرضی در نظر بگیریم:

$$(400 + 200) / 2 = 300mm \quad \text{ابعاد ستون فرضی معادل:}$$



مقدار فاصله بین مقطع بحرانی و لبه پی جهت کنترل خمش:

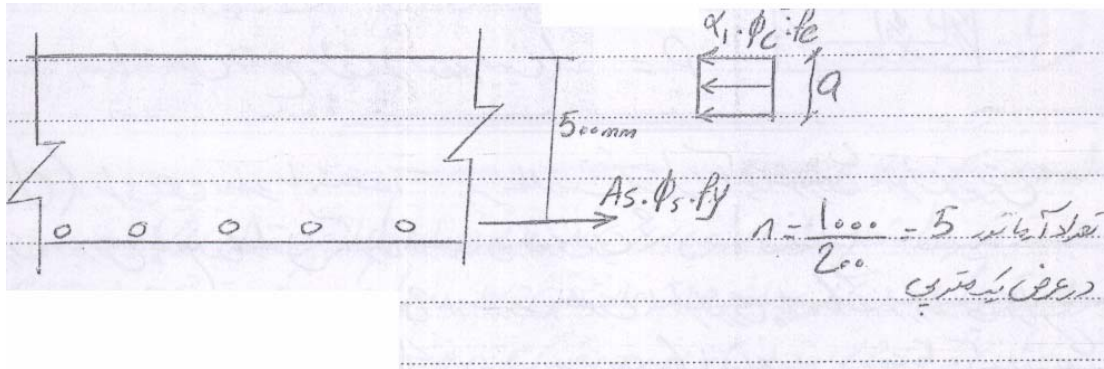
$$L_u = \frac{200}{2} - \frac{300}{2} = 850mm$$

کنترل خمش و برش باید 2 بار برای 2 مقطع بحرانی افقی و عمودی انجام شود که با توجه به تقارن پی و یکنواخت بودن توزیع تنش در زیر پی، دو حالت با هم یکسان می باشد که در نتیجه فقط یکی از دو حالت را کنترل می کنیم.

این لنگر را برای 1m از عرض پی و در مقطع بحرانی محاسبه میکنیم .

$$M_u = \frac{q_u \cdot l^2}{2} = \frac{0.15 \cdot 850^2}{2} \cdot (1000\text{mm}) = 54187500\text{N} - \text{mm} = 54.19\text{KN} - \text{M}$$

با توجه به آنکه هر 20cm یک آرماتور در عرض پی قرار می گیرد در عرض 1m از پی 5 آرماتور قرار میگیرد. حال عرض یک متر از پی را به عنوان تیر در مقطع آن ترسیم و مقاومت خمشی این تیر را بر اساس روابط ذکر شده در بخشهای قبلی محاسبه میکنیم و با لنگر موجود وارد بر مقطع پی مقایسه میکنیم.



$$A_s = \left(\frac{1000}{200} \right) \times \left(\frac{\pi \times 18^2}{4} \right) = 1272\text{mm}^2$$

$$a = \frac{A_s \cdot \phi_s \cdot f_y}{\alpha_1 \cdot \phi_c \cdot f_c \cdot b_w} = \frac{1272 \times 0.85 \times 300}{0.85 \times 0.6 \times 20 \times 1000} = 31.8\text{mm}$$

$$M_r = A_s \phi_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 1272 \times 0.85 \times 300 \left(500 - \frac{31.8}{2} \right) = 157022676\text{N} - \text{mm}$$

$$M_r = 157.02\text{KN} - \text{MM}$$

لنگر مقاوم مقطع $M_r = 157.02\text{KN} - \text{m}$ است که بیشتر از لنگر نهایی وارد بر مقطع و قابل قبول است.

$$157.02 \geq 54.19$$

مقطع لنگر خمشی وارد بر آن را تحمل می کند.

کنترل حداقل آرماتور: با توجه به آنکه پی تکی می باشد و آرماتور آن S300 است، نسبت

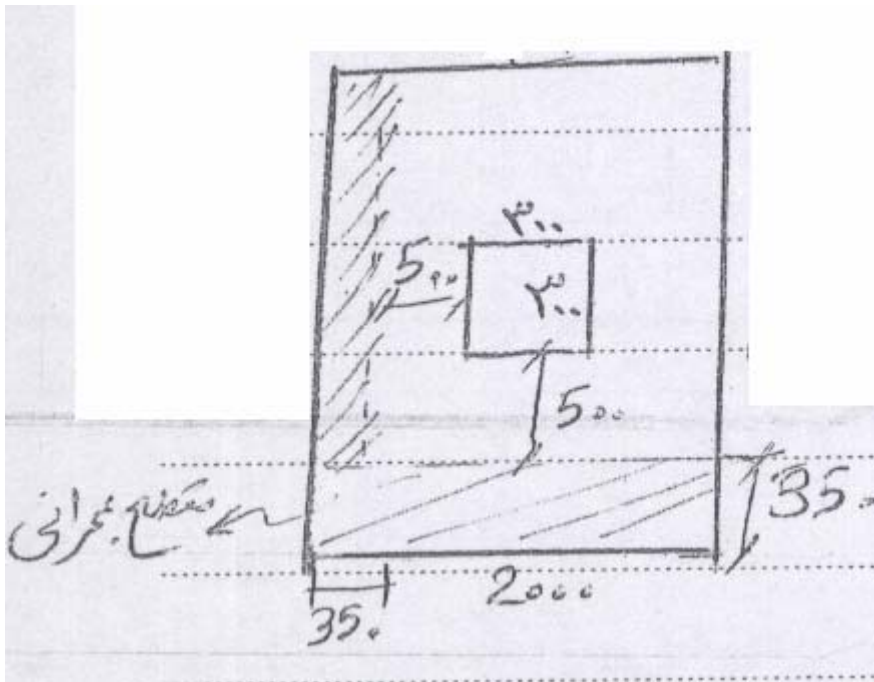
سطح مقطع آرماتور ها به سطح مقطع پی نباید از 0.002 کمتر باشد

$$\rho = \frac{A_s}{b.h} = \frac{1272}{1000 \times 600} = 1.9 \times 10^{-3} = 0.0019 < 0.002 .$$

*چون آرماتور قرار داده شده کمتر از حداقل مورد نیاز است لازم است مقدار آرماتور ها اضافه

شود.

کنترل برش تیری یا یکطرفه (برش قیچی کننده):



چون مقطع پی متقارن و توزیع تنش در زیر آن یکنواخت است از بین دو مقطع بحرانی برای کنترل

برش تیری کنترل یکی از آنها کفایت میکند. فاصله بین مقطع بحرانی (که به فاصله d از بر ستون

فرضی قرار دارد) از لبه پی به شرح زیر است:

$$\frac{200}{2} - 500 - \frac{300}{2} = 350 \text{ cm}$$

برش در مقطع بحرانی برابر حاصلضرب تنش در زیر پی در مساحت قسمت هاشورخورده

می باشد. این برش به شرح زیر است:

$$V_u = 0.15 \times 2000 \times 350 = 105000 \text{ N}$$

مقدار برش مقاوم مقطع هم به شرح زیر محاسبه میشود:

$$V_r = V_c = 0.2 \phi_c \sqrt{f_c} b_w d = 0.2 \times 0.6 \sqrt{20} \times 2000 \times 500$$

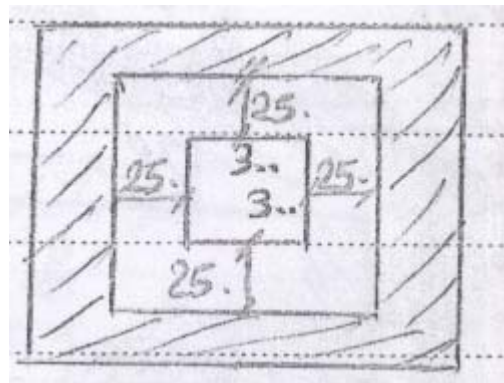
$$V_r = 536656 \text{ N}$$

$$105000 \leq 536656$$

همانطور که در بالا هم دیده میشود مقدار برش موجود کمتر از حد مجاز و قابل قبول است.

کنترل برش پانچ: برش پانچ در مقطعی دور ستون (فرضی) به فاصله $d/2$ از بر آن باید کنترل گردد.

محاسبه برش در مقطع بحرانی با توجه به تنش در قسمت هاشور خورده .



$$\frac{d}{2} = \frac{500}{2} = 250 \text{ mm}$$

$$+ 300 + 250 = 800 \text{ mm}$$

$$: 4 * 800 = 3200 \text{ mm}$$

$$V_u = 0.15 \times (2000 \times 2000 - 800 \times 800)$$

$$V_u = 504000 \text{ N}$$

$$V_r = 2V_c = 0.4\phi_c \sqrt{f_c} . P . d = 0.4 \times 0.6 \sqrt{20} \times 3200 \times 500 = 1717300 \text{ N}$$

$$1717300 \geq 504000$$

همانطور که در بالا دیده میشود مقدار برش نهایی پانچ موجود در مقطع بحرانی کمتر از حد مجاز و قابل قبول است.

چند مثال از سوالات کنکور سالهای گذشته:

مثال: عامل اصلی تعیین کننده ضخامت یک فنداسیون مربع شکل تکی کدام است؟ (سراسری 80)

1- برش پانچ

2- برش یکطرفه

3- لنگر خمشی

4- نیروی کشش ستون

جواب: گزینه یک صحیح

مثال: درصد حداقل فولاد خمشی فونداسیونها برای حالتی که حد جاری شدن فولادها کمتر از

$$4000 \text{ kg/cm}^2 \text{ (} 400 \text{ N/mm}^2 \text{)} \text{ باشد، کدام است؟ (سراسری 81)}$$

1- 0.012

2- 0.015

3- 0.002

4- 0.0015

جواب: چون حد جاری شدن کمتر از 400 مگاپاسکال است، فولاد در رده فولادهای S220 یا S300 یا S350 قرار میگیرد که حداقل نسبت آرماتور در آنها 0.002 است. پس گزینه سه صحیح است.

مثال: ضوابط حداقل یک شناژ به ابعاد $a \times a$ کدام است؟ (سراسری 81)

(a - بعد حداقل شناژها ، A_s - تعداد آرماتورهای طولی و قطر حداقل آنها، A_v - قطر حداقل خاموتها و قواصل آنها)

$$A_v = \phi_6 \text{at} 25, A_s = 4\phi 12, a = 30 \text{ cm} \quad (1)$$

$$A_v = \phi_6 \text{at} 30, A_s = 4\phi 14, a = 30 \text{ cm} \quad (2)$$

$$A_v = \phi_6 \text{at} 30, A_s = 4\phi 14, a = 25 \text{ cm} \quad (3)$$

$$A_v = \phi_6 \text{at} 25, A_s = 4\phi 12, a = 25 \text{ cm} \quad (4)$$

جواب: اگر فرض کنیم که ضوابط آیین نامه آبا معیار طراح سوال بوده است، تنها گزینه 4 است که به طور کامل صحیح است. بر اساس ضوابط مبحث نهم هیچ یک از گزینه ها به طور کامل صحیح نیست. (بر اساس ضوابط مبحث نهم قطر میلگرد خاموت نمیتواند کمتر از 8 میلیمتر باشد که در هیچکدام از گزینه ها این مساله دیده نمیشود.)

مثال: در فنداسیونهای مربعی از کدام نوع برش برای محاسبه ضخامت فونداسیون استفاده میشود؟

(سراسری 83)

1- قطری

2- لهدگی

3- یک طرفه

4- پانچ

جواب: گزینه 4 صحیح است

مثال: حداقل درصد فولاد در فنداسیونها کدام است؟ (سراسری 83)

1- 0.001

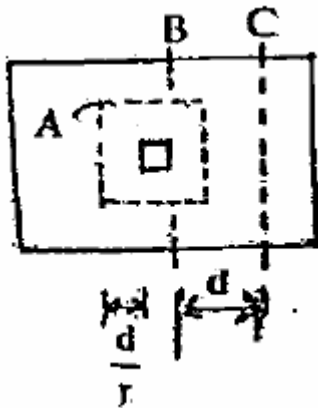
2- 0.002

3- 0.003

4- 0.004

جواب: البته در اینجا لازم بود که نوع آرماتور ارایه میگردید. ولی اگر آرماتور را از نوع S300 فرض نماییم، مقدار نسبت آرماتور به کل سطح مقطع پی (که در صورت سوال به اشتباه درصد آرماتور گفته شده است) حداقل باید برابر 0.002 (یا 0.2 درصد) باشد و به این ترتیب گزینه دو میتواند صحیح باشد. (برای انواع دیگر آرماتورها هیچکدام از گزینه ها نمیتواند صحیح باشد)

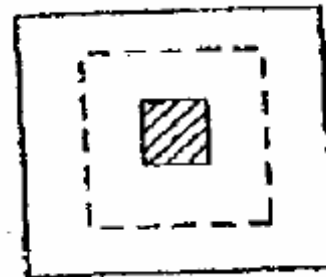
مثال: در فونداسیون مستطیلی نشان داده شده، از خطوط A و B و C به ترتیب به عنوان و استفاده میشود. (سراسری 84)



- 1- برش پانچ، لنگر مقطع، برش یک طرفه
- 2- لنگر مقطع، برش یکطرفه، برش پانچ
- 3- برش پانچ، برش یک طرفه، لنگر مقطع
- 4- برش یک طرفه، برش پانچ، لنگر مقطع

جواب: خط A مقطع بحرانی برای کنترل برش پانچ، خط B محل مقطع بحرانی برای کنترل لنگر در مقطع پی و خط C محل بحرانی جهت کنترل برش تیری است. گزینه یک صحیح است.

مثال: در فونداسیون شکل زیر برای کدام منظور از خط چین نمایش داده شده استفاده میشود؟ (سراسری 85)



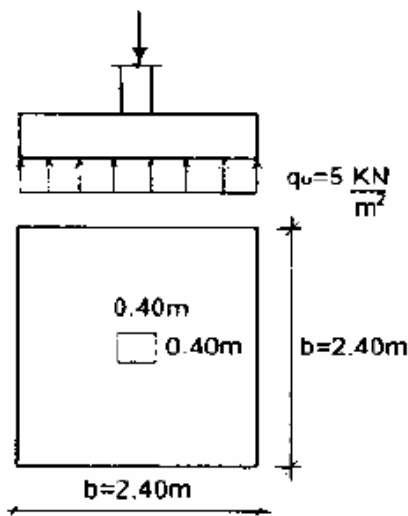
- 1- تعیین برش یکطرفه و تنش خاک
- 2- تعیین ابعاد و ضخامت فونداسیون

3- تعیین برش پانچ و آرماتورهای فونداسیون

4- تعیین برش پانچ و ضخامت فونداسیون

جواب: گزینه 4 صحیح است.

مثال: در فونداسیون نشان داده شده در شکل زیر مقدار نیروی برشی یک طرفه (قیچی کننده) چند کیلونیوتن است؟ (سراسری 86)



$$\begin{cases} h = 60 \text{ cm} & \text{ضخامت پی} \\ d = 50 \text{ cm} & \text{ارتفاع موثر پی} \end{cases}$$

12 -1

9 -2

6 -3

4.8 -4

جواب: مقطع بحرانی به فاصله d از بر ستون است. (ستون در اینجا به نظر میرسد که بتنی باشد)

$$\frac{d}{2} = \frac{500}{2} = 250 \text{ mm}$$

فاصله بین مقطع بحرانی و لبه پی:

$$\frac{2400}{2} - \frac{400}{2} - 250 = 750 \text{ mm}$$

مقدار برش موجود در مقطع بحرانی:

$$V_u = 2400 * 750 * 5 * \frac{KN}{(1000mm)^2} = 2400 * 750 * 5 * 10^{-6} \frac{KN}{mm^2} = 9KN$$

گزینه دو صحیح است. (توجه شود که در بالا واحد متر به میلیمتر تبدیل گردیده است.)

مثال: حداقل آرماتور مصرفی در پی کدام است؟ میلگرد مصرفی دارای تنش تسلیم $F_y = 300N/mm^2$ (سراسری 86)

0.0018b.d -1

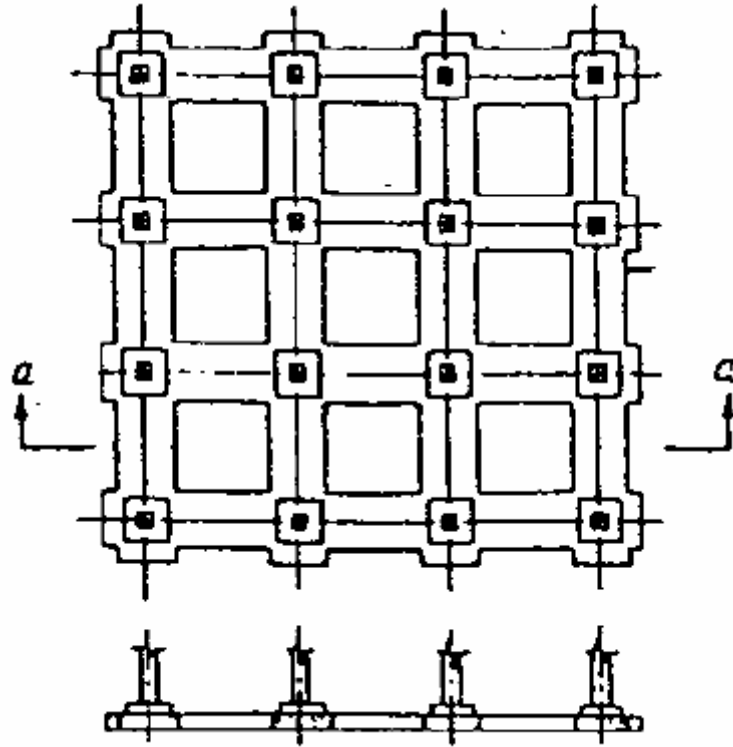
0.002bd -2

0.0018bh -3

0.002bh -4

جواب: چون طبق اطلاعات مساله آرماتور از نوع S300 است، پس نسبت سطح مقطع آرماتورهای طولی به کل سطح مقطع پی (و نه سطح مقطع موثر پی) نباید از 0.002 کمتر باشد که بر این اساس گزینه 4 صحیح است. (توجه شود که در مورد پیها، دالها و ستونها آرماتور حداقل و حداکثر بر اساس کل سطح مقطع پی یعنی حاصلضرب b.h و در مورد تیرها بر اساس سطح مقطع موثر یعنی حاصلضرب b.d محاسبه میگردد.)

مثال: شالوده نشان داده شده در شکل از چه نوع است؟ (سراسری 87)



1- گسترده

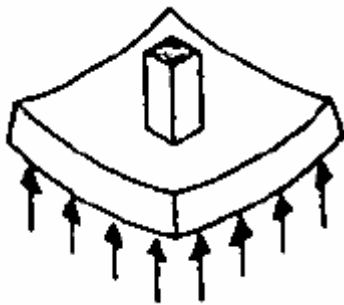
2- نواری

3- شبکه ای

4- باسکولی

جواب: پی نشان داده شده از نوع مشبک (یا شبکه ای) میباشد. گزینه سه صحیح است.

مثال: عامل تعیین کننده ضخامت فونداسیون تکی نشان داده شده کدام است؟ (سراسری 87)



1- برش یکطرفه

2- برش پانچ

3- مقاومت خاک زیر آن

4- شکست لهیدگی با شیب 1 به 2

جواب: گزینه دو

مراجع:

- 1- آیین نامه بتن ایران
- 2- مبحث نهم مقررات ملی ساختمانی
- 3- کتاب طراحی سازه های بتنی تألیف امیرمسعود کی نیا
- 4- مجموعه سوالات آزمونهای کاردانی به کارشناسی (مدرسان شریف)