



خانه  
عمران

موسسه تحقیق و توسعه

«بسمه تعالی»

مجموعه جزوات کلاسی

# آمادگی آزمون نظام مهندسی

معاونت آموزش

خانه عمران

تهیه و تنظیم: مهندس سیدمجیدرضا صهری

## طراحی Base PL

الف) درحالتی که فقط نیروی محوری خالص وجود دارد و هیچگونه لنگر خمشی در روی ستون Base PL موجود نیست.

الف) طراحی ابعاد Base PL:

ابتدا تنش مج

از فشاری زیر صفحه ستون را بدست می آوریم که تابعی از نوع مصالح زیر صفحه ستون به عنوان تکیه گاه است که مطابق آیین نامه فولاد ایران بر حسب اینکه این تکیه گاه یا بهتر بگوییم همان فونداسیون زیر صفحه ستون از چه جنسی است از حالات زیر به دست می آید:

اگر فونداسیون آجری با ملات ماسه و سیمان  $F_p = 14 \text{ kg/cm}^2$  تنش مجاز فشاری

اگر فونداسیون سنگ آهکی و ماسه متراکم در ملات ماسه و سیمان  $F_p = 22 \text{ kg/cm}^2$  تنش مجاز فشاری

$$F_p = 0.33 f'_c \sqrt{\frac{A}{A'}} < 0.6 f'_c$$

A: مساحت فونداسیون (حداکثر سطحی از شالوده هم مرکز و متشابه با ورق Base PL)

A': مساحت Base PL

سپس با داشتن مقدار  $F_p$  از روابط فوق مقدار  $P$  در دست داشتن نیروی محوری  $P$  حداقل سطح لازم برای Base PL را برای جلوگیری از لهیدگی مصالح زیر آن تعیین نمود، مطابق فرمول زیر:

$$A = \frac{P}{F_p}$$

B.P: مساحت لازم برای

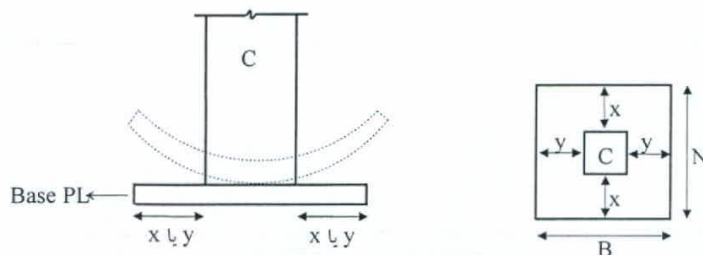
پس از تعیین مقدار A، مقدار  $N$  و  $B$  که طول و عرض (ابعاد) صفحه می باشند، را بدست می آوریم.

ب) طراحی ضخامت Base PL:

برای تعیین ضخامت B.P ابتدا باید میزان یا مقدار تنش موجود فشاری زیر صفحه را بدانیم که مقدار آن از رابطه زیر به دست می آید:

$$f_p = \frac{P}{B \times N} \quad (B \text{ و } N \text{ ابعاد صفحه ستون هستند})$$

سپس باید طول قسمت هایی از صفحه را که از روی فونداسیون به حالت کنسول بلند می شوند را تعیین نماییم که آنها را با  $x$  و  $y$  در ۲ جهت طولی و عرضی نشان داده ایم.



و در نهایت از فرمول زیر ضخامت صفحه ستون را بدست می آوریم.

ابتدا مقدار حداکثر لنگر خمشی را در پای ستون (محل اتصال ستون به Base PL) به دست می آوریم. این مقطع را به عنوان مقطع بحرانی معرفی می نماییم، سپس از تساوی تنش موجود خمشی و تنش مجاز خمشی استفاده می نماییم. با توجه به اینکه می دانیم تنش مجاز خمشی مقاطع توپر مثل مربع- مستطیل برابر  $F_y \cdot 0.75$  است.

$$\Rightarrow f_b = F_b$$

$$\Rightarrow \frac{M}{S} = 0.75 F_y$$

$$M = f_p \times x \times \frac{x}{y} \times N \quad \left\{ \Rightarrow \frac{f_p \times N \times \frac{x^2}{y}}{N \times \frac{t^3}{6}} = 0.75 F_y \right.$$

$$\Rightarrow \frac{3 f_p x^2}{t^3} = 0.75 F_y \Rightarrow$$

$$(B.P \text{ حداقل ضخامت}) t = \sqrt[3]{\frac{3 f_p x^2}{0.75 F_y}}$$

با استدلالی مشابه فوق می توان برای جهت دیگر نیز فرمول ها و روابط فوق را نوشت، پس خواهیم داشت:

$$B.P \text{ حداقل ضخامت } t = \sqrt[3]{\frac{3 f_p y^2}{0.75 F_y}}$$

و در نهایت حداقل ضخامت Base PL از فرمول زیر به دست می آید:

$$t = \sqrt[3]{\frac{3 f_p \text{Max}(x^2, y^2)}{0.75 F_y}}$$

(ب) طراحی Base PL (در حالتی که علاوه بر نیروی محوری لنگر خمشی نیز در روی Base PL داشته باشیم).

در این حالت ابتدا بایستی مقدار تنش فشاری موجود زیر Base PL را از روابط و فرمول های زیر تعیین نماییم.

(الف) طراحی ابعاد Base PL: (B و N)

لنگر خمشی  $\nearrow$  خروج از مرکزیت  $\nwarrow$

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

نیروی محوری  $\searrow$

$$\text{اگر } e \leq \frac{B}{6} \Rightarrow f_{p1,2} = \frac{p}{B \cdot N} \left( 1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

$$\text{اگر } \frac{B}{6} < e < \frac{B}{3} \Rightarrow f_p = \frac{2P}{3 \left( \frac{B}{3} - e \right) N}$$

$$\text{اگر } e \geq \frac{B}{3} \Rightarrow \text{به قسمت طراحی بولت های در صفحات بعدی جزوه مراجعه شود}$$

همانطور که از روابط فوق مشاهده می شود، ابتدا، باید ابعاد صفحه ستون (B و N) را حدس بزنیم و سپس با جایگذاری ابعاد (B و N) فرضی در روابط فوق مقدار  $f_p$  یعنی تنش فشاری موجود را به دست آوریم. سپس این مقدار را با مقدار تنش مجاز فشاری یعنی  $F_p$  که فرمول های آن در صفحه اول این جزوه قسمت الف ارائه شده مقایسه نماییم، اگر رابطه زیر برقرار



باشد، ابعاد حدسی قابل قبول است و در غیر این صورت مجدداً باید ابعاد جدیدی برای Base PL فرض نماییم و مراحل فوق را تکرار نماییم.

$(B \times N)$  ابعاد فرضی قابل قبول است  $\Rightarrow f_p \leq F_p$  اگر  $f_p \leq F_p$  بایستی

(ب) طراحی ضخامت Base PL

برای تعیین ضخامت Base PL فرض می‌کنیم که با وجود اینکه شدت تنش زیر Base PL بصورت مثلثی یا دوزنقه‌ای است ولی آن را به صورت مستطیل یکنواخت با شدت بیشتر (ضلع بزرگتر دوزنقه یا مثلث) در نظر می‌گیریم. و از فرمول گفته شده (در صفحه دوم این جزوه قسمت ب) مقدار  $t$  یعنی ضخامت Base PL را بدست می‌آوریم.

$$t = \sqrt{\frac{3 f_{pmax} \cdot \max(x^2, y^2)}{0.75 f_y}}$$

طراحی میل مهرها (BOLT)

بطور کلی در صورتی که داشته باشیم:  $e \geq \frac{B}{4}$ ، استفاده از بولتها اجباری است. برای طراحی سطح مقطع بولت  $A_s$ ، ابتدا باید نیروی وارد بر بولتها را بدست آوریم.

این نیرو را با  $T$  نشان می‌دهیم و مقدار آن را از حل معادله درجه ۳ زیر به دست می‌آوریم:

$$A^3 + \alpha A^2 + \beta A + \gamma = 0$$

$$\begin{cases} * \alpha = 3(e - \frac{B}{4}) \\ * \beta = \frac{6nA_s}{N}(a + e) \\ * \gamma = -\beta(\frac{B}{4} + a) \end{cases}$$

در روابط فوق،  $n$  نسبت مدول الاستیسیته فولاد به مدول الاستیسیته بتن است.

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

اگر مقدار آن در صورت تست داده نشده است آن را معادل عدد ۱۰ در نظر می‌گیریم.

$A_s$ : سطح مقطع بولتها کششی

$a$ : فاصله مرکز ثقل بولت تا مرکز ثقل ستون

$$e = \frac{M}{P} \text{ خروج از مرکزیت}$$

از حل معادله درجه سه بالا، مقداری مثبت برای  $A$  بدست می‌آید و در نهایت مقدار  $T$  را از فرمول زیر بدست می‌آوریم:

$$T = -P \left[ \frac{\frac{B}{4} - \frac{A}{3} - e}{\frac{B}{4} - \frac{A}{3} + a} \right]$$

حال پس از تعیین مقدار نیروی کششی  $T$  در بولتها تنش کششی موجود در بولتها را بدست می‌آوریم و آن را با  $f_s$  نشان می‌دهیم. پس از آن باید مقدار تنش موجود کششی  $f_s$  را با مقدار تنش مجاز کششی  $F_s$  بولتها مقایسه می‌نماییم.

$$f_s = \frac{T}{A_s}$$

تنش مجاز کششی بولت‌ها  $F_s$  طبق آیین‌نامه فولاد برابر با  $\frac{1}{3}$  تنش حد نهایی (تنش حد گسیختگی) بولت‌ها است.

$$\text{یعنی: } F_s = \frac{F_u}{3}$$

$$\Rightarrow \text{بایستی: } f_s \leq F_s$$

$$\Rightarrow \frac{T}{A_s} \leq \frac{F_u}{3} \Rightarrow A_s \geq \frac{3T}{F_u} \Rightarrow \text{فرمول طراحی سطح مقطع بولت‌ها}$$

همانطور که از فرمول‌ها و روابط فوق مشاهده می‌شود، ابتدا باید سطح مقطع بولت‌ها را حدس بزنیم، پس از آن با جایگذاری این مقدار  $A_s$  اولیه در ضریب  $\beta$  در صفحه‌پیش، فرمول‌ها و روابط را ادامه دهیم تا  $A_s$  ثانویه بدست آید و سپس با مقایسه این دو مقدار از روش آزمون سعی و خطا استفاده می‌نماییم.

طراحی Base PL در حالتی که  $e \geq \frac{B}{4}$ :

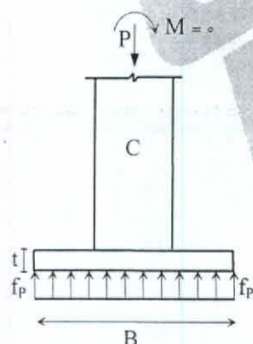
همانطور که از صفحات قبلی همین جزوه دیده شد قرار بود که اگر  $e \geq \frac{B}{4}$  باشد Base PL را طراحی نماییم.

ابتدا باید مقدار تنش موجود فشاری زیر Base PL را از فرمول زیر بدست آوریم:

$$f_p = \frac{2(P+T)}{A \cdot N}$$

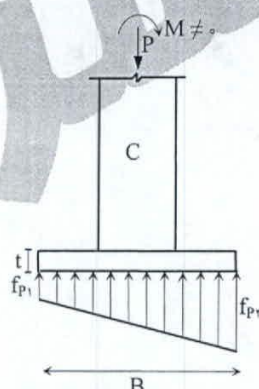
اکنون برای طراحی ابعاد Base PL  $(B \times N)$  باید داشته باشیم:  $f_p \leq F_p$   
حال برای طراحی ضخامت Base PL  $(t)$  از فرمول تکراری زیر استفاده می‌کنیم:

$$\text{Base PL ضخامت } t = \sqrt{\frac{3 f_p \text{Max}(x' \text{ یا } y')}{0.75 F_y}}$$



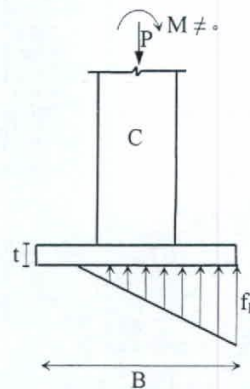
$$e = 0$$

$$f_p = \frac{P}{BN}$$



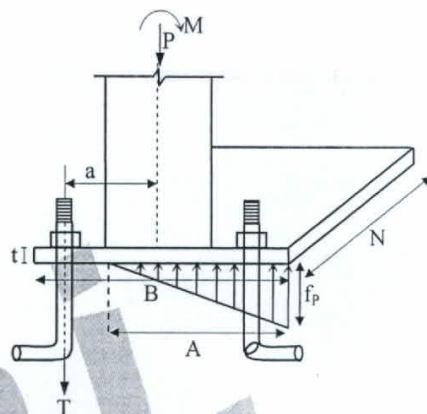
$$\frac{M}{P} = e \neq 0 \quad (e \leq \frac{B}{6})$$

$$\begin{cases} f_{p1} = \frac{P}{BN} (1 - \frac{6e}{B}) \\ f_{p2} = \frac{P}{BN} (1 + \frac{6e}{B}) \end{cases}$$



$$f_p = \frac{2P}{3(\frac{B}{6} - e)N}$$

$$\begin{cases} f_p = \frac{\gamma(P+T)}{A \cdot N} \\ T = -P \left[ \frac{\frac{B}{\gamma} - \frac{A}{\gamma} - e}{\frac{B}{\gamma} - \frac{A}{\gamma} + a} \right] \end{cases}$$



اثبات فرمول:

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow P + T = \frac{f_p \cdot A}{\gamma} \cdot N$$

$$\frac{f_p \cdot A}{\gamma} = \text{مساحت مثلث فشاری}$$

$$\Rightarrow f_p = \frac{\gamma(P+T)}{A \cdot N}$$

$$\frac{f_p \cdot A}{\gamma} \cdot N = \text{حجم مثلث فشاری}$$

## انواع اتصالات تیر به ستون

۱. اتصال مفصلی یا ساده تیر به ستون
۲. اتصال صلب یا گیردار یا لنگر گیر تیر به ستون
۳. اتصال نیمه صلب تیر به ستون

### انواع اتصال مفصلی تیر به ستون:

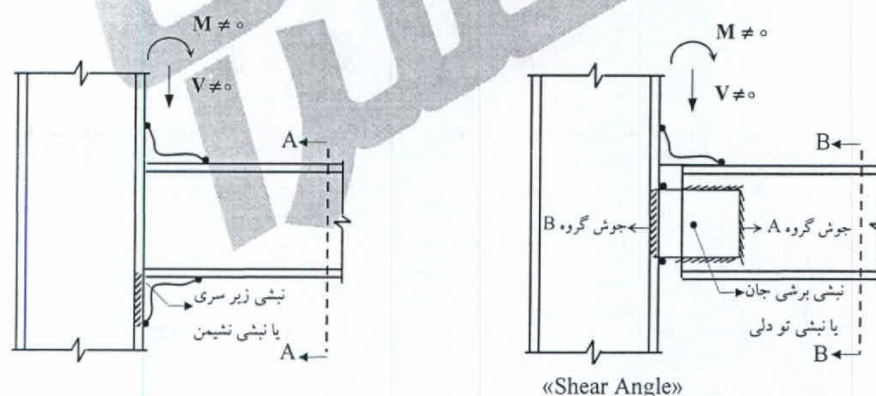
۱. اتصال مفصلی تیر به ستون با نبشی برشی جان یا نبشی تودلی.
۲. اتصال مفصلی تیر به ستون یا نبشی زیر سری یا نبشی تکیه گاهی یا نبشی نشیمن یا Bracket
۳. اتصال مفصلی تیر به ستون با ورق برش گیر (Shear PL)
۴. استفاده توأم از ترکیب حالت های فوق

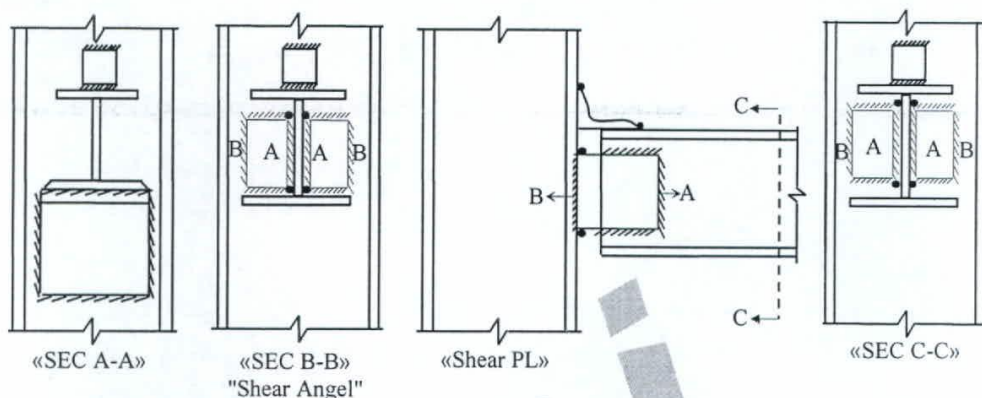
### اتصالات مفصلی تیر به ستون:

در این اتصالات مقدار نیروی برشی  $V$  مخالف صفر و مقدار لنگر خمشی  $M$  برابر صفر است. برای انتقال نیروی برشی  $V$  از تیر به ستون به یکی از حالات شکل زیر عمل می شود.

- (۱) استفاده از یک عدد نبشی زیر سری یا نبشی تکیه گاهی یا نبشی نشیمن به تنهایی برای تحمل ۱۰۰٪ نیروی برشی  $V$
- (۲) استفاده از یک جفت نبشی برشی جان یا نبشی تودلی به تنهایی برای تحمل ۱۰۰٪ نیروی برشی  $V$
- (۳) استفاده از یک جفت ورق برش گیر در ۲ طرف جان تیر آهن به تنهایی برای تحمل ۱۰۰٪ نیروی برشی  $V$

"نکات مربوط به اتصالات مفصلی تیر به ستون"





### نکات مربوط به اتصالات مفصلی تیر به ستون

۱. بهتر است از جوش‌های گوشه عمود بر جهت نیرو در جهت اطمینان صرف نظر نمود.
۲. جوش ضلع افقی نبشی زیر سری به‌بال تحتانی تیر از نوع جوش مونتاژ است.
۳. تمام جوش‌های گوشه موازی با جهت نیروی برشی  $V$  قادر به تحمل این نیرو هستند.
۴. اندازه ضلع افقی نبشی زیرسری به‌منظور جلوگیری از پدیده‌لهدگی یا جاری شدن جان تیر آهن می‌باشد که مقدار آن برابر است با (بادخور +  $N$ ) مقدار بادخور را در محاسبات ۱۰ تا ۱۵ میلی‌متر در نظر می‌گیریم.
۵. اندازه ضلع قائم نبشی زیر سری به‌منظور تأمین طول جوش مورد نیاز برای تحمل نیروی برشی  $\frac{V}{\phi}$  می‌باشد.
۶. طول نبشی زیر سری و ضخامت آن، هر دو به منظور جلوگیری از تاشدگی یا خم‌شدگی بال‌های نبشی زیرسری نسبت به هم می‌باشند.
۷. در مواردی که آنقدر مقدار نیروی برشی  $V$  زیاد باشد که ضخامت نبشی زیر سری بیش از حد عرف بازار شود، به جای استفاده از این نبشی زیر سری با ضخامت زیاد می‌توان از یک نبشی زیرسری با ضخامت کمتر (در حد عرف بازار) به همراه تعدادی Stiffener (سخت‌کننده‌های مثلثی شکل) در داخل نبشی زیرسری استفاده نمود.
۸. در مواردی که مقدار نیروی برشی  $V$  آنقدر زیاد باشد، که موجب شود اندازه ضلع افقی نبشی زیر سری به منظور جلوگیری از پدیده‌لهدگی یا جاری شدن تیر آهن طوری افزایش یابد که چنین نبشی در بازار پیدا نشود، می‌توان به جای استفاده از نبشی زیرسری از یک عدد ورق زیر سری به نام Bracket در زیر تیر آهن استفاده نمود.
۹. جوش نبشی برش جان به جان تیر آهن از نوع گروه A بوده که تحت برش + پیچش می‌باشد.
۱۰. جوش نبشی برش جان به‌بال ستون از نوع گروه B بوده که طبق نظریه سالمون و جانسون تحت برش + خمش و طبق نظریه بلاجت تحت برش + پیچش می‌باشد.
۱۱. می‌توان به جای استفاده از نبشی برش جان از ورق برشی جان یا ورق برشگیر Shear PL نیز استفاده نمود.
۱۲. در اتصالات مفصلی تیر به ستون به منظور جلوگیری از کمانش پیچشی جانبی تیر یا اصطلاحاً غلشتش تیر (غلطیدن تیر) یا اصطلاحاً چپ‌شدگی تیر از وجود یک عدد نبشی شماره ۶ تا ۸ در بالای تیر استفاده می‌نماییم. تا وجود این نبشی علاوه بر اینکه از کمانش فوق جلوگیری به عمل آورد، اجازه آزادی دوران یا چرخش را تحت زاویه  $\theta$  که شرط لازم برای مفصلی بودن اتصال است، را نیز فراهم آورند.
۱۳. بهتر است که نبشی فوقانی را فقط در ۲ راستای طولی خود به‌بال‌های تیر و ستون متصل نماییم تا وجود این نبشی در برابر بازشدگی تیر در اتصالات مفصلی ممانعت (مزاحمت) به عمل نیاورد.

نکته: در هنگامی که به جای استفاده از نبشی زیر سری از وجود یک عدد ورق زیر سری یا Bracket استفاده می‌نماییم، در این حالت برای انتقال نیروی برش  $V$  به یکی از ۳ شکل زیر عمل می‌نماییم:

(۱) استفاده از یک جفت نبشی برش جان یا نبشی تودلی

(۲) استفاده از یک جفت ورق برش گیر یا Shear PL

(۳) استفاده از جوش اضلاع قائم Stiffener های مثلثی یا دوزنقه‌ای به‌بال ستون

### اتصالات صلب تیر به ستون

در این اتصالات هم مقدار نیروی برشی  $V$  هم مقدار لنگر خمشی  $M$ ، هر دو مخالف صفر می‌باشد. برای انتقال نیروی برشی  $V$  از تیر به ستون عیناً مطابق درس اتصالات مفصلی عمل می‌نماییم ولی برای انتقال لنگر خمشی  $M$  از تیر به ستون چهار حالت زیر را در نظر می‌گیریم:

حالت اول: در این حالت لنگر وارده بر اتصال فقط ناشی از بارهای ثقلی است و لنگر ناشی از بارهای زلزله بر اتصال وارد نمی‌شود. از این رو این لنگر، نیروی کشش  $T$  در بال فوقانی تیر و ایجاد نیروی فشاری  $C$  در بال تحتانی را ایجاد می‌نماید. برای انتقال نیروی کششی  $T$  از یک عدد ورق فوقانی یا Top PL استفاده می‌شود که یک انتهای آن کونیک (پخ) شده است و به وسیله جوش Bevel شیار با نفوذ کامل- نیم‌جناغی یک طرفه به بال ستون متصل شده است.

برای انتقال نیروی فشار  $C$  می‌توان به یکی از دو شکل زیر عمل نمود:

الف) استفاده از یک عدد لقمه یا filler یا پرکننده در فضای پشت بال تحتانی تیر در فضای بادخور بین تیر و ستون.

ب) با جوش دادن ضلع افقی نبشی زیر سری به‌بال تحتانی تیر (همان جوشی که در اتصالات مفصلی نقش جوش مونتاژ را داشت).

حالت دوم: در این حالت لنگر ناشی از بارهای زلزله کمتر از لنگر ناشی از بارهای ثقلی است بنابراین جهت لنگر برآیند عوض نمی‌شود و همچنان نیروی کشش  $T$  در بال فوقانی تیر و نیروی فشاری  $C$  در بال تحتانی تیر ایجاد می‌شود، لذا دیتیل اتصال در حالت دوم عیناً مانند دیتیل اتصال در حالت اول خواهد بود.

حالت سوم: در این حالت لنگر ناشی از بارهای زلزله بیشتر از لنگر ناشی از بارهای ثقلی است به گونه‌ای که هم جهت لنگر برآیند عوض می‌شود (نسبت به حالت اول) و هم اینکه طول جوش ضلع افقی نبشی زیر سری به‌بال تحتانی تیر، جوابگوی نیروی کشش  $T$  در بال تحتانی تیر نیست، بنابراین در این حالت به جای استفاده از نبشی زیر سری از وجود یک عدد ورق زیر سری یا Seat PL استفاده می‌نماییم.

نکته: جوش اتصال ورق Seat PL به‌بال ستون نیز مانند جوش اتصال ورق Top PL به‌بال ستون بوده و از نوع جوش Bevel (شیاری با نفوذ کامل) (نیم‌جناغی یک طرفه) می‌باشد.

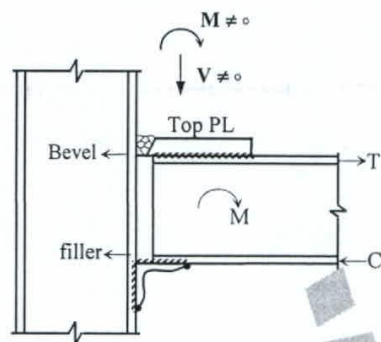
نکته: همواره باید پهنا یا عرض ورق Top PL از پهنا یا عرض بال فوقانی تیر کمتر باشد و همچنین بایستی پهنا یا عرض ورق Seat PL از پهنا یا عرض بال تحتانی تیر، بیشتر باشد تا بتوان آنها (Top PL و Seat PL) را توسط دو عدد خط جوش گوشه افقی به بال‌های فوقانی و تحتانی تیر متصل نمود.

نکته: در حالت سوم که از وجود ۲ عدد ورق Top PL و Seat PL برای انتقال لنگر خمشی  $M$  و در واقع برای انتقال نیروهای کششی  $T$  و فشاری  $C$  استفاده شد برای انتقال نیروی برشی  $V$  از تیر به ستون می‌توان مطابق یکی از حالت‌های زیر عمل نمود:

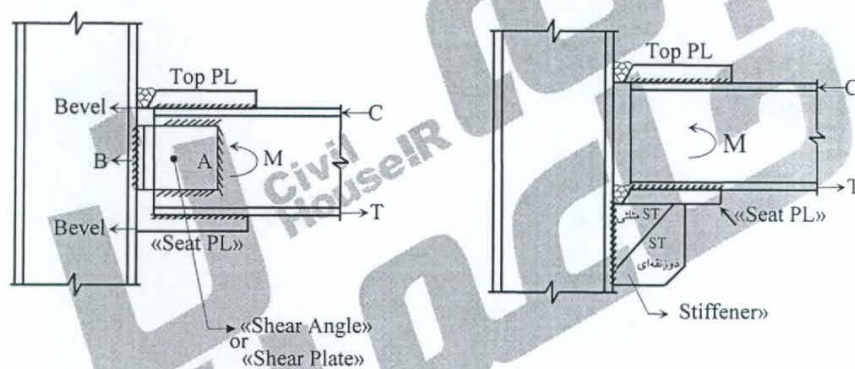
الف) استفاده از یک جفت نبش برشی جان یا نبشی تودلی در دو طرف جان تیر آهن.

ب) استفاده از یک جفت ورق برشگیر یا Seat PL در دو طرف جان تیر آهن.

ج) استفاده از جوش اضلاع قائم Stiffener های مثلثی یا دوزنقه‌ای به بال ستون.



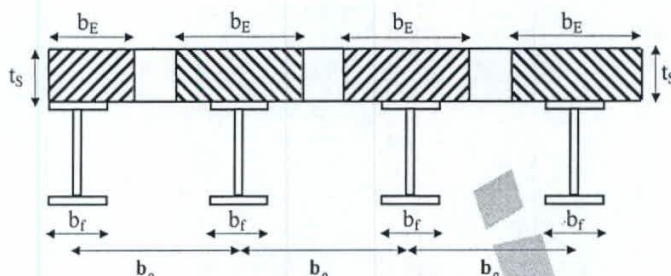
«حالت اول و حالت دوم»



«حالت سوم»

## تیرهای مختلط (مرکب) (Composite beam)

الف) تعیین عرض موثر بال فشاری ( $b_E$ ) یا تعیین عرض موثر دال بتنی ( $b_E$ )



$$b_E = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{8} \\ \frac{1}{2} (b_o + b_f) \end{array} \right\}$$

عرض موثر دال بتنی تیر کناری (لبه‌ای)

$$b_E = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{4} \\ b_o \end{array} \right\}$$

عرض موثر دال بتنی تیر میانی (وسطی)

$L$ : طول دهانه

$t_s$ : ضخامت دال بتنی

$b_o$ : فاصله مرکز تا مرکز ۲ تیر فولادی مجاور یکدیگر

$b_f$ : عرض بال فشاری محاط در بتن

## ب) محاسبه مشخصات هندسی مقطع مرکب (مختلط)

برای محاسبه مشخصات هندسی مقطع مرکب از مفهوم روش مقطع تبدیل یافته استفاده می‌شود. در این روش، چون نیمرخ اصلی از جنس فولاد است (تیر فولادی)، بنابراین این بتن است که به فولاد تبدیل می‌شود یعنی سطح بال بتنی فشاری که همان سطحی از دال بتنی فشاری به عرض موثر  $b_E$  می‌باشد به فولاد معادل با آن تبدیل می‌شود در مفهوم مقطع تبدیل یافته برای پیدا کردن سطح فولاد معادل با بتن (فشاری) بدین ترتیب عمل می‌شود که ضخامت دال بتنی دست نخورده و ثابت باقی می‌ماند و هیچ تغییری نمی‌کند و فقط عرض موثر دال بتنی  $b_E$  تبدیل به  $\frac{b_E}{n}$  خواهد شد. که در آن منظور از عدد  $n$ ، نسبت مدول الاستیسیته فولاد به مدول الاستیسیته بتن است.

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

مقدار ضریب الاستیسیته بتن برابر است با:  $E_c = 15000 \cdot \sqrt{f'_c}$  که در آن  $f'_c$  مقاومت فشاری بتن بر حسب واحد  $\text{kg/cm}^2$  می‌باشد.

$$E_s = 2/1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

مقدار ضریب الاستیسیته فولاد نیز برابر است با:

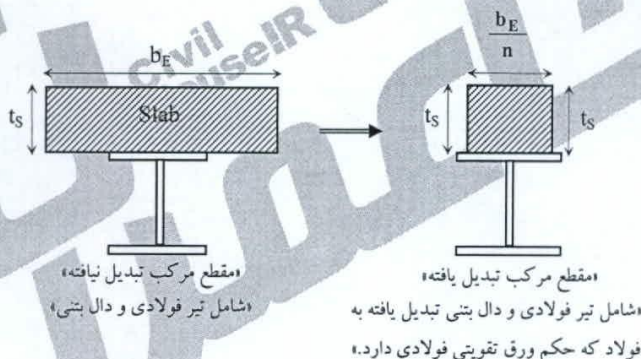
تذکره: اگر در صورت تست مقدار  $n$  داده نشده بود و یا مقدار  $f'_c$  که برای محاسبه مقدار  $n$  مورد نیاز است داده نشده بود مقدار  $n$  را برابر عدد ۱۰ در نظر می‌گیریم.

نکته: از آنجایی که در روش مقطع تبدیل یافته یا مقطع معادل، دال بتنی به فولاد معادل تبدیل شد، می توان فولاد معادل بال فشاری بتنی (دال بتنی فشاری) را در حکم یک ورق تقویت فولادی بر روی بال فوقانی تیر فولادی دانست و از مقاومت مصالح به محاسبه مشخصات هندسی مقطع پرداخت.

نکته: همانطور که می دانیم بتن دارای مقاومت فشاری بالا و مقاومت کششی ناچیز و پایین است. بنابراین در نواحی لنگر منفی بالای مقطع به کشش می افتند یعنی دال بتنی بالای مقطع تیر فولادی به کشش می افتد چون دال بتنی قادر به تحمل کشش نیست پس ترک می خورد و لذا در نواحی لنگر منفی دال بتنی ترک خورده، در محاسبات مقطع مرکب (مختلط) وارد نمی شود یعنی مقطع مرکب عمل نمی نماید و مقطع فقط متشکل از همان تیر فولادی تنها است. (بدون دال بتنی)

یعنی در واقع دال بتنی وقتی موثر است که بتن در فشار باشد نه کشش، بنابراین فقط در نواحی لنگر مثبت می توان بر روی دال بتنی تحت فشار حساب کرد. پس در تیرهای سرتاسری که در محل تکیه گاه ها لنگر منفی است عملاً دارای مقطع مرکب (مختلط) نیستند، یعنی مقطع مرکب عمل نمی نماید.

نکته: حتی در صورتی که در مقطع مرکب تار خنثی کل مقطع مرکب به گونه ای باشد که در داخل بال فشاری قرار گیرد، فقط قسمت هایی از دال بتنی که تحت فشار باشند، یعنی قسمت های بالای تار خنثی را در عملکرد مرکب، مؤثر در نظر می گیریم.



#### پ) محاسبه تعداد برشگیرها

مطابق آیین نامه فولاد ایران برای محاسبه تعداد برشگیر از روش مقاومت نهایی مقطع استفاده می گردد. در این روش مقدار مقاومت نهایی بتن (دال بتنی تحت فشار) را از رابطه  $b_E t_s f_c' = 0.85 f_c' C$  به دست می آوریم و مقدار مقاومت نهایی فولاد (تیر فولادی) را از رابطه  $T = A_s F_y$  بدست می آوریم.

$b_E$ : عرض موثر دال بتنی (تبدیل نیافته)

$t_s$ : ضخامت دال بتنی

$A_s$ : سطح مقطع تیر فولادی

حال اگر نیروی برشی کل (افقی)  $V_u$  را بین نقطه لنگر مثبت ماکزیمم و نقطه لنگر صفر در نظر بگیریم، این نیروی برشی را، اتصالات برشی یا همان برشگیر باید تحمل نمایند. (همان طور که پیش از این گفته شد، در نواحی لنگر منفی، مقطع مرکب عمل نمی نماید. بنابراین ناحیه مورد نظر بین نقاط لنگر صفر و لنگر خمشی مثبت حداکثر می باشد). مقدار کل نیروی

برشی افقی  $V_h$  که بایستی بین نقاط یاد شده ( $M_{max}^+$  و صفر) تحمل گردد، (توسط برشگیر) مطابق آیین‌نامه فولاد ایران از رابطه زیر بدست می‌آید.

$$V_h = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.85 f'_c A_c}{\gamma} \\ \frac{A_s f_y}{\gamma} \end{array} \right.$$

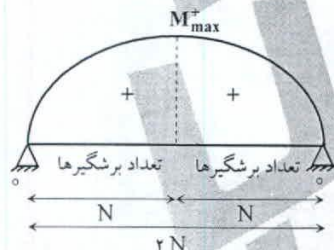
منظور از  $A_c$  در رابطه فوق سطح مؤثر دال بتنی است که از رابطه زیر بدست می‌آید.

$$A_c = b_E \times t_s$$

پس تعداد برشگیری (اتصالات برشی) مورد نیاز برای تحمل نیروی برشی افقی  $V_h$  از نقطه لنگر خمشی مثبت حداکثر تا نقطه لنگر خمشی صفر از رابطه زیر بدست می‌آید.

$$N = \frac{V_h}{q}$$

توجه شود که مقدار عدد  $N$  بدست آمده در رابطه فوق، تعداد برشگیری واقع در ناحیه لنگر خمشی مثبت ماکزیمم و لنگر خمشی صفر است و به عنوان مثال در یک تیر دو سر مفصل مطابق دیاگرام لنگر خمشی مشاهده می‌شود که تعداد کل برشگیری لازم در کل طول تیر برابر است با عدد:  $2N$



منظور از پارامتر  $q$ ، مقاومت برشی یک عدد اتصال برشی (یک عدد برشگیر تنها) می‌باشد که با توجه به نوع آن برشگیر (مثلاً نبشی، ناودانی، گل‌میخ و...) از جدول آیین‌نامه فولاد ایران بدست می‌آید. در صورتی که بخواهیم داخل دال بتنی از آرماتورهای فشاری نیز استفاده نماییم، در این صورت رابطه  $V_h$  به شرح زیر می‌باشد:

$$V_h = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.85 f'_c A_c}{\gamma} + \frac{A_s' f_y'}{\gamma} \\ \frac{A_s f_y}{\gamma} \end{array} \right.$$

در رابطه فوق  $A_s'$  سطح مقطع تمام آرماتورهای فشاری به کار رفته در داخل دال بتن آرمه است و  $f_y'$  نیز تنش حد جاری شدن (تنش حد تسلیم) مربوط به آرماتورهای فشاری است، در حالی که  $f_y$  مربوط به تیر فولادی می‌باشد.  $f'_c$  نیز مقاومت فشاری نمونه استوانه استاندارد به قطر قاعده ۱۵ سانتی‌متر و به ارتفاع ۳۰ سانتی‌متر است.

## طراحی فونداسیون مرکب ۲ ستونی

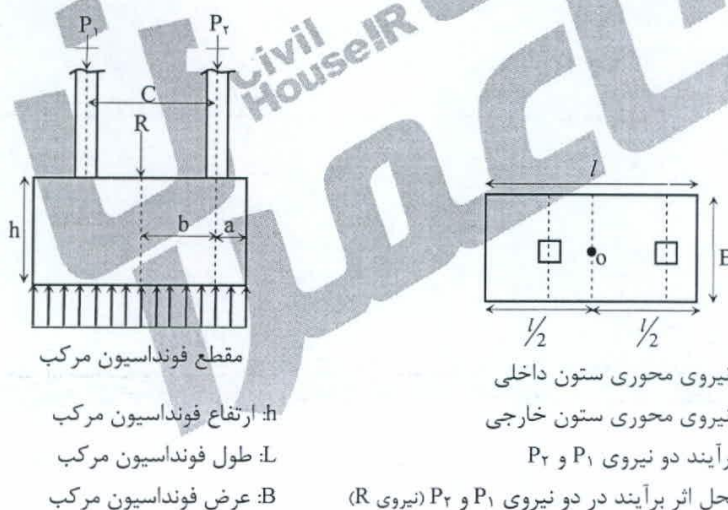
کاربرد: بطور کلی این فونداسیون ها در موارد زیر به کار می روند:

۱. برای ستون هایی که بر ساختمان قرار دارند و از نظر قوانین شهرداری حق ورود فونداسیون به داخل خیابان و کوچه و یا حق ورود فونداسیون به داخل ملک مجاور (همسایه) را نداریم.
۲. اگر فاصله ستون ها به هم نزدیک باشد؛ بهتر است به جای استفاده از ۲ فونداسیون منفرد (تک) از یک فونداسیون مرکب دو ستونی استفاده نماییم.

فلسفه طراحی:

بطور کلی فونداسیون های مرکب ۲ ستونی باید طوری طراحی شوند که مرکز هندسی سطح فونداسیون بر برآیند نیروهای دو ستون میانی و کناری منطبق شود. زیرا در این صورت تنش زیر فونداسیون ها یکنواخت شده و از واژگونی یا کج شدن فونداسیون کناری جلوگیری می شود.

\* محاسبه ابعاد سطحی فونداسیون مرکب (L و B)



$a$ : فاصله محور ستون کناری از بر فونداسیون مرکب.

$b$ : فاصله محور ستون کناری از محل اثر برآیند نیروهای  $P_1$  و  $P_2$

چنانچه بخواهیم فونداسیون مرکب را با سطح مستطیلی شکل، مطابق بالا طراحی کنیم همان طور که روی شکل مشاهده می شود، داریم:

$$L = 2(a + b)$$

مقدار  $a$  که از نقشه معماری و از روی اندازه درز انقطاع مشخص می شود.

مقدار  $b$  نیز با لنگرگیری حول محور ستون کناری به ترتیب زیر مشخص می شود:

$$R = P_1 + P_2$$

داریم:

$$R \cdot b = P_1 \times C \Rightarrow b = \frac{P_1 \times C}{R} \Rightarrow b = \frac{P_1 \times C}{P_1 + P_2}$$

از طرفی:

بنابراین با جایگذاری مقادیر  $a$  و  $b$  در فرمول مربوط مقدار  $L$  یعنی طول فونداسیون مرکب مستطیلی شکل به راحتی به دست می‌آید. حال برای به دست آوردن عرض فونداسیون یعنی مقدار  $B$  به مقدار تنش مجاز خاک منطقه ( $q_e$ ) نیاز داریم که توسط مهندس ژئوتکنیک تعیین می‌شود.

$$\Rightarrow q = \frac{R}{B \cdot L} \Rightarrow q = \frac{P_1 + P_2}{B \cdot L}$$

تنش مجاز خاک زیر فونداسیون  $q \leq q_e$  از طرفی:

$$\Rightarrow \frac{P_1 + P_2}{B \cdot L} \leq q_e \Rightarrow B \cdot L \geq \frac{P_1 + P_2}{q_e}$$

با داشتن مقدار  $L$  از رابطه مربوط و با استفاده از نامساوی فوق مقدار  $B$  یعنی عرض فونداسیون مرکب طوری به دست می‌آید که نامعادله زیر برقرار باشد:

$$B \geq \frac{P_1 + P_2}{L \cdot q_e}$$

برای محاسبه ابعاد سطحی فونداسیون مرکب ( $B$  و  $L$ ) بایستی از بارهای بدون ضریب استفاده نماییم. یعنی منظور از بارهای  $P_1$  و  $P_2$  برای ستون‌های داخلی، خارجی، بارهای بدون ضریب بود.

"محاسبه ارتفاع فونداسیون مرکب ( $h$ )"

پس از تعیین مقادیر  $B$  و  $L$ ، اینک نوبت به محاسبه مقدار  $h$  می‌رسد. برای محاسبه مقدار  $h$  یعنی ارتفاع فونداسیون، بایستی از بارهای با ضریب استفاده نماییم، یعنی مقادیر  $P_1$  و  $P_2$  با ضریب را استفاده کنیم.

$$\begin{cases} P_{u1} = 1/25 P_{D1} + 1/5 P_{L1} \\ P_{u2} = 1/25 P_{D2} + 1/5 P_{L2} \end{cases}$$

سپس با داشتن مقادیر بارهای با ضریب و با داشتن ابعاد سطحی فونداسیون یعنی  $B$  و  $L$  می‌توان مقدار تنش زیر فونداسیون را به دست آورد که بهتر است برای سهولت محاسبات شدت تنش زیر فونداسیون را به صورت طولی (در واحد طول فونداسیون) بدست آورد (بر حسب واحد KN/m)

نکته: برای تعیین مقدار  $h$  ابتدا بایستی خودمان آن را حدس بزنیم و سپس به کنترل آن بپردازیم.

نکته: از آنجایی که می‌دانیم در فونداسیون، خود بتن بایستی به تنهایی جوابگوی ۱۰۰٪ برش وارد شده باشد، بنابراین ارتفاع فونداسیون ( $h$ ) تابعی از برش وارد بر فونداسیون است.

نکته: برش وارد بر فونداسیون دو نوع است:

(۱) برش تیری یا برش خمشی

(۲) برش پانچ (سوراخ کننده)

بنابراین با کنترل برش‌های تیری (خمشی) و برش پانچ مقدار  $h$  فرضی (اولیه) کنترل می‌گردد. برای کنترل برش تیری یا خمشی بایستی نمودار برش را برای فونداسیون مرکب رسم نماییم. مطابق نمودار نیروی برشی که رسم خواهد شد، خواهیم دید که بیشترین مقدار نیروی برشی در محور ستون داخلی است که مطابق آیین‌نامه بتن ایران مقطع بحرانی برای



کنترل برش تیری یا خمشی به فاصله  $d$  از بر این ستون داخلی می‌باشد. لذا از روی نمودار نیروی برشی می‌توان مقدار برش در این مقطع بحرانی را تعیین نمود که آن را با  $V_u$  نشان می‌دهیم. و در نهایت این مقدار  $V_u$  یعنی برش وارده (موجود) را با مقدار برش مقاوم (مجاز) خود بتن به تنهایی یعنی مقدار  $V_c$  که از رابطه زیر بدست می‌آید، مقایسه و کنترل می‌نماییم. که بایستی داشته باشیم.

از این رابطه مقدار  $d$  کنترل می‌گردد.  $\Rightarrow V_u < V_c = 0.17 \phi_c \sqrt{f'_c} \times B \times d \Rightarrow$  در مقطع بحرانی (به فاصله  $d$  از بر ستون داخلی) برای کنترل برش پانچ یا سوراخ‌کننده: مقدار این برش در اطراف هر دو ستون داخلی و خارجی کنترل می‌گردد.

کنترل برش پانچ برای ستون خارجی

$$b_{o_p} = (d + \text{بعد ستون}) \times 2 + \frac{d}{\gamma}$$

$$V_{c_p} = 2 \times 0.17 \phi_c \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$\Rightarrow V_{c_p} \geq P_{u2} \rightarrow \text{بار محوری نهایی ستون خارجی}$$

کنترل برش پانچ برای ستون داخلی

$$b_{o_i} = (d + \text{بعد ستون}) \times 4$$

$$V_{c_i} = 2 \times 0.17 \phi_c \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$\Rightarrow V_{c_i} \geq P_{u1} \rightarrow \text{بار محوری نهایی ستون داخلی}$$

با کنترل‌های فوق مقدار  $d$  (یا  $l_t$ ) حدسی و فرضی کنترل می‌گردد.

«طراحی ارتفاع فونداسیون مرکب»

برای طراحی ارتفاع فونداسیون مرکب ابتدا آن را حدس می‌زنیم و سپس ارتفاع فرضی را کنترل می‌کنیم. کنترل ارتفاع فونداسیون مرکب برای برش تیری (خمشی) و همچنین برش پانچ (سوراخ‌کننده) انجام می‌گیرد. برای کنترل ارتفاع فونداسیون تحت برش تیری (خمشی) مقدار  $V_{u_{max}}$  (ماکزیمم) را از روی نمودار نیروی برشی رسم شده می‌خوانیم و سپس با توجه به اینکه مقطع بحرانی برای برش به فاصله  $d$  از بر تکیه‌گاه است و علاوه بر این معمولاً نیروی برش ماکزیمم ( $V_{u_{max}}$ ) در زیر محل اثر بار محوری ستون داخلی قرار دارد، می‌توان مقدار نیروی برش طراحی را از رابطه زیر بدست آورد.

$$V_u = V_{u_{max}} - (d + \frac{a}{\gamma}) q_u$$

$$V_c = 0.17 \phi_c \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$V_u < V_c \rightarrow \text{طراحی } V_u: \text{بایستی؛ کنترل برش تیری (خمشی)}$$

$d$ : ارتفاع فرضی فونداسیون

$a$ : بعد ستون داخلی

$q_u$ : شدت تنش زیر فونداسیون

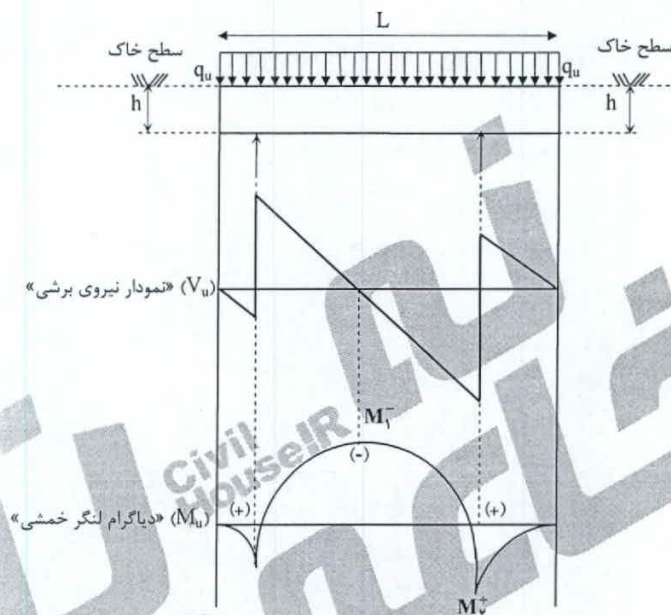
برای کنترل برش پانچ مقدار این برش برای هر ۲ ستون داخلی و خارجی مجلسه می‌شود و سپس با مقدار مجاز آن مقایسه می‌شود.

برای ستون داخلی مقدار  $b_o$  یعنی محیط مقطع بحرانی برابر است با:  $4(a + d)$

برای ستون خارجی مقدار  $b_o$  یعنی محیط مقطع بحرانی برابر است با:  $2(b + \frac{d}{\gamma}) + (b + d)$

ابعاد ستون داخلی  $a \times a$  و ابعاد ستون خارجی  $b \times b$  فرض شده است. و همان‌طور که می‌دانیم مقطع بحرانی برای برش پانچ به فاصله  $\frac{d}{4}$  از اطراف ستون‌ها می‌باشد. مقدار نیروی برش مقاوم (مجاز) در حالت پانچ نیز از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$V_C = 2 \times 0.17 \phi_C \sqrt{f'_C} b_o d$$



همان‌طور که از نمودارهای لنگر خمشی و نیروی برشی مشاهده می‌شود، ما برای رسم آنها، فونداسیون را به صورت وارونه در نظر گرفتیم تا محاسبات مربوط به نیروی برشی و لنگر خمشی آسان‌تر شود. (فشار خاک زیر فونداسیون  $q_u$ )

نکته:

علامت منفی نشان‌دهنده کشش در بالای فونداسیون مرکب و فشار در پایین آن است.

علامت مثبت نشان‌دهنده کشش در پایین فونداسیون مرکب و فشار در بالای آن است.

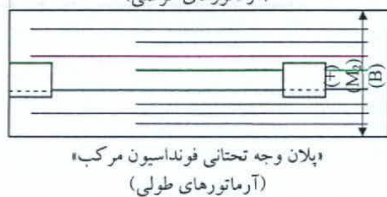
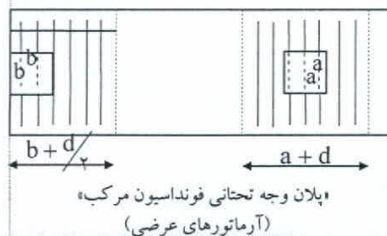
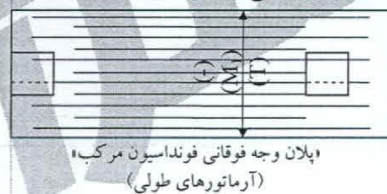
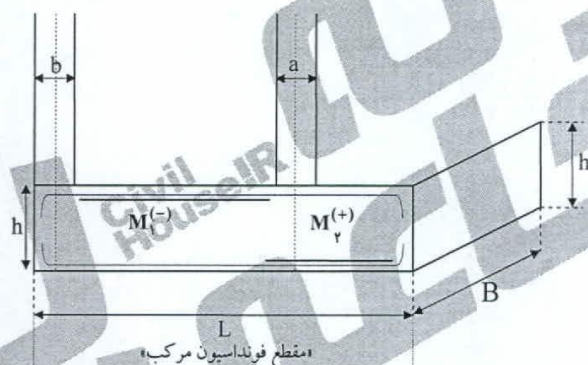
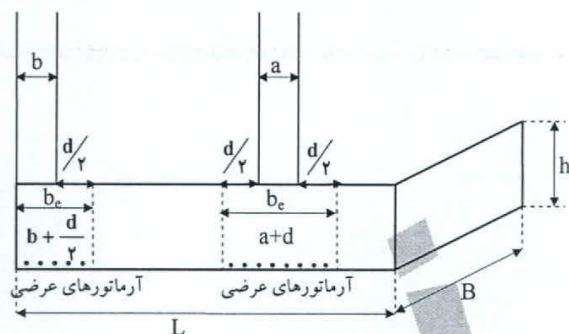
نکته: بطور کلی فونداسیون مرکب دارای ۲ نوع عملکرد یا رفتار می‌باشد: (۱) رفتار طولی (۲) رفتار عرضی

از نظر عملکرد طولی، فونداسیون مرکب رفتاری مانند یک تیر سرتاسری تحت خمش دارد که با رسم نمودارهای لنگر خمشی و نیروی برشی مربوط به این تیر می‌توان به محاسبات مقادیر سطح مقطع آرماتورهای طولی خمشی در دو سفره (وجه) فوقانی و تحتانی آن پرداخت و همچنین ارتفاع فونداسیون را نیز بدست آورد. از نظر عملکرد عرضی، فونداسیون مرکب در اطراف و حوالی ستون‌ها مانند یک فونداسیون تکی (پی منفرد) تحت خمش عرضی رفتار می‌نماید.

نکته: عرض مؤثر در اطراف ستون‌ها (در راستای طولی فونداسیون مرکب) که برای محاسبات آرماتورهای عرضی فونداسیون مورد نیاز است برابر است با مقدار  $\frac{d}{4}$  از هر طرف ستون مورد نظر.

بعد ستون مورد نظر (در جهت طولی فونداسیون)  $b_c = d +$  عرض مؤثر

یعنی عرض مؤثر که برای محاسبات آرماتورهای عرضی فونداسیون در زیر هر ستون مورد نیاز است، برابر است با:



## «تیر ورق»

«انواع ناپایداری های تیرورق یا انواع کمناش های تیر ورق»

«انواع کمناش های تیر ورق»

۱. کمناش جانبی پیچشی
۲. کمناش موضعی بال فشاری
۳. کمناش قائم بال فشاری یا کمناش عمودی ورق جان
۴. کمناش خمشی ورق جان
۵. کمناش قطری جان یا کمناش مورب جان یا کمناش برشی جان

(۱) کمناش جانبی پیچشی:

این نوع از کمناش در طراحی تیرهای تحت خمش و محاسبه تنش مجاز خمشی ( $F_b$ ) شرح داده می شود ولی جهت یادآوری فقط فرمول ها و روابط آن به شرح زیر ارائه می گردد.

$$\text{اگر } \frac{L}{r_T} < \sqrt{\frac{72 \times 10^5 \times C_b}{F_y}} \Rightarrow F_b = 0.6 F_y$$

$$\text{اگر } \sqrt{\frac{72 \times 10^5 \times C_b}{F_y}} < \frac{L}{r_T} < \sqrt{\frac{36 \times 10^5 \times C_b}{F_y}} \Rightarrow F_b = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} - \frac{F_y \left( \frac{L}{r_T} \right)^2}{10.75 \times 10^5 \times C_b} F_y \leq 0.6 F_y \\ \frac{84 \dots C_b}{\frac{L \cdot d}{A_f}} \leq 0.6 F_y \end{array} \right.$$

$$\text{اگر } \frac{L}{r_T} > \sqrt{\frac{36 \times 10^5 \times C_b}{F_y}} \Rightarrow F_b = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \frac{12 \times 10^5 \times C_b}{\left( \frac{L}{r_T} \right)^2} \leq 0.6 F_y \\ \frac{84 \dots C_b}{\frac{L \cdot d}{A_f}} \leq 0.6 F_y \end{array} \right.$$

عضو بدون اتکاء جانبی است  $\Rightarrow I_b > \text{Min}(I_{C1}, I_{C2})$  اگر

$$I_{C1} = \frac{635bf}{\sqrt{F_y}} \quad , \quad I_{C2} = \frac{14 \times 10^5}{\left( \frac{d}{A_f} \right) F_y}$$

$$\text{ضریب انحناء } C_b = 1/75 + 1/0.5 \left( \frac{M_1}{M_2} \right) + 0.3 \left( \frac{M_1}{M_2} \right)^2 \leq 2/3$$

$$\frac{M_1}{M_2} < 0 \Leftrightarrow \text{انحنای ساده (یک طرفه)}$$

$$\frac{M_1}{M_2} > 0 \Leftrightarrow \text{انحنای مضاعف (دو طرفه)}$$



### ۲) کمناش موضعی بال فشاری:

این نوع از کمناش نیز به طور کامل در تیرهای تحت خمش و محاسبه تنش مجاز خمشی ( $F_b$ ) شرح داده شده است ولی جهت یادآوری فقط فرمول‌ها و روابط آن به شرح زیر ارائه می‌گردد.

$$\text{ممنوع در طراحی} \Rightarrow \text{بال لاغر} \Leftrightarrow \frac{b_f}{2 t_f} > \frac{795}{\sqrt{\frac{F_y}{k_c}}}$$

$$\text{کنترل لاغری بال فشاری} \Leftrightarrow \frac{b_f}{2 t_f} \leq \frac{795}{\sqrt{\frac{F_y}{k_c}}} \quad \text{پس بایستی}$$

$$K_C \text{ ضریب کمناش موضعی} \Leftrightarrow \begin{cases} \text{اگر: } \frac{h}{t_w} \leq 5.0 \Rightarrow k_C = 1 \\ \text{اگر: } \frac{h}{t_w} > 5.0 \Rightarrow k_C = \frac{1}{\sqrt{\frac{h}{t_w}}} \geq 0.4 \end{cases}$$

### ۳) کمناش قائم بال فشاری یا کمناش عمودی ورق جان:

اگر نسبت  $\frac{h}{t_w}$  خیلی زیاد باشد، جان تیر ورق برای جلوگیری از کمناش عمودی بال مقاومتی از خود نشان نمی‌دهد. به دلیل این عملکرد متقابل بال و جان، به این نوع از ناپایداری کمناش عمودی ورق جان یا کمناش قائم بال فشاری گویند. یعنی اگر ورق جان در مقابل تنش فشاری ناشی از مؤلفه‌های نیروهای فشاری بال پایدار باشد، بال نمی‌تواند به طور قائم یا عمودی کمناش کند.

بنابراین به منظور جلوگیری از کمناش فوق یعنی کمناش عمودی ورق جان باید نسبت  $\frac{h}{t_w}$  را به مقدار حداکثر مجازی محدود کرد که طبق آیین‌نامه فولاد ایران (مبحث دهم) مقادیر حداکثر مجاز نسبت  $\frac{h}{t_w}$  برای جلوگیری از کمناش قائم ورق جان به شرح زیر است:

نکته: باسler در تحقیقات و مطالعات خود نشان داد که اگر تیروورق دارای سخت‌کننده عرضی Stiffener باشد، مقاومت جان آن در مقابل کمناش عمودی افزایش پیدا می‌کند.

بنابراین همانطور که از فرمول‌ها و روابط آیین‌نامه‌ای که در زیر ارائه شده، مشاهده می‌شود، هنگامی که در تیروورق از وجود سخت‌کننده‌های عرضی استفاده می‌شود یعنی تیروورق دارای سخت‌کننده عرضی است حداکثر مقدار مجاز نسبت  $\frac{h}{t_w}$  می‌تواند افزایش داده شود. اگر تیروورق دارای سخت‌کننده نباشد یا تیروورق دارای سخت‌کننده باشد بطوریکه فاصله بین سخت‌کننده‌ها (a) در رابطه  $\frac{a}{h} > 1/5$  صدق نماید.

$$\Rightarrow \frac{h}{t_w} \leq \frac{985000}{\sqrt{F_y (F_y + 1160)}} \quad \text{یعنی} \quad \left( \frac{h}{t_w} \right)_{\text{Max}} = \frac{985000}{\sqrt{F_y (F_y + 1160)}}$$

اگر: تیروورق دارای سخت‌کننده باشد به طوریکه فاصله بین سخت‌کننده‌ها (a) در رابطه  $\frac{a}{h} < 1/5$  صادق باشد

$$\left( \frac{h}{t_w} \right)_{\text{max}} = \frac{16770}{\sqrt{F_y}} \quad \text{یعنی:} \quad \frac{h}{t_w} \leq \frac{16770}{\sqrt{F_y}}$$

## ۴) کمناش خمشی ورق جان:

برای جلوگیری از کمناش خمشی ورق جان می‌توان یکی از ۲ راه حل زیر را انتخاب نمود:

۱. تقویت ورق جان تیر ورق در مقابل کمناش خمشی به کمک استفاده از ورق‌های تقویتی طول (سخت‌کننده‌های طولی):  
(Stiffener)

۲. کاهش تنش مجاز خمشی از مقدار  $(F_b)$  به مقدار  $(F'_b)$  مطابق فرمول ارائه شده در زیر.

نکته: آیین‌نامه فولاد آمریکا AISC و همچنین آیین‌نامه فولاد ایران (مبحث دهم) هیچکدام ضابطه مشخصی در مورد استفاده از ورق‌های تقویتی طولی (سخت‌کننده‌های طولی) ارائه نمی‌دهند و فقط در آیین‌نامه پل و راه AASHTO توصیه‌هایی در مورد این نوع ورق‌های طولی داده شده است.

یعنی در هر دو آیین‌نامه فولاد آمریکا AISC و همچنین آیین‌نامه فولاد ایران مبحث دهم از راه حل شماره ۱ که در بالا توضیح داده شد برای جلوگیری از کمناش خمشی ورق جان استفاده نشده است و فقط از راه حل شماره ۲ یعنی کاهش تنش مجاز خمشی و استفاده از تنش مجاز خمشی کاهش یافته  $(F'_b)$  بجای  $(F_b)$  استفاده شده است، یعنی در صورتی که بدانیم جان تیر ورق در معرض کمناش خمشی می‌باشد بایستی از تنش مجاز خمشی کاهش یافته  $(F'_b)$  به جای  $(F_b)$  استفاده نماییم.

مطابق آیین‌نامه فولاد ایران روابطی که نشان دهنده وقوع کمناش خمشی در جان تیر ورق است و همچنین فرمول مربوط به تنش مجاز خمشی کاهش یافته  $(F'_b)$  در صورت امکان وقوع کمناش خمشی به صورت زیر می‌باشد.

در جان تیر ورق کمناش خمشی اتفاق نمی‌افتد اگر  $\frac{h}{t_w} \leq \frac{6370}{\sqrt{F_b}}$

جان تیر ورق در معرض وقوع کمناش خمشی قرار دارد اگر  $\frac{h}{t_w} > \frac{6370}{\sqrt{F_b}}$

در نتیجه بایستی از  $(F'_b)$  به جای  $(F_b)$  استفاده نمود.

$$F'_b = \left[ 1 - 0.005 \frac{A_w}{A_f} \left( \frac{h}{t_w} - \frac{6370}{\sqrt{F_b}} \right) \right] F_b \leq F_b$$

## ۵) کمناش قطری جان یا کمناش مورب جان یا کمناش برشی جان:

این نوع از کمناش در تیرهای تحت برش و محاسبه تنش مجاز برشی  $(F_v)$  شرح داده می‌شود و فقط جهت یادآوری فرمول‌ها و روابط آن به شرح زیر ارائه می‌گردد:

$$\text{اگر } \frac{h}{t_w} \leq \frac{3185}{\sqrt{F_y}} \Rightarrow F_v = 0.4 F_y \Leftrightarrow f_v = \frac{V}{d t_w}$$

$$\text{اگر } \frac{h}{t_w} > \frac{3185}{\sqrt{F_y}} \Rightarrow F_v = \frac{F_y}{2.89} \times C_v \leq 0.4 F_y \Leftrightarrow f_v = \frac{V}{h t_w}$$

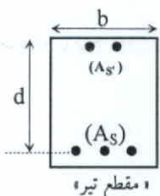
$$k_v = 5 + \frac{5}{\left( \frac{a}{h} \right)^2}$$

$$C_v = \frac{315 \times 10^6 \times k_v}{F_y \left( \frac{h}{t_w} \right)^2} \quad \text{برای} \quad C_v \leq 0.8$$

$$C_v = \frac{1600}{\left( \frac{h}{t_w} \right)} \times \sqrt{\frac{K_v}{F_y}} \quad \text{برای} \quad C_v > 0.8$$

## سازه‌های با شکل پذیری کم

الف) تیرها

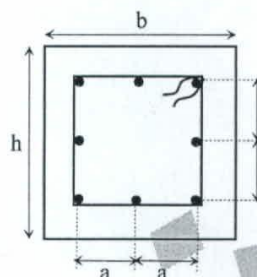


$$\rho = \frac{A_s}{b \times d}$$

$$\text{Max} \left( \frac{0.25 \sqrt{f'_c}}{f_y}, \frac{1}{f_y} \right) \leq \rho \leq 0.25$$

مقطع تیر

ب) ستون‌ها



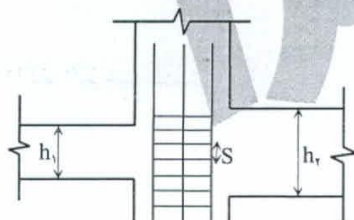
$$\rho = \frac{A_s}{b \times h}$$

$0.01 \leq \rho \leq 0.06$  در تمام مقاطع ستون حتی در وصله‌ها

نکته: اگر  $f_y = 400 \text{ N/mm}^2$   $\Rightarrow$   $\begin{cases} 0.01 \leq \rho \leq 0.045 & (\text{به جز در وصله‌ها}) \\ 0.01 \leq \rho \leq 0.06 & (\text{در محل وصله‌ها}) \end{cases}$

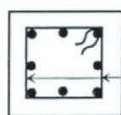
نکته:  $a \leq 20 \text{ cm}$  (مرکز به مرکز)

پ) اتصالات تیر به ستون



«ستون میانی با تیرهایی با ارتفاع متفاوت»

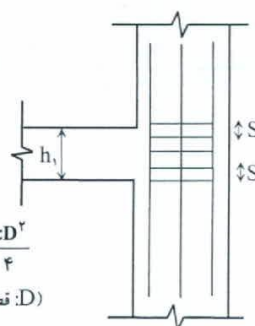
$$A_v = 0.35 \frac{b \times S}{f_y}$$



«مقطع ستون در محل اتصال»

$$A_v = 2 \times \frac{\pi D^2}{4}$$

(قطر خاموت: D)



«ستون کناری»

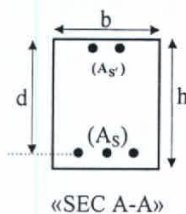
نکته: اگر ستون مستطیلی باشد،  $b$  = ضلع بزرگتر ستون

اگر ستون دایره‌ای باشد،  $b$  = قطر دایره

طول خاموت‌گذاری شده  $= \text{Max} (h_1, h_2) = h_2$

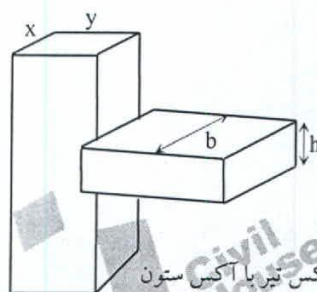
سازه‌های با شکل پذیری متوسط:

الف) تیرها

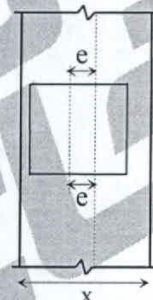


$$d \leq \frac{l_n}{4}$$

$$b \geq \text{Max}\left(\frac{h}{4}, 25 \text{ cm}\right)$$



$$b \leq \text{Min} \begin{cases} x + 0.75h \\ x + 0.25y \end{cases}$$



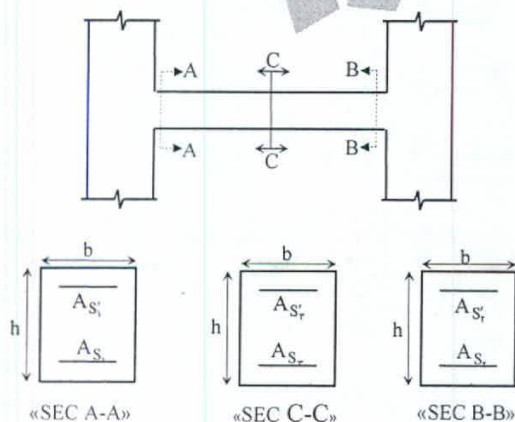
$$\rho = \frac{A_s}{b \times d}$$

$$\rho' = \frac{A_{s'}}{b \times d}$$

$$\text{Max}\left(\frac{0.25\sqrt{f'_c}}{f_y}, \frac{1}{f_y}\right) \leq \rho \leq 0.25$$

$$\rho' \geq \text{Max}\left(\frac{0.25\sqrt{f'_c}}{f_y}, \frac{1}{f_y}\right)$$

نکته: حداقل آرماتورهای سرتاسری در طول تیر (بدون قطع)  $\Phi 12 \times 2$  (هم در بالا هم در پایین)

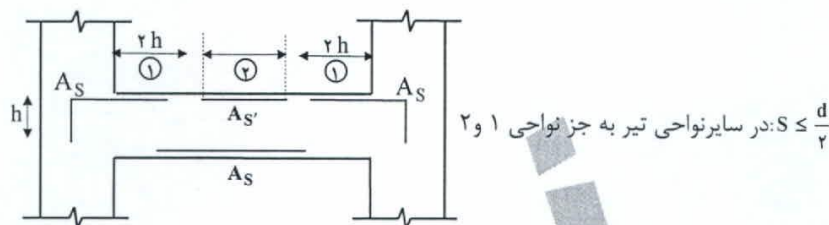


$$A_{s1}, A'_{s1} \geq \frac{\text{Max}(A_{s1}, A'_{s1}, A_{s2}, A'_{s2})}{\delta}$$

نکته: (در تکیه‌گاه‌ها)  $\rho' \geq \frac{\rho}{3}$  یا  $A_{S'} \geq \frac{A_S}{3}$

نکته:  $A_{S\phi}$  و  $A_{S\psi}$  بایستی در سرتاسر طول تیر ادامه داشته باشند.

\* توجه: ناحیه ۲، ناحیه‌ای است که نیاز به آرماتور فشاری ( $A_{S'}$ ) داریم.



$S \leq \frac{d}{4}$ : در سایر نواحی تیر به جز نواحی ۱ و ۲

در نواحی ۱ و ۲ تیر:  $S \leq \min\left(\frac{d}{4}, 8\Phi_1, 24\Phi_2, 30\text{cm}\right)$   
 $\Phi \geq 6\text{mm}$ ,  $5\text{cm}$  فاصله اولین خاموت از تکیه‌گاه

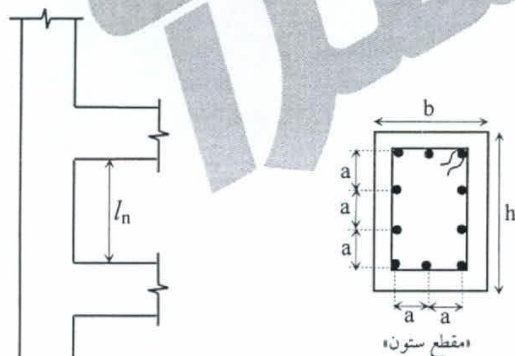
S: فاصله بین خاموت‌های تیر.

$\Phi_1$ : قطر آرماتور طولی.

$\Phi_2$ : قطر خاموت.

ب) ستون‌ها

نکته:  $a \leq 20\text{cm}$  (از مرکز تا مرکز)

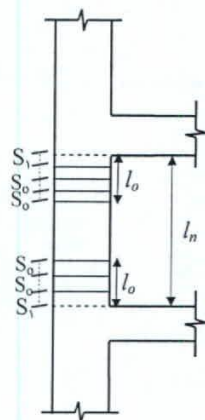


$b$ : ضلع کوچکتر ستون.  
 $h$ : ضلع بزرگتر ستون.

$$\begin{cases} \frac{b}{h} \geq 0.3 \\ b \geq 25\text{cm} \\ \frac{l_n}{b} \leq 25 \end{cases}$$

$\rho = \frac{A_S}{b \times h}$  (در تمام مقاطع ستون حتی در وصله‌ها)  $0.01 \leq \rho \leq 0.06$

(به جز در محل وصله‌ها)  $0.01 \leq \rho \leq 0.045$   $\Rightarrow f_y = 400\text{ N/mm}^2$  اگر: نکته  
 (در محل وصله‌ها)  $0.01 \leq \rho \leq 0.06$



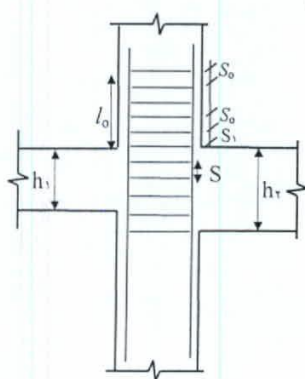
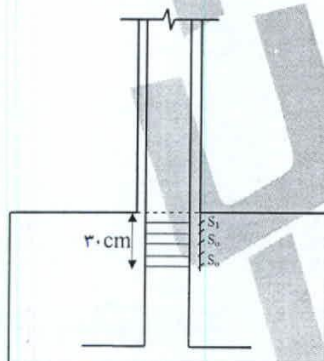
$$l_0 = \text{Max} \begin{cases} \frac{l_n}{6} \\ h \\ 45 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \text{بعد بزرگتر ستون}$$

$$S_0 \leq \text{Min} \begin{cases} 8\Phi \rightarrow \text{قطر آرماتور ستون} \\ 24\Phi \rightarrow \text{قطر خاموت} \\ \frac{b}{4} \rightarrow \text{بعد کوچکتر ستون} \\ 45 \text{ cm} \end{cases}$$

گهنگته:  $\Phi \geq 8 \text{ mm}$

گهنگته:  $S_1 \leq \frac{S_0}{4}$

گهنگته: در ستون‌هایی که در زیر و روی دیوار بتن آرمه قرار دارند، بایستی در سرتاسر طول خود و همچنین در طول مهاري خود در داخل دیوار، از خاموت‌هایی با فاصله  $S_0$  استفاده شود. همچنین در محل اتصال ستون به فونداسیون نیز داریم:



پ) اتصالات تیر به ستون

$$A_v = 0.35 \frac{b \times S}{f_y}$$

$$S \leq 1/5 S_0 \rightarrow (l_0 \text{ ناحیه در خاموت‌ها})$$

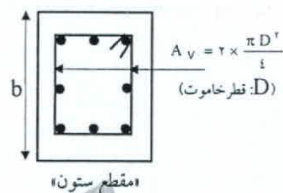
$$(A_v)_{h_2} \geq \frac{2}{3} (A_v)_{l_0}$$

سطح مقطع کلیه خاموت‌های  $\frac{3}{4}$  در ناحیه  $l_0 \geq$  سطح مقطع کلیه خاموت‌های  $h_2$ :

یعنی در ناحیه  $h_2$

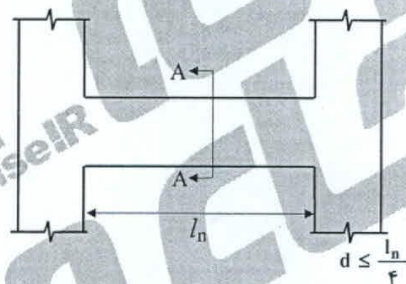
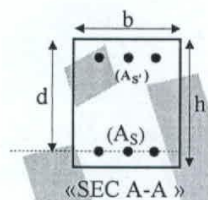
طول خاموت گذاری شده  $= \text{Max}(h_1 \text{ و } h_2) = h_2$

ضلع بزرگتر ستون در مقاطع مستطیلی.  
قطر دایره در مقاطع دایروی.

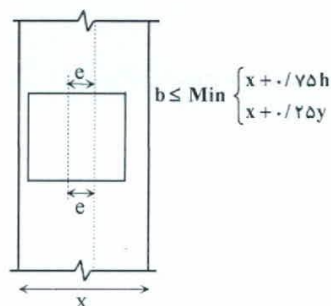
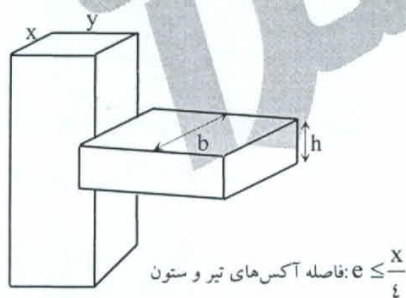


سازه‌های با شکل‌پذیری زیاد

الف) تیرها



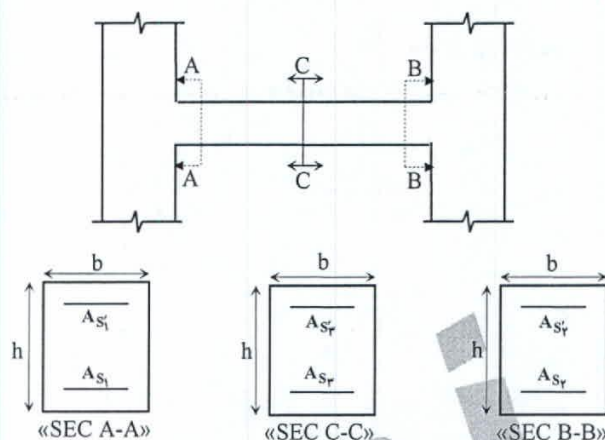
$$b \geq \text{Max}(0.3h, 25\text{cm})$$



$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{A_s}{b \times d} \\ \rho' = \frac{A_{s'}}{b \times d} \end{array} \right. \quad \text{Max} \left( \frac{0.25 \sqrt{f'_c}}{f_y}, \frac{1}{f_y} \right) \leq \rho \leq 0.25$$

$$\rho' \geq \text{Max} \left( \frac{0.25 \sqrt{f'_c}}{f_y}, \frac{1}{f_y} \right)$$

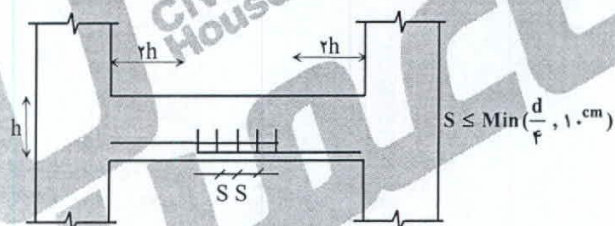
نکته: حداقل آرماتورهای سرتاسری در طول تیر  $\Phi 12$  در بالا و پایین



$$\begin{cases} A_{s1} \geq \frac{A_{s1}}{\gamma} \\ A_{s2} \geq \frac{A_{s2}}{\gamma} \end{cases}$$

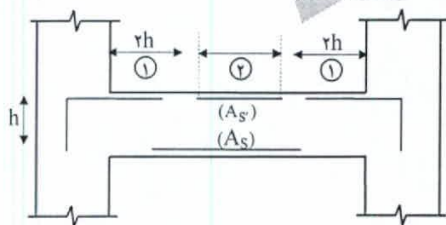
$$A_{s1'} , A_{s2'} \geq \frac{\text{Max}(A_{s1} , A_{s1'} , A_{s2} , A_{s2'})}{\gamma}$$

وصله آرماتورهای خمشی در تیرها:



نکته: در سرتاسر طول وصله بایستی خاموت‌ها با فاصله S قرار گیرند.

نکته: در نواحی به طول 2h از 2 انتهای تیر و در اتصالات تیر به ستون استفاده از وصله ممنوع است.



خاموت‌گذاری تیرها:

ناحیه ۲: ناحیه‌ای که نیاز به (A\_s2') آرماتور فشاری داریم.

S: فاصله بین خاموت‌ها.

Φ<sub>1</sub>: قطر آرماتور طولی

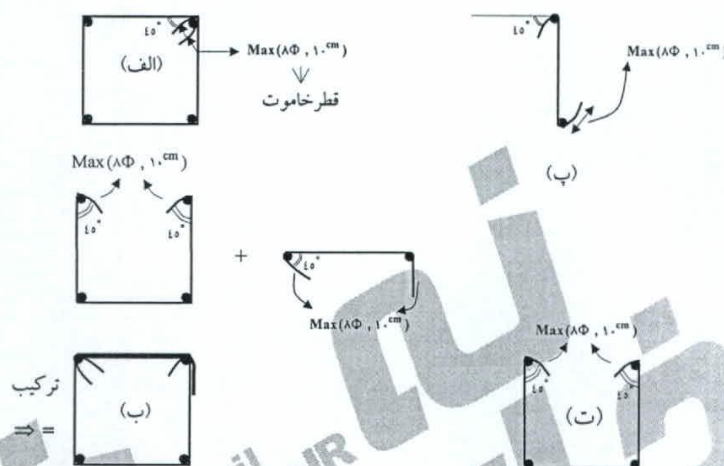
Φ<sub>2</sub>: قطر خاموت

$$\text{در نواحی ۱ و ۲ تیر: } \begin{cases} S \leq \text{Min}(\frac{d}{4}, 1.8\Phi_1, 2.4\Phi_2, 3.0\text{cm}) \\ \phi \geq 8\text{mm} \end{cases}$$

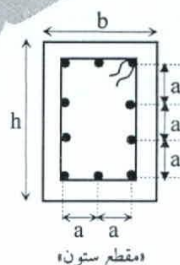
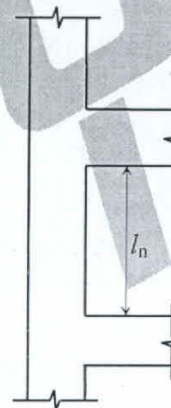
Δ cm ≤ فاصله اولین خاموت از تکیه‌گاه

در سایر نواحی به جز نواحی ۱ و ۲: S ≤ d/4

بهنکته: خاموت‌های ناحیه ۱ و ۲ حتماً بایستی بسته باشد و در آنها قلاب مطابق شکل زیر داشته باشد. (اشکال الف و ب) ولی خاموت‌های سایر نواحی می‌تواند بسته نباشد (مثلاً سنجاقی یا U شکل) ولی در انتها بایستی قلاب مطابق شکل زیر دارا باشند (اشکال پ و ت)



ستون‌ها:



$$\begin{cases} \frac{b}{h} \geq 0.4 \\ b \geq 3 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \frac{I_n}{b} \leq 16 \text{ در انتهای مضاعف} \\ \frac{I_n}{b} \leq 10 \text{ در ستون‌های طره‌ای} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times h} \quad 0.01 \leq \rho \leq 0.06 \quad (\text{حتی در محل وصله‌ها})$$

$$f_y = 400 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 0.01 \leq \rho \leq 0.045 & (\text{به جز در وصله‌ها}) \\ 0.01 \leq \rho \leq 0.06 & (\text{در محل وصله‌ها}) \end{cases}$$

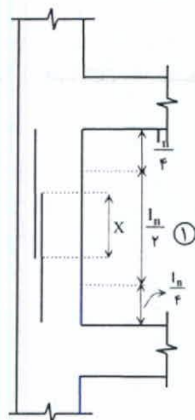
$$a \leq 20 \text{ cm} \quad (\text{از مرکز تا مرکز})$$

وصله آرماتورهای طولی ستون:

اگر وصله در ناحیه ۱ اجرا گردد:

$$\text{طول وصله کششی } x \geq$$

که طول وصله در کشش از فرمولهای مربوطه در همین جزوه بدست می آید.

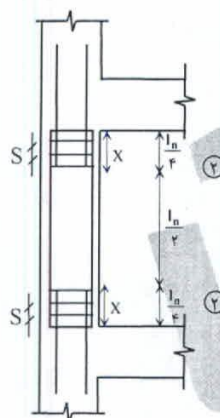


اگر محل وصله در ناحیه ۲ باشد و بیشتر از ۵۰٪ آرماتورهای طولی ستون در یک مقطع وصله شوند:

$$\text{طول وصله کششی } x \geq \frac{1}{3} \times$$

به عنوان مثال در شکل روبرو تمام آرماتورهای طولی ستون (۱۰۰٪ آرماتورهای ستون) در یک مقطع وصله می شوند.

مقدار S (فاصله بین خاموت‌های در سرتاسر طول وصله) کمترین مقدار بدست آمده از ۲ رابطه زیر است.

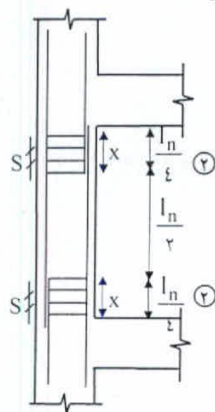


$$\begin{cases} A_{Sh} = \frac{1}{3} (S \cdot h_C \cdot \frac{f'_C}{f_{yh}}) (\frac{A_g}{A_{Ch}} - 1) \\ A_{Sh} = \frac{1}{9} S \cdot h_C \cdot \frac{f'_C}{f_{yh}} \end{cases}$$

اگر محل وصله در ناحیه ۲ باشد و بیشتر از ۵۰٪ آرماتورهای طولی ستون در یک مقطع وصله شوند، طول وصله کششی  $x \geq$

به عنوان مثال در شکل روبرو نصف آرماتورهای طولی ستون (۵۰٪ آرماتورهای ستون) در یک مقطع وصله می شوند.

مقدار S (فاصله بین خاموت‌های در سرتاسر طول وصله) کمترین مقدار بدست آمده از ۲ رابطه زیر است.



$$\begin{cases} A_{Sh} = \frac{1}{3} (S \cdot h_C \cdot \frac{f'_C}{f_{yh}}) (\frac{A_g}{A_{Ch}} - 1) \\ A_{Sh} = \frac{1}{9} S \cdot h_C \cdot \frac{f'_C}{f_{yh}} \end{cases}$$

$f'_{yh}$ : تنش حد تسلیم خاموت‌ها

$f'_c$ : مقاومت فشاری بتن

$b \times h = A_g$ : سطح مقطع ستون

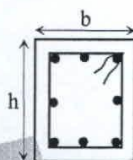
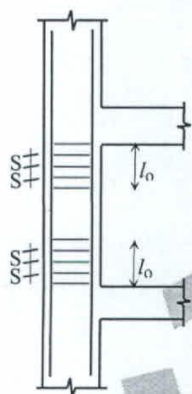
$A_{ch}$ : مساحت پشت تا پشت خاموت

$A_{sh}$ : سطح مقطع کل ساق‌های خاموت در امتداد عمود بر  $h_c$

نکته: مقدار  $A_{sh}$  در هر ۲ امتداد بُعد ستون بایستی محاسبه گردد.

خاموت‌گذاری ستون‌ها

$l_o$  (الف) در ناحیه



$$l_o = \text{Max} \begin{cases} \frac{l_n}{6} \\ h \\ 4D \end{cases}$$

$h$ : بُعد بزرگتر در ستون مستطیلی

$D$ : قطر ستون‌های دایره‌ای

در ستون‌های دایره‌ای (در ناحیه  $l_o$ )

$$\rho_s = \frac{A_v}{A_c} \geq \text{Max} \begin{cases} 0.12 \frac{f'_c}{f_{yh}} \\ 0.45 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yh}} \end{cases}$$

$f_{yh}$ : مقاومت مشخصه مارپیچ‌ها

$f'_c$ : مقاومت فشاری بتن

$A_v$ : سطح مقطع میلگرد مارپیچ

$A_g = \frac{\pi D^2}{4}$ : سطح مقطع کل ستون دایره‌ای (D قطر ستون)

$A_c$ : مساحت مقطع بتنی از پشت تا پشت مارپیچ‌ها

نکته: مقدار  $A_{sh}$  در هر ۲ امتداد بُعد ستون بایستی محاسبه گردد.

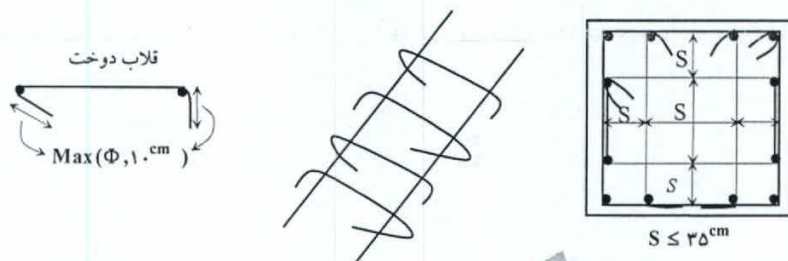
نکته: سپس مقدار S کوچکتر بدست آمده از ۲ رابطه قبلی را با مقادیر زیر مقایسه می‌نماییم.

$$S \leq \text{Min} \begin{cases} \frac{b}{4} \\ 8\Phi \\ 12/5 \text{ cm} \end{cases}$$

b: بُعد کوچکتر ستون مستطیلی

D: قطر آرماتور طولی ستون

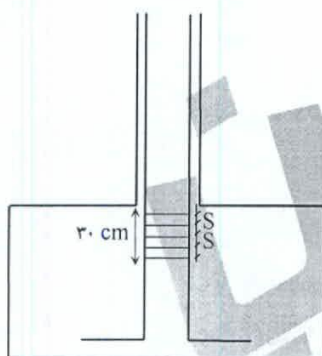
نکته: می‌توان در نواحی  $l_o$  نیز حتی به جای استفاده از خاموت بسته از قلاب‌های دوخت مطابق شکل زیر استفاده کرد. به شرطی که جهت قرارگیری این قلاب دوخت در امتداد یک میلگرد طولی ستون یکی در میان عوض شود.



نکته: در ستون‌های بالا و پایین دیوار بتن آرمه بایستی در سرتاسر طول ستون و همچنین در طول مهار آرماتورهای طولی ستون در داخل دیوار، از خاموت‌هایی با فاصله S گفته شده از نکته بالای صفحه استفاده نمود.

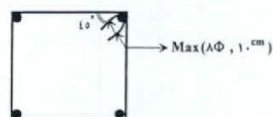
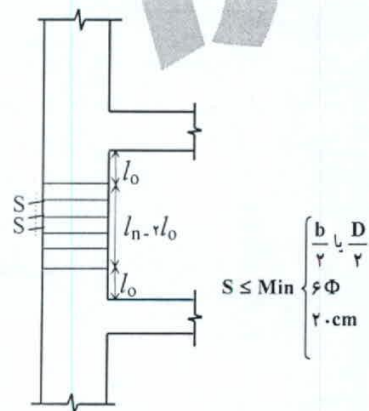
در محل اتصال ستون به فونداسیون داریم:

مقدار S در این حالت نیز مقدار S گفته شده از نکته بالای صفحه می‌باشد.



خاموت‌گذاری ستون در ناحیه  $(l_n - 2l_o)$

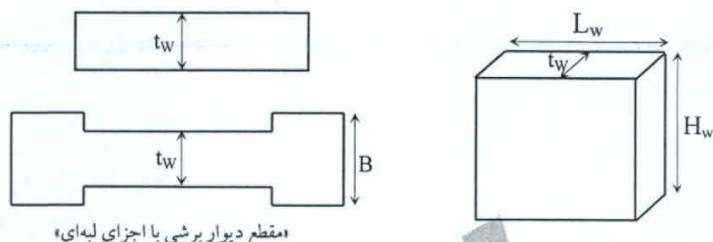
$\phi \geq 8^{mm}$  قطر مارپیچ یا خاموت، مطابق شکل



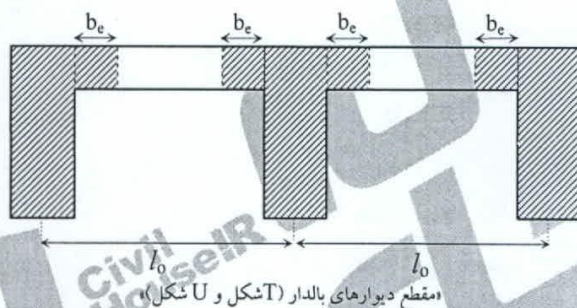
b: بعد کوچکتر ستون مستطیلی

D: قطر ستون دایره‌ای

### دیوارها و دیافراگم‌ها:

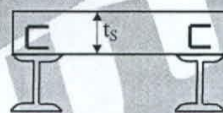


«مقطع دیوار برشی با اجزای لبه‌ای»

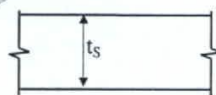


«مقطع دیوارهای بالدار (T شکل و U شکل)»

$$b_e \leq \text{Min} \left( \frac{l_0}{\gamma}, \frac{H}{\gamma_0} \right) \text{ عرض مؤثر بال}$$



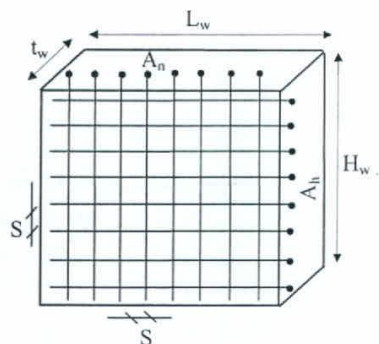
«دال بتن آرمه روی تیر فولادی»  
(Composite)



«مقطع دال بتن آرمه بعنوان دیافراگم»  
 $t_s \geq 8 \text{ cm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_n = \frac{A_n}{t_w \cdot L_w} \leq 0.04 \\ \rho_n = \frac{A_n}{t_w \cdot L_w} \geq 0.025 \end{array} \right. \text{ درصد آرماتور برشی قائم}$$

$$\rho_h = \frac{A_h}{t_w \cdot H_w} \geq 0.025 \text{ درصد آرماتور برشی افقی}$$



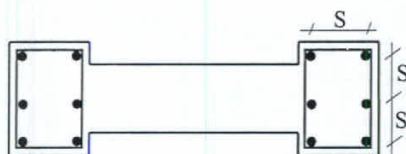
اگر:  $\rho_h \geq 0.012$   $\Rightarrow \begin{cases} \Phi \leq 16 \text{ mm} , f_y \geq 400 \text{ N/mm}^2 \\ \Phi > 16 \text{ mm} \text{ یا } f_y \geq 400 \text{ N/mm}^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \rho_n \geq 0.015 \\ \rho_h \geq 0.025 \end{cases}$

اگر:  $V_u < 0.06 t_w L_w \sqrt{f'_c} \Rightarrow$

$V_u$ : نیروی برشی نهایی

$\Phi$ : قطر آرماتور افقی یا قائم

«در دیوار با مقطع یکنواخت»



(فاصله مرکز تا مرکز، آرماتورهای افقی و قائم)

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

بهنکته:

$$S \leq 2.5 \text{ cm}$$

در دیوار برشی با اجزای لبه‌ای:

بهنکته: اگر  $V_u > 0.12 t_w L_w \sqrt{f'_c} \Leftarrow$  استفاده اجباری از دو شبکه میلگرد در مقطع دیوار برشی  
 بهنکته: طول مهاري و طول وصله در دیوارها و دیافراگم‌های سازه‌های با شکل‌پذیری زیاد، مانند طول مهاري در اتصالات تیر به ستون که در قسمت بعدی همین جزوه آورده شده است، محاسبه می‌گردد.

استفاده اجباری از اجزای لبه‌ای یا اخاموت‌گذاری ویژه در تمام طول دیوار

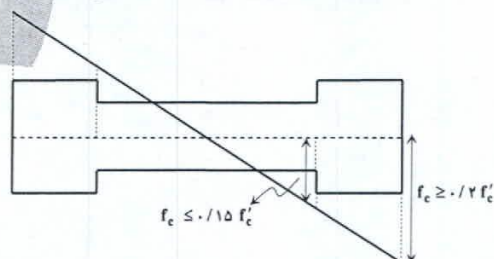
$$\Leftarrow f_c = \frac{N_u}{t_w \times L_w} + \frac{M_u}{t_w \times \frac{L_w^2}{6}} > 0.24 f'_c \text{ اگر: } f_c > 0.24 f'_c$$

$f_c$ : تنش فشاری در دورترین تار فشاری مقطع

$f'_c$ : مقاومت مشخصه بتن ( $\text{N/mm}^2$ )

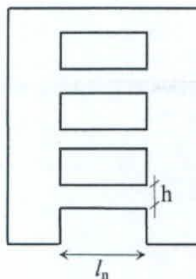
بهنکته: استفاده از جزء لبه در ناحیه زیر الزامی است.

طول جزء لبه بدست می‌آید  $\Rightarrow 0.15 f'_c > f_c > 0.24 f'_c$



«دیگرام توزیع تنش در مقطع دیوار»

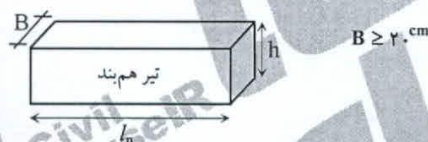
بهنکته: خاموت‌گذاری اجزاء لبه‌ای نیز مانند خاموت‌گذاری ستون‌های با شکل‌پذیری زیاد که در قسمت‌های قبلی گفته شده است، می‌باشد. فقط با این تفاوت که جزء لبه در سر تا سر طول خود (ارتفاع دیوار) بایستی خاموت‌گذاری مطابق نواحی به طول 1 از بالا و پایین ستون را داشته باشد.



$$\text{اگر: } \begin{cases} V_u < 0.24 t_w L_w \sqrt{f'_c} \\ \text{یا} \\ \frac{l_n}{h} > 3 \end{cases} \Rightarrow \text{استفاده از آرماتور قطری الزامی نیست.}$$

$$\text{اگر: } \begin{cases} V_u > 0.24 t_w L_w \sqrt{f'_c} \\ \text{و} \\ \frac{l_n}{h} < 3 \end{cases} \Rightarrow \text{استفاده از آرماتورهای قطری مطابق زیر اجباری است.}$$

دیوارهای هم‌بسته و تیرهای هم‌بند:



$$A_{vd} = \frac{V_u}{\gamma \sin \alpha f_y}$$

$A_{vd}$ : سطح مقطع آرماتور قطری در هر یک از شاخه‌های ضربدری

$V_u$ : نیروی برشی نهایی

$\alpha$ : زاویه بین آرماتور قطری با محور طولی تیر

نکته: در صورت استفاده اجباری از آرماتور قطری (مطابق بالای صفحه) تمام برش وارد بر مقطع تیر هم‌بند را این آرماتورهای قطری بایستی به تنهایی تحمل نمایند.

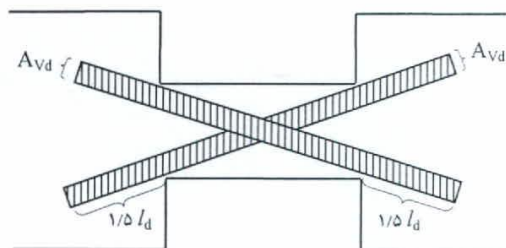
نکته: این آرماتورهای قطری بایستی به صورت ضربدری و متقارن در سر تا سر طول تیر هم‌بند ادامه یافته و انتهای آنها به طولی معادل  $1/5$  برابر طول مهاري خود در داخل دیوارهای دو طرف تیر هم‌بند ختم شوند.

نکته: این آرماتورهای قطری حتماً بایستی توسط خاموت‌هایی یا مارپیچ‌هایی با شرایط زیر بسته شوند:

$\phi \geq 8 \text{ mm}$  قطر خاموت یا مارپیچ

$\Phi$ : قطر آرماتورهای قطری (به دست آمده از  $A_{vd}$ )

$\phi$ : قطر خاموت یا مارپیچ



$$S \leq \text{Min} \begin{cases} 8\Phi \\ 24\phi \\ 12/5 l_d \end{cases}$$

فاصله خاموت‌ها یا گام مارپیچ‌ها

## شناژ باسکولی

هنگامی که یک فونداسیون تک خارجی تحت بار برون محور ستون روی خود قرار می‌گیرد، این برون محوری، تنش فشاری زیر فونداسیون خارجی را به صورت غیریکنواخت در می‌آورد و باعث کج شدن آن می‌شود. برای مقابله با این برون محوری، این فونداسیون خارجی توسط یک (تیر کلاف، تیر رابط، شناژ باسکولی یا Tie beam) به فونداسیون داخلی مجاور خود بسته می‌شود.

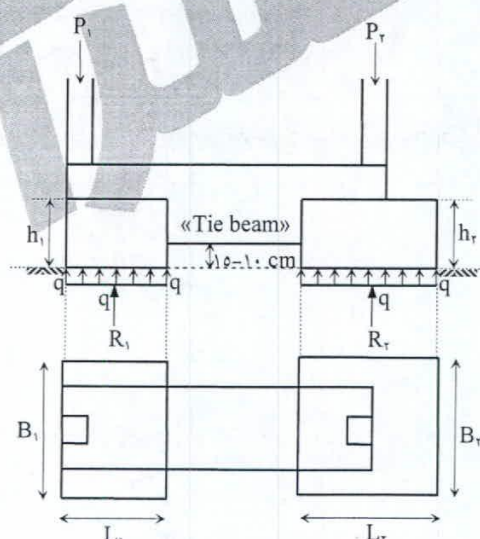
نکته: در این مبحث نیز همانطور که در مبحث فونداسیون‌های مرکب گفته شد، ابعاد هر دو فونداسیون داخلی و خارجی باید طوری انتخاب شوند که اولاً تنش در زیر هر دوی آنها به صورت یکنواخت توزیع گردد و ثانیاً شدت تنش در زیر هر دوی آنها برابر با یکدیگر باشد.

برای تحقق این امر باید مرکز هندسی سطح تماس دو فونداسیون، منطبق بر محل برآیند نیروی محوری دو ستون داخلی و خارجی باشد.

نکته: بهتر است طوری در اجرای شناژ باسکولی قالب بندی شود، که کف آن با زمین فاصله داشته باشد تا هیچ گونه تنش فشاری تماسی از خاک زیر آن بر آن وارد نگردد. این فاصله معمولاً ۱۰ الی ۱۵ سانتی‌متر است و آنرا با خاک نرم دستی پر می‌نمایند.

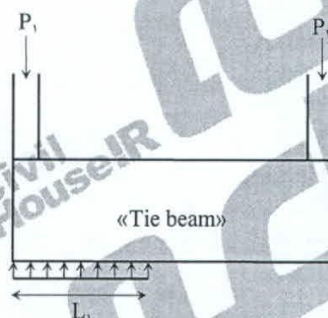
نکته: مطابق آیین‌نامه بتن ایران، ممان اینرسی شناژ باسکولی بایستی حداقل برابر با ممان اینرسی مقطع فونداسیون خارجی (تحت بار برون محور ستون روی خود) باشد.

نکته: با توجه به اینکه معمولاً پهنا یا عرض شناژ باسکولی از عرض فونداسیون‌ها کمتر است بنابراین برای آنکه نکته بالا را بتوان رعایت و اجرا نمود، بایستی ارتفاع شناژ باسکولی از ارتفاع فونداسیون کناری بیشتر باشد.



## فرضیات طراحی:

۱. شناژ باسکولی کاملاً با فونداسیون داخلی یکپارچه، ریخته و اجرا می‌گردد، بنابراین می‌توان از اثر فشار رو به بالای خاک (q) بر روی نواحی مشترک شناژ باسکولی و فونداسیون داخلی صرف‌نظر نمود.
  ۲. فونداسیون داخلی طوری طراحی می‌شود که بدون کمک شناژ باسکولی بتواند فشار رو به بالای خاک (q) را تحمل کند.
  ۳. از آنجا که فونداسیون خارجی مانند فونداسیون زیر یک دیوار طراحی می‌شود و نیروهای خود را از طریق شناژ باسکولی دریافت می‌نماید بنابراین فشار روبه بالای فونداسیون خارجی، باری خواهد بود که بایستی توسط شناژ باسکولی تحمل شود.
- نکته: با توجه به فرضیات ارائه شده، شناژ باسکولی همانند یک تیر تک دهانه‌ای می‌باشد که تحت فشار رو به بالای خاک به فونداسیون خارجی قرار دارد و همچنین تحت دو نیروی محوری فشاری ناشی از دو ستون داخلی و خارجی قرار گرفته است. (مطابق شکل زیر)



## طراحی شناژ باسکولی

طراحی شناژ باسکولی همانند طراحی یک تیر تحت اثر خمش و برش می‌باشد که نمودار لنگر خمشی و نیروی برشی آن از روی شکل بالا رسم می‌شود و مطابق اشکال زیر خواهد بود، همانطور که از دیاگرام لنگر خمشی و نمودار نیروی برشی مشاهده می‌شود، لنگر خمشی حداکثر محلی است که مقدار نیروی برشی برابر صفر است و آن محل نزدیکی لبه داخلی فونداسیون خارجی می‌باشد. از آنجایی که علامت این لنگر خمشی ماکزیمم منفی است بنابراین بالای شناژ باسکولی به کشش می‌افتد، لذا آرماتورهای مربوط به آن در بالای (وجه فوقانی) شناژ باسکولی قرار می‌گیرد.

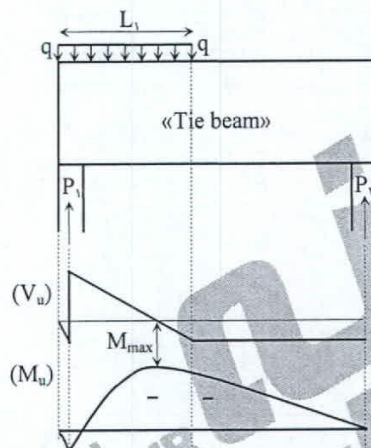
مقدار نیروی برشی نیز در بر ستون خارجی حداکثر می‌باشد که در این ناحیه بایستی از خاموت محاسباتی استفاده شود و در سایر نواحی از طول باقیمانده شناژ باسکولی نیز از خاموتهای حداقل استفاده می‌شود.

## طراحی فونداسیون‌های داخلی و خارجی

فونداسیون داخلی رفتاری مانند رفتار فونداسیون منفرد را دارد بنابراین طراحی فونداسیون داخلی مانند طراحی یک فونداسیون تکی است که تحت فشار رو به بالای q قرار دارد، فقط بایستی به نکته زیر توجه نمود:

نکته: در کنترل برش پانچ و در محاسبه مقدار  $b_o$  یعنی محیط مقطع بحرانی آنرا به صورت شکل □ در نظر می‌گیریم. (یعنی به فاصله  $\frac{d}{4}$  از هر ستون و شناژ باسکولی) (ولی از سه طرف)

فونداسیون خارجی نیز رفتاری مانند فونداسیون زیر یک دیوار دارد که تحت فشار رو به بالای  $q$  قرار گرفته و از دو طرف ستون و شناژ باسکولی به صورت کنسول، بلند شده است. همانطور که در اشکال زیر مشاهده می‌شود برای رسم نمودار نیروی برشی و دیاگرام لنگر خمشی، شناژ باسکولی را به صورت وارونه در نظر گرفته‌ایم.





## فصل دوم- مصالح ساختمانی

نشریه ۵۵ سازمان برنامه و بودجه

شماره صفحه	عنوان
۲-۳	ویزگی‌ها و حداقل حدود قابل قبول رنگ
۲-۵	جدول (مهم)
۲-۸	ویزگی‌ها و حداقل حدود قابل قبول آجر
۲-۱۱	آجر ماسه آهکی
۲-۱۲	جدول (مهم)
۲-۱۵	ویزگی‌ها و حداقل حدود قابل قبول بلوک سیمانی
۲-۱۸	بلوک سقفی و بلوک سبک (مهم)
۲-۲۲	ویزگی‌ها و حداقل حدود قابل قبول
۲-۳۰	ویزگی‌ها و حداقل حدود قابل قبول
	آزمایش‌های فولاد (۴تا) و مقدار تناژ (۱۰تن)
۲-۴۱	انواع چوب
۲-۴۸	انواع سیمان
۲-۵۶	جدول (بسیار مهم)
۲-۵۷	نگهداری سیمان (مهم)
۲-۶۴	جدول (بسیار مهم، جدول پایینی)
۲-۶۶	گچ (طریقه ساخت گچ)
۲-۶۷	خط آخر (مهم)
۲-۶۸	جدول (بسیار مهم، جدول بالایی)
۲-۶۹	جدول (بسیار مهم، جدول بالایی)
۲-۷۳	انواع قیر
۲-۷۸	ویزگی‌ها و حداقل حدود قابل قبول
۲-۷۹	جدول (مهم)
۲-۸۰	نگهداری قیر
۲-۱۰۴	مواد افزودنی بتن
۲-۱۲۲	جدول (مهم)
	کفپوش‌ها (سنگ + بتن + موزاییک + آجر + سرامیک + سرامیک موزاییکی + کاشی لعابی)
۲-۱۳۸	(آسفالت ماستیک + آجر ماسه آهکی)
۲-۱۴۰	تیغه گچی (مهم)
۲-۱۴۴	جدول (بسیار مهم)
۲-۱۵۹	مواد قیری
۲-۱۶۵	ویزگی‌های گونی قیراندود (مهم)
۲-۱۶۶	جدول (مهم)
۲-۲۰۴	عایق‌های حرارتی
۲-۲۱۴	جدول (بسیار مهم)

## فصل سوم- خاک‌برداری و خاک‌ریزی

شماره صفحه	عنوان
۳-۳	خاک‌برداری (۷۲ ساعت)
۳-۴	۱۵ سانتی متر
۳-۵	۷۰ سانتی متر و ۱۵ سانتی متر
۳-۸	حفاظت پی بدنه و گودها (مهم)
۳-۱۱	انواع خاک‌ریزی
۳-۱۴	آماده سازی بستر خاکریزی (مهم)

**فصل چهارم - شفته آهکی**

عنوان	شماره صفحه
ساخت شفته آهکی و کاربرد آن	۴-۲

**فصل پنجم - بتن**

عنوان	شماره صفحه
جدول (مهم، اسلامپ)	۵-۳
جدول آب به سیمان بالای صفحه (مهم)	۵-۵
مقدار سیمان جدول بالای صفحه (مهم)	۵-۶
بتن مقاوم در برابر سایش (مهم)	۵-۱۰
جدول (مهم، بالای صفحه)	۵-۱۲
حداکثر قطر دانه شن	۵-۱۳
* جدول بالای صفحه (مهم) طرح تقریبی اختلاط	۵-۱۹
مخلوط کن ها و جدول مدت زمان اختلاط (۹۰ دقیقه)	۵-۲۲
اختلاط مجدد بتن	۵-۲۵
تراک میکسر و کامیون با جام دورا	۵-۲۶
روش های حمل بتن	۵-۲۸
جدول، مربوط به پمپ بنزین	۵-۳۰
سایر مشخصه های مهم مربوط به حداکثر نسبت $\frac{w}{C}$ و اسلامپ در بتن پمپ شده	۵-۳۱
استفاده از پاکت یا جام (ارتفاع حداقل ۶۰ سانتی متر)	۵-۳۵
تسمه نقاله، اسلامپ بتن (۶/۵ تا ۷/۵ سانتی متر)	۵-۳۶
بتن ریزی دیوار، ستون و تیرهای اصلی، حداکثر ارتفاع سقوط آزاد بتن ریزی (۰/۹ تا ۱/۲ متر)	۵-۳۷
راه های جلوگیری از آب انداختن بتن (بالای صفحه)	۵-۳۸
بتن ریزی در سطح های شیب دار، (به هر حال تعبیه قالب برای سطح فوقانی با شیب بیشتر از ۴۵' (۱:۱) الزامی است، مهم)	۵-۳۸
جدول، حداکثر ضخامت مراحل و لایه های بتن ریزی	۵-۴۰
آثار هوای گرم بر بتن (۷ مورد)	۵-۴۰
درجه حرارت سیمان هنگام اختلاط از ۷۷ درجه سانتی گراد تجاوز ننماید	۵-۴۱
۸ مورد نکته های بتن ریزی در هوای گرم (موارد ۱ و ۲ بسیار مهم)	۵-۴۲
بتن ریزی در هوای سرد (ب) ولی به هر حال این دما نباید از ۵ درجه سانتی گراد کمتر شود (حداقل مجاز)	۵-۴۳
نکات مربوط به ویبراتور و ویبره زن و (جدول ص ۴۸-۵)	۵-۴۷
بتن مگر، حداقل ۷ سانتی متر	۵-۵۹
بتن با حباب هوا	۵-۶۱
بتن ساخته شده از سیمان با مقاومت زودرس (۳ توصیه گفته شده)	۵-۶۳
در دمای کمتر از ۵- درجه سلیسیوس خم کردن میلگردها مجاز نیست (پایین صفحه)	۵-۷۳
(الف تا ت) مربوط به وصله آرماتورها	۷۶-۵
(الف و ب) مربوط به جوشکاری آرماتورها	۷۶-۵
رواداری های میلگردگذاری	۷۹-۵

**فصل ششم - قالب بندی**

عنوان	شماره صفحه
چوب، اعداد ۳ و ۲/۵ و ۱۰ و ۸ سانتی متر مربوط به شمع و تخته و چهار تراش	۲-۶
رواداری های قالب بندی	۵-۶

ت: ابعاد خارجی لوله ها نباید از  $\frac{1}{3}$  کل ضخامت داله، دیوار و تیری که در آن دفن می شود، بزرگتر باشد. (فاصله مراکز آنها نباید از سه برابر قطر یا عرض شان کمتر باشد).

۹-۶ درزهای اجرایی: در دال و تیر ابدی در ثلث میانی واقع شود. (درزهای اجرایی در تیرهای اصلی باید حداقل به اندازه ۲ برابر عرض تیرهای فرعی متقاطع با آنها از تیرهای فرعی فاصله داشته باشند، بتن تیرها و سرستون ها باید بصورت یکپارچه و هراما با بتن داخل دال ریخته شود).



## فصل هفتم - کارهای فلزی

عنوان

شماره صفحه

- ۱-۷ ..... بکارگیری روش‌های گرم کردن موضعی برای ایجاد اتحنا یا از بین بردن آن (۵۶۵ و ۵۶۰ درجه سانتی‌گراد).
- ۲-۷ ..... در نیم‌رخ‌های سنگین و قطعات ساخته شده با جوش به ضخامت بیش از ۵ سانتی‌متر؛ پیش گرم کردن تا دمای حداقل ۶۵ درجه سانتی‌گراد با شعله.
- ۳-۷ ..... بیج‌های پرمقاومت؛ بطور کلی سوراخ کردن ورق‌های ضخیم‌تر از ۱۲ میلی‌متر و یا ورق‌های ساخته شده از فولاد مخصوص قوی و سخت باید توسط منه صورت گیرد.
- ۴-۷ ..... آخرین خط؛ نباید از واشرهای پرکننده و یا هر نوع مصالح فشارپذیر دیگر مابین آنها استفاده شود.
- ۵-۷ ..... اگر سوراخ‌های قطعات در یک اتصال دقیقاً مقابل هم نباشند، اتصال غیرقابل قبول و رد است.
- ۶-۷ ..... جدول؛ رواداری‌های ستون، تیرهای اصلی، فرعی، بادبندها.
- ۷-۷ ..... تنظیم Base PL ها (الف تا ت، مهم و به‌خصوص مورد ت).
- ۸-۷ ..... قسمت‌هایی از آهن که در تماس با بتن قرار می‌گیرند نیاز به رنگ زدن ندارند.
- ۹-۷ ..... سطوح مجاور جوش کارگاهی (فاصله ۵۰ میلی‌متری).
- ۱۰-۷ ..... جفت کردن درزهای فشاری در ستون‌ها، اعداد ۱/۵ و ۶ میلی‌متر (مهم).
- ۱۱-۷ ..... درخاتمه کار باید انتهای بیج به اندازه حداقل ۴ دنده از مهره بیرون باشند.
- ۱۲-۷ ..... بطور کلی جوشکاری در دیماهای زیر صفر درجه سیلیسیوس بویژه در جریان باد ممنوع است (در دماهای پایین‌تر از منهای ۱۸ درجه سانتی‌گراد جوشکاری مطلقاً ممنوع است).
- ۱۳-۷ ..... چنانچه جوشکاری در بیش از یک گذر (پاس) انجام شود، قبل از برداشتن گیل هر پاس، نباید پاس بعدی جوش اجرا شود (مهم).
- ۱۴-۷ ..... بین قطعاتی که مستقیماً به وسیله جوش گوشه به هم جوش می‌شوند، نباید درزی بیش از ۳ میلی‌متر موجود باشد (مهم).
- ۱۵-۷ ..... جدول رواداری‌ها.
- ۱۶-۷ ..... عمق شیشه‌خور باید حداقل ۲/۵ برابر ضخامت شیشه و حداکثر ۲۵ میلی‌متر باشد.
- ۱۷-۷ ..... محل قرار گرفتن لولاه متناسب با ارتفاع درب و پنجره.
- ۱۸-۷ ..... اعضای عمودی چهارچوب درها باید دارای ۴ تا ۶ شاخک باشند (بسته به ارتفاع آنها و برش با زاویه ۴۵ درجه، فارسی‌بر).

## فصل هشتم - عایقکاری

عنوان

شماره صفحه

- ۱-۸ ..... بند ۱-۲-۸ تعریف نم‌بندی.
- ۲-۸ ..... بند ۲-۲-۸ تعریف آب‌بندی.
- ۳-۸ ..... بند ۱-۴-۸ عایقکاری رطوبتی بام تخت (با شیب تا ۶٪)، تراس و بالکن‌ها.
- ۴-۸ ..... عایقکاری به هنگام بارندگی مجاز نیست، آخر صفحه.
- ۵-۸ ..... عایقکاری در دمای کمتر از ۴+ درجه سیلیسیوس نباید انجام شود (خط ششم از بالای صفحه).
- ۶-۸ ..... تیرهای مورد مصرف را نباید بیش از ۱۷۷+ درجه گرم کرد (خط هفتم از بالای صفحه).
- ۷-۸ ..... مقدار Over Lap لایه‌های قیرگونی (حداقل ۱۰ سانتی‌متر، وسط صفحه).
- ۸-۸ ..... در عایقکاری بیش از یک لایه، عمود بودن لایه‌های متوالی برهم (وسط صفحه).
- ۹-۸ ..... آهک نباید با قیر و گونی تماس پیدا کند (خط سوم از پایین صفحه).
- ۱۰-۸ ..... ترتیب عایقکاری بام‌های تخت، تراس‌ها و بالکن‌ها (بندهای ۲ و ۴ و ۷ و ۱۰).
- ۱۱-۸ ..... عایقکاری رطوبتی کف‌ها (قسمت الف)؛ ارتفاع حدود ۲۵ تا ۳۰ سانتی‌متر لاشه‌سنگ یا قلوه‌سنگ.
- ۱۲-۸ ..... آسفالت‌ماستیک یا ماستیک‌قیری اگر به عنوان کف‌پوش بکار رود، دیگر نیازی به نم‌بندی کف نیست (وسط صفحه).
- ۱۳-۸ ..... استفاده از مواد پلاستیکی در عایقکاری کف‌ها به دو صورت ممکن است انجام گیرد (وسط صفحه).
- ۱۴-۸ ..... عایقکاری رطوبتی شالوده‌ها (اعداد ۱۰ و ۱۵ سانتی‌متر).
- ۱۵-۸ ..... دیوارهایی که تحت اثر پاهای افقی قرار می‌گیرند باید دارای عایقکاری پله‌ای باشند تا از لغزش آنها جلوگیری شود (خط آخر پاراگراف بالایی).
- ۱۶-۸ ..... عایقکاری رطوبتی دیوار زیرزمین؛ ترتیب عایقکاری قائم باید از بالا به پایین باشد (خط هفتم از پاراگراف دوم).
- ۱۷-۸ ..... دو روش متداول برای عایقکاری دیوار زیرزمین.
- ۱۸-۸ ..... آزمایش عایقکاری بند ۱-۸-۵ (خیلی مهم).
- ۱۹-۸ ..... حفظ و مراقبت عایق‌های رطوبتی، بند ۱-۸-۶ (مهم)، بخصوص بندهای ۱-۸-۶-۱.



- بند ۸-۴-۲ اجرای عایق حرارتی ..... ۸-۲۳  
رعایت نکات ایمنی به هنگام عایقکاری حرارتی، بند ۸-۲-۹ ..... ۸-۳۰  
جدول ۸-۳-۶، مصالح و سیستم‌های آکوستیکی مناسب و متداول در ساختمان ..... ۸-۴۲

### فصل نهم - ملات‌ها

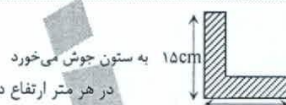
- عنوان .....  
شماره صفحه .....  
تعریف ملات هوایی بند ۹-۱-۳ و انواع آن ..... ۹-۱  
تعریف ملات آبی بند ۹-۱-۲ و انواع آن ..... ۹-۲  
ملات ساروج گرم و ملات ساروج سرد (طریقه ساخت و اختلاط) ..... ۹-۵  
ملات گچی؛ ملات گچ مرمری (در اندودکاری نقاط مرطوب و مکان‌هایی که نیاز به شستشو دارند به مصرف می‌رسد)، خط آخر ..... ۹-۶  
ملات گچ؛ وجود آهک نشکفته و آهک دو آتشه (سوخته) در ملات گچی باعث ایجاد آلونک در اندودگچی می‌شود ..... ۹-۶  
مصرف ملات گچ و خاک در طاق‌زنی و تیفه‌سازی و قشرآستر اندودکاری داخل ساختمان است. (خط اول از بالای صفحه) ..... ۹-۷  
ملات گچ و پرلیت ..... ۹-۷  
ملات گچ و آهک؛ ملات گچ را نمی‌توان در نقاطی که رطوبت نسبی هوا از ۶۰٪ تجاوز می‌کند، مصرف کرد ..... ۹-۷  
هنگام نشست نامتعادل، کارهای برسیمن ترک‌های بزرگتری برمی‌دارند درحالی‌که در ملات‌های ضعیف ترک‌ها در تمام کار پخش شده و به صورت مویی ظاهر می‌شوند (وسط صفحه) ..... ۹-۸  
برای شمشه‌گیری ملات‌های سیمان هرگز نباید از گچ استفاده کرد ..... ۹-۸  
ملات ماسه سیمان آهک (باتارد، حرام‌زاده) ..... ۹-۸  
ملات‌های سیمان پوزولانی و آهک- پوزولانی؛ این ملات‌ها در برابر جمله مواد شیمیایی بخصوص سولفات‌ها پایدار هستند، این ملات‌ها دیرگیر بوده و دارای مقاومت چندان زیادی نیستند ..... ۹-۱۰  
زمان اختلاط ملات حداقل ۳ دقیقه و حداکثر ۱۰ دقیقه خواهد بود (بالای صفحه) ..... ۹-۱۲  
انتخاب ملات برای کار در هوای سرد بند ۹-۴-۲ (مهم) ..... ۹-۱۲  
ویژگی‌های ملات خمیری؛ کارآیی، تعریف و عوامل مؤثر در آن ..... ۹-۱۴  
ویژگی‌های ملات سخت شده، مقاومت فشاری (مکعب به ابعاد ۱۰۰ میلی‌متر، جدول صفحه ۹-۱۶ مهم) ..... ۹-۱۵  
روانی ملات نباید بعد از جذب آب از ۷۰ درصد کمتر باشد (بالای صفحه) ..... ۹-۱۷  
اختلاط ملات و مصرف ملات‌های مانده؛ مصرف ملات تا ۲/۵ ساعت پس از ساخت مجاز دانسته شده است و برای احیای ملات سیمانی این حد ۲ ساعت تعیین شده است ..... ۹-۱۷  
در مورد ملات سیمانی نباید مدت زمان سپری شده از هنگام اختلاط تا مصرف ملات از حداقل زمان گیرش بیشتر باشد.

### فصل دهم - عملیات بنایی

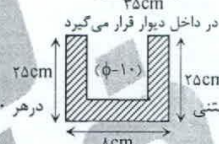
- عنوان .....  
شماره صفحه .....  
بند ۱۰-۳-۳ درجه حرارت محیط ..... ۱۰-۳  
اجرای عملیات بنایی در محیطی که درجه حرارت آن کمتر از ۵ درجه سانتی‌گراد باشد، به هیچ وجه مجاز نمی‌باشد (مهم) بند ۱۰-۳-۴ (ملات مصرفی) ..... ۱۰-۳  
در صورت عدم وجود این اطلاعات در مدارک فوق حداقل طبقه ملات مصرفی ملات سیمانی ۱:۵ خواهد بود.  
دعایت نکاتی زیر در کارهای بنایی این قسمت الزامی است (بنایی با سنگ قواره شده، تراشیده) بخصوص پندهای پ و ث و ج ..... ۱۰-۴  
بند ۱۰-۳-۹، بنایی خشک‌چین (در خشک‌چینی فاصله پندها نباید از ۳۰ میلی‌متر و در سطوح نما از ۲۵ میلی‌متر تجاوز کند) ..... ۱۰-۵  
بند ۱۰-۳-۱۱، بندکشی کارهای سنگی (تمام سطوح روی کار سازه‌های سنگی اعم از قسمت‌های نمایان یا قسمت‌های غیر نمایان در زیر تراز خاک‌ریزی یا زمین طبیعی، باید با ملات ماسه سیمان بندکشی شود) ..... ۱۰-۷  
عملیات بندکشی حتی الامکان باید ظرف مدت ۱ تا ۴ روز پس از عملیات بنایی صورت گیرد  
پیمانکار باید مصرف حداقل ۱۵ روز آجر را در کارگاه آماده نماید (وسط صفحه) ..... ۱۰-۹  
بهترین و مناسب‌ترین شالوده برای دیوار آجری، شالوده نواری است (بالای صفحه) ..... ۱۰-۱۰  
عمق شالوده بستگی به ظرفیت باربری خاک، سطح آب زیرزمینی زیر شالوده و بالاخره آثار جوی نظیر نفوذ آب‌های سطح الارضی و عمق نفوذ یخبندان دارد ..... ۱۰-۱۰  
بند ۱۰-۳-۲، دیوارچینی (بنادلف، ضخامت این بندها نباید کمتر از ۱۰ میلی‌متر و بیشتر از ۱۲ میلی‌متر باشد) ..... ۱۰-۱۰  
بند ۱۰-۳-۲، دیوارچینی (بندب، آجرها بایستی قبل از اجرای آجرچینی به مدت ۶۰ دقیقه زنجاب شود) ..... ۱۰-۱۰



- بندب- (۱) دیوارهای داخلی باربر، عیار ملات ماسه سیمان،  $\frac{1}{6}$  و حداقل ضخامت دیوار ۲۰ سانتی متر است. ۱۰-۱۰
- بندب- (۲) دیوارهای داخلی غیرباربر (تیغه‌ها)، ضخامت دیوارها و طرح اختلاط ملات‌ها. ۱۱-۱۰
- بندب- (۳) عرض کرسی چینی باید حداقل نیم آجر از دیوار بالای آن بیشتر اختیار باشد. ۱۱-۱۰
- بندب- یکار بردن ملات با عیار زیاد لزوماً نقش کلیدی در افزایش مقاومت اجرکاری ندارد همراه با مثال. ۱۱-۱۰
- دیوار چینی باید بصورت یکنواخت در ارتفاع صورت گیرد و نباید اختلاف ارتفاع دیوارچینی در یک قسمت ساختمان بسیار بلند نسبت به قسمت‌های دیگر از ۱ متر تجاوز نماید. ۱۱-۱۰
- بندج- تعریف ضریب لاغری دیوار و حداکثر ضریب لاغری دیوارهای آجری با ملات ماسه آهک ۱۲ می‌باشد. ۱۲-۱۰



- اتصال دیوار با ستون فلزی در هر متر ارتفاع دیوار. ۱۲-۱۰



- اتصال دیوار با ستون بتنی در هر ۵ سانتی متر (۵/۵ متر) ارتفاع دیوار. ۱۲-۱۰

- بند د- حداقل طول گیرداری نعلی در کارگاه‌ها ۲۵ سانتی متر است. ۱۳-۱۰
- در صورتی که عرض دیوار از نیم آجر بیشتر باشد، نعل درگاه از دو تیر آهن موازی ساخته می‌شود که در هر ۵۰ سانتی متر به وسیله دو عدد میل مهار در بالا و پایین به یکدیگر بسته می‌شوند. ۱۳-۱۰

- بند د- اجرکاری در درجه حرارت کمتر از ۵ درجه سانتی گراد مجاز نیست. ۱۳-۱۰

- دیوارچینی دو جداره (بخصوص بند ب) ۱۴-۱۰

ضخامت هر دیوار نباید از ۱۰ سانتی متر و ضخامت کل دیوار دو جداره از ۲۵ سانتی متر کمتر باشد.

فضای خالی بین دو جدار نباید از ۵ سانتی متر کمتر و از ۷/۵ سانتی متر بیشتر باشد.

- اگر بار سقف تنها توسط دیوار خارجی تحمل شود و ملات مصرفی ضعیف‌تر از ملات ماسه سیمان ۲، ۱ و ۹ نباشد، می‌توان ضخامت دیوار داخلی را تا ۷/۵ سانتی متر کاهش داد. ۲۰-۱۰

- بند ۴-۱۰ سقف طاق غربی؛ ضخامت طاق غربی معمولاً نیم آجر است (یا ملات گچ)، خیز طاق در هر دهانه حداکثر ۴ سانتی متر است. ۲۰-۱۰

- بند ۴-۱۰-۵ تیرچه‌ها. ۲۲-۱۰

بنادلف- حداقل ضخامت بتن تیرچه‌ها ۴ سانتی متر و حداقل عرض آنها ۱۰ سانتی متر است.

- بند ۴-۱۰-۳ بتن پوشش؛ حداقل ضخامت ۵ سانتی متر و حداقل رو بتن  $C_{25}$  است. ۲۳-۱۰

- به هیچ وجه نیازی آرماتورهای تیرچه را به تیرهای فلزی جوش داد. ۲۴-۱۰

مقدار خیزمنفی به ازاء هر متر طول دهانه ۲ میلی متر.

### فصل یازدهم- نماسازی

عنوان

شماره صفحه

- حداقل ضخامت دیوار هنگامی که نماسازی با سنگ‌های غیرمنظم صورت می‌پذیرد، ۶۰ سانتی متر است. ۲-۱۱

حداقل ارتفاع سنگ در نما ۲۰ سانتی متر است.

- سنگ پادبز؛ حداقل عرض سنگ‌ها ۲۰ سانتی متر، حداقل ارتفاع آنها ۱۵ سانتی متر، حداکثر بار سنگ در نما ۴ سانتی متر. ۳-۱۱

- سنگ پادبز سرتراش؛ حداکثر بار سنگ ۱/۵ سانتی متر، حداقل ارتفاع ۱۸ سانتی متر. ۳-۱۱

- حداقل ضخامت سنگ پلاک ۲ سانتی متر است. (حداکثر مساحت سنگ پلاک ۱۸۰۰ سانتی متر مربع است). ۴-۱۱

انحراف نما از امتداد قائم برای هر طبقه به ارتفاع ۳ متر نباید از ۶ میلی متر تجاوز کند. (انحراف در امتداد قائم در کل ارتفاع نباید از ۳۰ میلی متر بیشتر باشد)

- ۶-۱۱

در نماهای آجری چنانچه آجرهای نما و آجرهای پشت کار بطور همزمان اجرا شوند باید آجرهای نما بصورت کله و راسته چیده شوند، در این حالت لازم است

- ابعاد آجرهای نما برابر ابعاد آجرهای پشت کار باشد. ۷-۱۱

چنانچه آجرهای نما پس از اجرای قسمت‌های بار برچیده شوند باید برای تأمین پیوستگی نما و قسمت‌های باربر از اتصالات فلزی استفاده شود. بند ۱۱-۲-۲۰

- ۶ مقابله با آلونک و سفیدک در نمای آجری. ۸-۱۱

- بند ماسه پاشی (سند بلاست)، قطر ذرات ماسه خشک ۱ تا ۳ میلی متر. ۹-۱۱

## دیوار برشی

$$V_u \leq V_r$$

در طراحی یک دیوار برشی باید داشته باشیم:

$$V_r = V_c + V_s$$

مقدار  $V_u$  برش در مقطع بحرانی است که محل مقطع بحرانی برای برش به فاصله  $\min(\frac{h_w}{4}, \frac{l_w}{4})$  از پای دیوار قرار دارد.

مقدار  $V_c$  نیز نیروی برشی مقاوم خود بتن به تنهایی است که به صورت تقریبی از رابطه زیر به دست می آید.

$$V_c = 0.2 \phi_c \sqrt{f'_c} h d$$

بهنکته: در صورتی که بخواهیم مقدار دقیق نیروی برشی مقاوم بتن تنها را محاسبه کنیم، از رابطه زیر استفاده می کنیم:

$$V_c = \min \left\{ \begin{aligned} &0.198 \sqrt{f'_c} h d + \frac{N_u d}{5 l_w} \\ &0.198 \sqrt{f'_c} h d + \frac{l_w (0.72 \sqrt{f'_c} + 0.15 \frac{N_u}{l_w h}) h d}{(\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{4})} \end{aligned} \right.$$

$h$ : ضخامت دیوار برشی

$N_u$ : نیروی محوری

$l_w$ : طول دیوار برشی

$V_u$ : نیروی برشی

$h_w$ : ارتفاع دیوار برشی

$M_u$ : لنگر خمشی

بهنکته: در صورتی که دیوار برشی تحت فشار باشد، مقدار نیروی محوری  $N_u$  در روابط فوق با علامت + (مثبت) منظور می گردد. و در صورتی که دیوار برشی تحت کشش باشد، مقدار نیروی محوری  $N_u$  در روابط فوق با علامت - (منفی) منظور می گردد. (مانند پدیده Up lift)

بهنکته: در صورتی که مقدار  $\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{4}$  منفی شود، دیگر نیازی به محاسبه رابطه مربوطه (رابطه پایین در فرمول های دوگانه بالا) نمی باشد و فقط کفایت رابطه بالایی را در فرمول های دوگانه فوق در نظر بگیریم.

مقدار  $V_s$  نیروی برش مقاوم آرماتور برشی به تنهایی است که از رابطه زیر به دست می آید:

$$V_s = 0.85 A_v f_y \frac{d}{s}$$

در رابطه فوق منظور از  $A_v$  سطح مقطع آرماتور برشی در امتداد برش و منظور از  $s$ ، فاصله بین این آرماتورهاست.

بهنکته: طبق آیین نامه بتن ایران ما برای مقابله با نیروی برشی وارده بر دیوار برشی نیاز به شبکه میلگرد در داخل دیوار داریم، یعنی در دو جهت عمود بر هم یکی در امتداد طول دیوار و دیگری در امتداد ارتفاع دیوار بایستی از آرماتور برشی استفاده نماییم، البته آرماتورهای در امتداد ارتفاع دیوار در محاسبات تحمل برش دیوار وارد نمی شوند و فقط آرماتورهای در امتداد طول دیوار در محاسبات تحمل برش وارد می شوند.

به عبارت دیگر ما برای تحمل نیروی برشی سهم آرماتورهای برشی ( $V_s$ ) فقط از آرماتور برشی موازی با امتداد نیروی برشی استفاده می نماییم و از آرماتورهای عمود بر امتداد نیروی برشی استفاده نمی نماییم.

بنابراین اگر سطح مقطع آرماتورهای برشی موازی با امتداد نیروی برشی را با  $A_{ll}$  و سطح مقطع آرماتورهای عمود بر

$$A_v = A_{ll}$$

امتداد نیروی برشی را با  $A_n$  نشان دهیم، خواهیم داشت:

بنابراین اگر فاصله بین آرماتورهای برشی موازی با امتداد نیروی برشی را  $S_r$  و فاصله بین آرماتورهای عمود بر امتداد نیروی برشی را با  $S_1$  نشان دهیم، خواهیم داشت:

$$S = S_r$$

$$V_s = 0.85 A_h f_y \frac{d}{S_r} \quad \text{پس رابطه بالای صفحه به صورت زیر تبدیل خواهد شد:}$$

نکته: مقدار  $d$  فاصله بین مرکز نیروهای کششی آرماتورهای تحت کشش تا دورترین تار فشاری بتن فشاری می‌باشد، که بدون انجام محاسبات مربوط به سازگاری تغییر شکل‌های نسبی در مقطع می‌توان مقدار آن را برابر با  $0.8 l_w$  در نظر گرفت. یعنی:

$$d = 0.8 l_w$$

محدودیت‌های آیین‌نامه‌ای مربوط به آرماتورهای دیوار برشی

$$\rho_n = \frac{A_n}{h \times l_w}$$

$\rho_n$ : درصد آرماتورهای برشی در امتداد عمود بر برش

$$\rho_h = \frac{A_h}{h \times h_w}$$

$\rho_h$ : درصد آرماتورهای برشی در امتداد برش

$A_n$ : سطح مقطع تمام آرماتورهای برشی در امتداد عمود بر برش.

$A_h$ : سطح مقطع تمام آرماتورهای برشی در امتداد برش.

$$\rho_{h(\min)} = 0.0025 \Leftrightarrow \rho_h \geq 0.0025$$

$$\rho_{n(\min)} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 0.0025 \\ 0.0025 + 0.5 \left( \frac{2}{5} - \frac{h_w}{l_w} \right) (\rho_h - 0.0025) \end{array} \right.$$

نکته: اگر  $\rho_n = \rho_h \Leftrightarrow \rho_n > \rho_h$

$$\left\{ \begin{array}{l} S_{r \max} = \text{Min} \left( 3h, \frac{l_w}{5}, 35 \text{ cm} \right) \\ S_{1 \max} = \text{Min} \left( 3h, \frac{l_w}{3}, 35 \text{ cm} \right) \end{array} \right.$$

$S_r$ : فاصله آرماتورهای برشی در امتداد برش.

$S_1$ : فاصله آرماتورهای برشی در امتداد عمود بر برش.

نکته: اگر  $V_u > \frac{V_c}{\gamma} \Leftrightarrow$  طراحی دیوار برشی برای برش وارده الزامی است. (و نتایج به دست آمده از طراحی -  $\rho_h, \rho_n$ ).

$S_1$  و  $S_r$  - بایستی با مقادیر حداقل، حداکثرهای آیین‌نامه‌ای مقایسه و کنترل گردد.

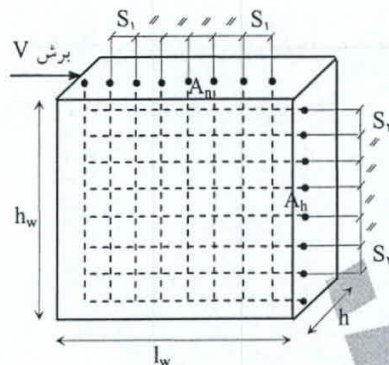
نکته: اگر  $V_u < \frac{V_c}{\gamma} \Leftrightarrow$  طراحی دیوار برشی برای برش وارده الزامی نیست. (و فقط از مقادیر حداقل - حداکثر

آیین‌نامه‌ای برای -  $\rho_h, \rho_n, S_1$  و  $S_r$  - استفاده می‌نماییم).

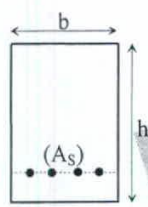
$$\left\{ \begin{array}{l} V_s \leq 4V_c \\ V_r \leq 5V_c \end{array} \right. \Leftrightarrow$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_s \leq 4 \times 0.2 \phi_c \sqrt{f'_c} h d \\ V_r \leq 5 \times 0.2 \phi_c \sqrt{f'_c} h d \end{array} \right.$$

نکته: همواره بایستی داشته باشیم



مقاطع بتن آرمه



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

$$\rho_{min} = \frac{14}{F_y}$$

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

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

$0.65 \leq \beta_1 \leq 0.85$  ضریب

$A_s$ : سطح مقطع تمام آرماتورهای کششی

$b$ : عرض مقطع تیر

$d$ : فاصله مرکز ثقل آرماتورهای کششی تا دورترین تار بتن فشاری

$\rho$ : درصد فولاد کششی در تیر

$\rho_{min}$ : حداقل درصد آرماتور کششی

$\rho_{max}$ : حداکثر درصد آرماتور کششی

$\rho_b$ : درصد فولاد متعادل (بالانس)

$f'_c$ : مقاومت فشاری نمونه استوانه‌ای ۲۸ روزه

$f_y$ : تنش حد جاری شدن (تنش حد تسلیم) یا مقاومت مشخصه آرماتورها

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho < \rho_{Max} = \rho_b \Rightarrow \text{مقطع کم فولاد} \\ \rho > \rho_{Max} = \rho_b \Rightarrow \text{مقطع پرفولاد} \end{array} \right.$$

در حالتی که مقطع کم فولاد است ابتدا آرماتورهای کششی جاری می‌شوند و سپس بتن ناحیه فشاری خرد و متلاشی می‌گردد. و با توجه به اینکه جاری شدن آرماتورهای کششی توأم با ایجاد علائم هشداردهنده یا اخطار قبلی است بنابراین فرصت تخلیه ساختمان را به ما می‌دهد و برای ما در طراحی و اجرا مطلوب است.

ولی اگر مقطع پر فولاد باشد ابتدا بتن ناحیه فشاری خرد و متلاشی می‌شود و با توجه به اینکه شکست بتن حالت ترد و شکننده دارد و بصورت انفجاری است بنابراین دارای هیچگونه علائم هشدار دهنده یا اخطار قبلی نیست و فرصت تخلیه ساختمان را به ما نمی‌دهد و برای ما در طراحی و اجرا مطلوب نیست.

بهنکته: حال اگر مقطعی پر فولاد شد، راه حل‌های زیر موجود است:

۱. افزایش ابعاد مقطع بتن آرمه ( $d, b$ ) بویژه  $d$

۲. استفاده از آرماتورهای فشاری (در بتن ناحیه فشاری)

۳. استفاده از بتن قوی‌تر (افزایش مقاومت فشاری بتن  $f'_c$ )

بهنکته: برای افزایش شکل پذیری یک مقطع بتن آرمه، راه حل‌های زیر موجود است:

۱. افزایش ابعاد مقطع بتن آرمه (در ناحیه فشاری مثلاً T شکل کردن)

۲. استفاده از آرماتورهای فشاری در بتن ناحیه فشاری

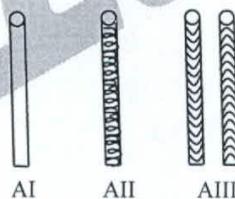
۳. افزایش مقاومت فشاری بتن (افزایش  $f'_c$ )

۴. افزایش تعداد خاموتها (کاهش فاصله بین خاموتها)

۵. استفاده از آرماتورهای کششی با تنش حد تسلیم (تنش حد جاری شدن) پایین‌تر (AII به جای AIII)

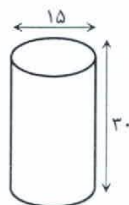
انواع آرماتور

نوع میلگرد	$F_y$	$F_u$
AI	۲۲۰۰	۳۸۰۰
AII	۳۰۰۰	۵۰۰۰
AIII	۴۰۰۰	۶۰۰۰

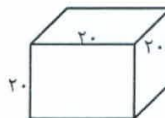


بهنکته: استفاده از آرماتور AI فقط به عنوان خاموت در سازه‌های با شکل پذیری کم یا متوسط کاربرد دارد (یعنی در سازه‌های با شکل پذیری زیاد حتی به عنوان خاموت نیز کاربرد ندارد).

نمونه‌های آزمایشگاهی



استوانه استاندارد  
( $15 \times 30$ )



مکعب استاندارد  
( $20 \times 20 \times 20$ )

برای تبدیل استوانه‌های غیراستاندارد به استوانه استاندارد از ضرایب زیر استفاده می‌کنیم.

$$\text{مقاومت استوانه غیراستاندارد} = \frac{\text{مقاومت استوانه استاندارد (} 15 \times 30 \text{)}}{\phi}$$

ضریب  $\phi$  مطابق زیر بدست می‌آید:

$10 \times 20$	$20 \times 40$	$25 \times 50$	$30 \times 60$
ضریب $\phi$ : $1/0.2$	$0.97$	$0.95$	$0.91$

مکعب غیراستاندارد به مکعب استاندارد از ضرایب زیر استفاده می‌نماییم:

$$\text{مقاومت مکعب غیراستاندارد} = \frac{\text{مقاومت مکعب استاندارد (} 20 \times 20 \times 20 \text{)}}{\phi}$$

$10 \times 10 \times 10$	$15 \times 15 \times 15$	$25 \times 25 \times 25$	$30 \times 30 \times 30$
ضریب $\phi$ : $1/1$	$1/0.5$	$0.95$	$0.9$

و بالاخره برای تبدیل مکعب استاندارد به استوانه استاندارد از جدول زیر استفاده می‌کنیم.

مقاومت فشاری مکعب استاندارد	$25$	$35$	$40$	$45$	$50$
مقاومت فشاری استوانه استاندارد	$1/25$	$35$	$40$	$45$	$50$

طرح اختلاط تقریبی:

به عنوان یک طرح تقریبی اختلاط در کارگاه می‌توان از جدول زیر استفاده کرد.

نوع بتن (مقاومت مشخصه بتن)	مقدار سیمان (کیلوگرم)	مقدار ماسه (لیتر)	مقدار شن (لیتر)
$C_{25}$	350	530	830
$C_{20}$	300	530	880
$C_{16}$	250	530	930
$C_{12}$	200	530	970
$C_8$	150	530	1050

موارد کاربرد بتن های مختلف

انواع بتن

$C_8$

$C_{10}$

$C_{12}$

$C_{16}$

$C_{20}$

$C_{25}$  تا  $C_{50}$

موارد کاربرد

فقط بتن نظافت

بتن نظافت + بتن غیر مسلح

بتن غیر مسلح

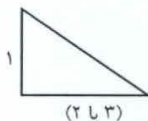
بتن آرمه (بتن مسلح)

بتن آرمه (بتن مسلح)

بتن آرمه + بتن پیش تنیده

## وسایل حمل و ریختن بتن

۱. کامیون مخلوطکن (تراک میکسر)
  ۲. استفاده از جرثقیل و جام (تاور کرین + باکت)
  ۳. شوت (جهت حمل بتن به تراز پایین‌تر از محل تهیه بتن)
  ۴. تسمه نقاله (پل) (جهت حمل بتن به صورت افقی و نیز به ترازهای بالاتر از محل تهیه بتن)
- کهنکته: در صورت استفاده از بند شماره (۴) بایستی شیب زیر رعایت گردد.



کهنکته: یک تراک میکسر می‌بایست حداقل ۷۰ دور الی ۱۰۰ دور قبل از شروع به حرکت به صورت ثابت چرخش نماید (در جا بچرخد)

## ویبراتور

ویبراتور بایستی به صورت عمودی در داخل بتن فرو رود و فواصل فرو رفتن ویبراتور در بتن از فرمول زیر بدست می‌آید:

شعاع عملکرد مؤثر ویبراتور  $\times \frac{1}{5} =$  فواصل فرو رفتن ویبراتور در بتن

شعاع عملکرد مؤثر ویبراتور نیز از جدول زیر بدست می‌آید:

قطر شلنگ ویبراتور (cm)	شعاع عملکرد مؤثر (cm)	حجم بتن متراکم شده $m^3/hr$
۴ تا ۲	۸ - ۱۵	۰/۸ تا ۴
۳ - ۶	۱۳ - ۲۵	۲/۳ تا ۸
۵ - ۹	۱۸ - ۳۶	۴/۶ تا ۱۵
۸ - ۱۵	۳۰ - ۵۱	۱۱ تا ۳۱
۱۳ - ۱۸	۴۰ - ۶۱	۱۹ تا ۳۸

کهنکته: از ویبراتور نباید به هیچ عنوان به منظور قرار دادن بتن (هل دادن و جابه جایی بتن) استفاده نمود.

کهنکته: سرعت حرکت ویبراتور تقریباً بایستی  $8 \text{ cm/s}$  (هشت سانتی‌متر بر ثانیه) باشد.

کهنکته: ویبراتور باید حتماً ۱۵ سانتی متر در لایه قبلی فرو برده شود.

کهنکته: ویبراتور بایستی بین ۵ تا ۱۵ ثانیه در داخل بتن قرار داده شود و به محض اینکه شیره بتن شروع به بیرون آمدن کرد، از بتن به آهستگی بیرون کشیده شود.

بتن ریزی در هوای گرم و سرد

۱. بهترین درجه حرارت برای بتن تازه در هوای گرم در حدود ۱۰ تا ۱۶ درجه سانتی گراد است (حداکثر  $30^\circ C$ )
۲. اگر دمای هوای محیط در سایه ۴۸ درجه سانتی‌گراد و رویه افزایش باشد، بایستی دستور توقف بتن‌ریزی را صادر کرد.
۳. اگر در ساعت ۹ صبح دمای هوا در سایه ۵ درجه سانتی‌گراد یا کمتر شود، احتمال یخ‌زدگی در ساعت‌های سرد شب وجود دارد پس باید دستور توقف بتن‌ریزی را صادر کرد.
۴. با توجه به اینکه تا ۴۸ ساعت پس از بتن‌ریزی، یخ زدن بتن تازه خطرات زیادی را ایجاد می‌کند، از این رو باید به مدت حداقل ۴۸ ساعت بتن را تحت نظر قرار داشت.

۵. یکی از راههای مقابله با یخ زدگی بتن، استفاده از حداقل آب مصرفی و گرم کردن آن تا ۷۰ درجه سانتی گراد است.
۶. یکی دیگر از راه حل های مقابله با یخ زدگی در بتن ریزی در هوای سرد، استفاده از سیمان حیارت را و زودگیر است.
۷. درجه حرارت بتن در ۲۴ ساعت اول مراقبت از بتن نباید از ۵ درجه سانتی گراد کمتر باشد. (برای بتن های معمولی ولی برای بتن ریزی حجیم مثل سدها این دما نباید از ۶- درجه سانتی گراد کمتر باشد).
۸. بتن ریزی در بارندگی شدید و تگرگ ممنوع است زیرا نسبت آب به سیمان را در طرح اختلاط به هم می زند.

#### اسلامپ بتن

حداکثر اسلامپ (cm)	حداقل اسلامپ (cm)	
۷/۵	۲/۵	شالوده ها و پی دیوار بتن آرمه
۱۰	۲/۵	تیرها و دیوارهای بتن آرمه
۱۰	۲/۵	ستون ها
۷/۵	۲/۵	دال ها و پیاده روهای بتنی
۵	۲/۵	بتن حجیم

نکته: مهم ترین عامل در تعیین مقاومت فشاری بتن نسبت آب به سیمان در طراح اختلاط است. که حداقل آب به سیمان از جدول زیر بدست می آید.

نسبت آب به سیمان w/C	مقاومت فشاری بتن $f'_c$
۰/۸	۱۵
۰/۷	۲۰
۰/۶۲	۲۵
۰/۵۵	۳۰
۰/۴۸	۳۵
۰/۴۳	۴۰
۰/۳۸	۴۵

#### حداقل مدت عمل آوردن بتن

نوع سیمان	دمای هوای محیط
سیمان ۱ و ۲ و ۳ و ۵	۵ تا ۱۰ درجه سانتی گراد
سیمان تیپ ۴ و پوزولانی	بالا تر از ۱۰ درجه سانتی گراد
	۴ روز
	۶ روز
	۱۰ روز
	۷ روز

حداقل زمان لازم برای قالب برداری:

دمای مجاور سطح بتن (سانتی گراد)					
۰	۸	۱۶	۲۴ و بیشتر		
۳۰ ساعت	۱۸ ساعت	۱۲ ساعت	۹ ساعت	قالب‌های قائم	ستون و دیوار (برحسب ساعت)
۱۰	۶	۴	۳	قالب زیرین	دال (برحسب شبانه‌روز)
۲۵	۱۵	۱۰	۷	شمع	تیر (برحسب شبانه‌روز)
۲۵	۱۵	۱۰	۷	قالب زیرین	
۳۶	۲۱	۱۴	۱۰	شمع	

حداکثر قطر دانه شن

$$\text{حداکثر قطر دانه شن} = \text{Min} \begin{cases} \frac{1}{5} \times \text{کوچکترین بعد قالب بتن} \\ \frac{1}{3} \times \text{ضخامت دال} \\ \frac{3}{4} \times \text{فاصله آزاد بین میلگردها (فاصله به داخل)} \end{cases}$$

توجه: بهتر است جهت بتن‌ریزی فونداسیون از پمپ استفاده نشده و از وسایل دیگری نظیر جرثقیل و جام (تاور کربن + پاکت) استفاده گردد.

توجه: تعبیه قالب برای سطح فوقانی با شیب بیشتر از ۴۵ الزامی است و حداکثر اسلامپ بتن مورد استفاده در این حالت ۶/۵ سانتی‌متر است.

توجه: حداکثر زمان برای حمل بتن توسط تراک میکسر پس از اضافه شدن سیمان به جام مخلوط کن با احتساب زمان تخلیه بتن از ۹۰ دقیقه (یک ساعت و نیم) نباید تجاوز کند.

حداکثر ضخامت مراحل و لایه‌های بتن ریزی

حداکثر ضخامت هر مرحله	حداکثر ضخامت هر لایه	
۳ متر	۰/۵ متر	دیوارها و پایه‌های حجیم
۳ متر	۰/۳۵ متر	ستون‌ها- پایه‌ها
کل ضخامت دال	۰/۳۵ متر	دال‌ها

انواع بتن از نظر شلی و سفتی و مدت زمان ویرنه کردن آن

نوع بتن	اسلامپ (mm)	مدت لرزاندن (ثانیه)
خیلی سفت	—	۱۰ تا ۱۸
سفت	۳۰ تا ۴۰	۵ تا ۱۰
سفت خمیری	۸۰ تا ۱۰۰	۳ تا ۵
خمیری	۱۳۰ تا ۱۸۰	۰ تا ۳

## پمپ بتن

۱. حداقل مقدار سیمان بتن پمپ ۲۸۵ کیلوگرم بر متر مکعب است.
۲. حداکثر ابعاد دانه‌های شن مورد مصرفی در بتن پمپ، ۴۰٪ قطر داخلی لوله پمپ است.
۳. بهترین اسلامپ برای بتن پمپ بین ۴۰ تا ۱۷۵ میلی‌متر است.
۴. در دانه‌های گرد گوشه (رودخانه‌ای) اسلامپ بیش از ۱۷۵ میلی‌متر و در دانه‌های تیز گوشه (شکسته) اسلامپ بیش از ۱۳۰ میلی‌متر باعث جدا شدن اجزای بتن و انسداد لوله پمپ می‌گردد.

## طراحی ستون‌های بتن آرمه

به طور کلی طراحی ستونهای بتن آرمه در قالب سه گروه زیر تقسیم‌بندی می‌شوند.

الف- طراحی ستون بتن آرمه در حالتی که فقط تحت اثر بار محوری خالص و تنها باشد.

ب- طراحی ستون بتن آرمه در حالتی که هم تحت اثر بار محوری و هم تحت اثر لنگر خمشی در یک جهت قرار دارد که اصطلاحاً به آن خمش یک محوره گویند.

ج- طراحی ستون بتن آرمه در حالتی که هم تحت اثر بار محوری و هم تحت اثر لنگر خمشی در ۲ جهت قرار دارد که اصطلاحاً به آن خمش دوماحوره گویند.

باید توجه داشت که تقسیم‌بندی فوق از نظر نوع و نحوه بارگذاری روی ستون است. و از نظر وضعیت ظاهری و شکل هندسی مقطع ستون و ارتفاع ستون نیز تقسیم‌بندی دیگری به شرح زیر خواهیم داشت:

الف- طراحی ستون کوتاه یا چاق

ب- طراحی ستون بلند یا لاغر

همچنین از نظر اینکه ستون مورد نظر در چه سیستم سازه‌ای در مقابل بارهای جانبی قرار گرفته است، تقسیم‌بندی دیگری به شرح زیر وجود دارد:

الف- ستون در یک قاب مهاربندی شده

ب- ستون در یک قاب مهاربندی نشده

لذا از گفته‌های فوق به این نتیجه می‌رسیم که ابتدا باید تشخیص دهیم که آیا ستون، یک ستون مهاربندی شده است یا یک ستون مهاربندی نشده و سپس تشخیص دهیم که آیا این کوتاه است و یا بلند (یا لاغر) و در نهایت این موضوع را در نظر گرفته و با توجه به تقسیم‌بندی مذکور (الف، ب و ج) به طراحی این نوع ستون بپردازیم.

\* کنترل مهاربندی شده یا مهاربندی نشده بودن ستون

به طور کلی طبقه مهاربندی شده به طبقه‌ای گفته می‌شود که تغییر مکان جانبی نسبی آن ناچیز باشد. چنانچه ضریب پایداری طبقه که از رابطه زیر بدست می‌آید و آن را با  $Q$  نشان می‌دهیم کوچکتر از عدد  $0.05$  باشد، طبقه مهارشده جانبی تلقی می‌شود. در این حالت تمامی قطعات فشاری واقع در این طبقه (ستون‌ها) مهاربندی شده نامیده می‌شود.

$$Q = \frac{\sum N_u \delta_u}{H_u h_s}$$

$N_u$ : بار محوری فشاری نهایی

$H_u$ : بار کل جانبی نهایی وارد بر طبقه

$\delta_u$ : تغییر مکان جانبی طبقه نسبت به طبقه زیرین متناظر با نیروهای فوق

$h_s$ : ارتفاع کل طبقه

طبقه مهاربندی شده است  $\Rightarrow Q < 0.05$  اگر

طبقه مهاربندی نشده است  $\Rightarrow Q \geq 0.05$  اگر

نکته: در ساختمانهای کوتاه متعارف (تا ۴ طبقه از روی زمین) داریم:

منظور از  $K$  در رابطه فوق، سختی جانبی است.  
 آن طبقه مهاربندی شده است  $\Rightarrow \sum K \geq 6 \times \sum K$  اگر  
 ستونهای آن طبقه دیوار برشی و بادبندهای آن طبقه

\* کنترل وضعیت لاغری ستون (کنترل کوتاه یا بلند (لاغر) بودن ستون)

اگر مقدار  $\frac{Kl_u}{r}$  را با ضریب لاغری  $\lambda$  نمایش دهیم در این صورت خواهیم داشت:

ستون کوتاه یا چاق است.  $\Rightarrow \lambda \leq 22$  اگر  
 ستون بلند یا لاغر است.  $\Rightarrow \lambda > 22$  اگر \* اگر

ستون کوتاه یا چاق است.  $\Rightarrow \lambda \leq 34 - 12 \frac{M_1}{M_2}$  اگر  
 ستون بلند یا لاغر است.  $\Rightarrow \lambda > 34 - 12 \frac{M_1}{M_2}$  اگر \* اگر

نکته بسیار مهم: اگر  $\lambda > 20$  باشد، استفاده از این نوع ستون ممنوع است و بایستی با افزایش ابعاد مقطع ستون و یا کاهش ارتفاع (طول) ستون مقدار  $\lambda$  را محدود کرد.

نکته بسیار مهم: اگر  $\lambda > 100$  باشد، نمی‌توانیم از روش تشدید لنگر خمشی و یا از روش تقلیل ظرفیت باربری استفاده نماییم و باید حتماً از تحلیل دقیق استفاده نمود.

\* طراحی ستون کوتاه یا چاق

الف) اگر ستون فقط تحت بار محوری خالص و تنها باشد بایستی  $N_u \leq N_{r_{max}}$

مقدار  $N_u$  حداکثر بار محوری فشاری وارده بر ستون تحت بارگذاریهای مختلف است، که برابر است با:

$$N_u = \max \begin{cases} 1/25 N_D + 1/5 N_L \\ N_D + 1/2 N_L \pm 1/2 N_E \\ 0.85 N_D \pm 1/2 N_E \end{cases}$$

$N_D$ : بار محوری ستون ناشی از بارهای مرده

$N_L$ : بار محوری ستون ناشی از بارهای زنده

$N_E$ : بار محوری ستون ناشی از بارهای زلزله

مقدار  $N_{r_{max}}$  نیز حداکثر بار محوری فشاری مقاوم (مجاز) قابل تحمل توسط ستون بتن آرمه است که از رابطه زیر بدست می‌آید.

$$N_{r_{max}} = 0.8 \left[ 0.85 \phi_c f'_c (A_g - A_s) + \phi_s A_s f_y \right]$$

در رابطه فوق داریم:

$A_g = b \times h$ : سطح مقطع ستون

$A_s$ : سطح مقطع تمام آرماتورهای طولی ستون

$$\left. \begin{aligned} \varphi_C &= 0.6 \\ \varphi_S &= 0.85 \end{aligned} \right\} \text{ضرایب تقلیل مقاومت مصالح (بتن و فولاد)}$$

نکته: اگر از وجود خاموت‌های دورپیچ (مارپیچ) استفاده نماییم، ضریب  $0.8$  در پشت کروشه به ضریب  $0.85$  افزایش می‌یابد.

$$\text{یعنی: } N_{r_{\max}} = 0.85 \left[ 0.85 \varphi_C f'_C (A_g - A_s) + \varphi_S A_s f_y \right]$$

اگر به رابطه  $N_u \leq N_{r_{\max}}$  و مقدار  $N_u$  و مقدار  $N_{r_{\max}}$  توجه نماییم مشاهده می‌شود که ما در این رابطه، با یک معادله دو مجهولی سر و کار داریم که ابتدا بایستی خودمان ابعاد مقطع ستون بتن آرمه را حدس بزنیم (فرض نماییم) و پس از انتخاب ابعاد حدسی (فرضی) مقطع ستون این مقدار  $A_g$  معلوم را در رابطه  $N_{r_{\max}}$  قرار دهیم تا از آنجا از رابطه  $N_u \leq N_{r_{\max}}$  تنها یک مجهول و آن هم مقدار  $A_s$  بدست آید، سپس مقدار  $A_s$  بدست آمده را مطابق رابطه زیر تبدیل به درصد آرماتورهای طولی ستون می‌نماییم:

$$\rho = \frac{A_s}{b \times h} = \text{درصد آرماتورهای طولی ستون}$$

حال اگر  $\rho$  بین مقادیر حداقل و حداکثر آیین‌نامه‌ای بود در این صورت نتیجه می‌گیریم که ابعاد حدسی (فرضی) مقطع ستون قابل قبول است و در غیر این صورت باید ابعاد مقطع ستون را تغییر داد.

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

$$\left. \begin{aligned} \rho_{\min} &= 0.01 \\ \rho_{\max} &= 0.06 \end{aligned} \right\} \rightarrow \text{صرف نظر از نوع شکل پذیری}$$

\*ب) اگر ستون تحت بار محوری به علاوه لنگر خمشی در یک جهت باشد (خمش یک محوره)

$$N_u = \text{Max} \left\{ \begin{aligned} &1/25 N_D + 1/5 N_L \\ &N_D + 1/2 N_L \pm 1/2 N_E \\ &0.85 N_D \pm 1/2 N_E \end{aligned} \right. \quad M_u = \text{Max} \left\{ \begin{aligned} &1/25 M_D + 1/5 M_L \\ &M_D + 1/2 M_L \pm 1/2 M_E \\ &0.85 M_D \pm 1/2 M_E \end{aligned} \right.$$

در این حالت نیز بایستی همچون حالت الف خودمان ابعاد مقطع ستون حدس بزنیم (فرض نماییم) و سپس نسبت‌های زیر را تشکیل دهیم.

$$\frac{N_u}{\varphi_C f'_C b h} \quad , \quad \frac{M_u}{\varphi_C f'_C b h^2}$$

توجه شود که منظور از  $b$  و  $h$  در روابط (نسبت‌های فوق)، همان ابعاد مقطع ستون است و منظور از  $h$ ، بعد مقطع ستون در جهت لنگر خمشی وارد بر مقطع ستون است حال با داشتن مقادیر نسبت‌های فوق می‌توان از گراف‌های طراحی مربوط استفاده کرد. این گراف‌ها دارای فرمی به شکل زیر هستند که نمودارهای داخل گراف  $m_p$  هستند که منظور از  $m$  نسبت زیر می‌باشد.

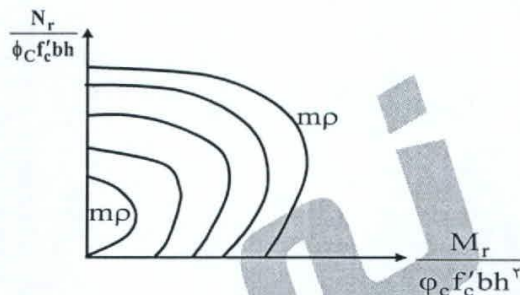
$$m = \frac{\varphi_S f_y}{0.85 \varphi_C f'_C} = \frac{0.85 f_y}{0.85 \times 0.6 f'_C} = \frac{f_y}{0.6 f'_C}$$

و منظور از  $\rho$  نیز همان درصد آرماتورهای طولی ستون در مقطع ستون است که مطابق رابطه زیر است.

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

طریقه استفاده از گراف طراحی نیز بدین شرح هست که:

با داشتن مقادیر نسبت‌های موجود در روی محورهای افقی و قائم گراف یعنی نسبت‌های  $\frac{M}{\phi_c f'_c b h^2}$  و  $\frac{N}{\phi_c f'_c b h}$  می‌توان مقدار  $m\rho$  را تعیین نمود و سپس با داشتن مقدار  $m$  مقدار  $\rho$  را تعیین نمود.



$$\rho = \frac{m\rho}{m} \rightarrow \text{با استفاده از گراف} \rightarrow \text{طبق رابطه صفحه پیش}$$

و در نهایت مقدار  $\rho$  بدست آمده از رابطه فوق را با مقادیر حداقل و حداکثر آیین نامهای مقایسه نمود. در صورتی که مقدار  $\rho$  بین مقادیر حداقل و حداکثر آیین‌نامه‌ای باشد، ابعاد حدسی (فرضی) مقطع ستون قابل قبول است و در غیر این صورت باید ابعاد مقطع ستون را تغییر داد.

❖ اگر ستون تحت بار محوری بعلاوه لنگر خمشی در هر دو جهت باشد (خمش دو محوره) در این حالت، از روابط برسلر استفاده می‌نماییم.

$$\text{الف) اگر } N_u < 0.15(\phi_c f'_c)bh \Rightarrow \text{بایستی } \frac{M_{u_x}}{M_{r_x}} + \frac{M_{u_y}}{M_{r_y}} \leq 1$$

$$\text{ب) اگر } N_u > 0.15(\phi_c f'_c)bh \Rightarrow \text{بایستی } \begin{cases} N_u \leq N_{r_{xy}} \\ \frac{1}{N_{r_{xy}}} = \frac{1}{N_{r_x}} + \frac{1}{N_{r_y}} - \frac{1}{N_{r_o}} \end{cases}$$

همانطور که مشاهده می‌شود در حالت الف، از آنجایی که بارمحوری قابل توجه نیست، فرمول‌های برسلر براساس لنگر خمشی تنظیم شده‌اند، در حالی که در حالت ب بارمحوری قابل توجه است، لذا فرمول‌های برسلر براساس بارمحوری تنظیم شده‌اند.

در روابط برسر داریم:

$Mu_x$ : لنگر خمشی وارده (موجود) حول محور  $x$  ها

$Mu_y$ : لنگر خمشی وارده (موجود) حول محور  $y$  ها

$M_{rx}$ : لنگر خمشی مقاوم (قابل تحمل) حول محور  $x$  ها وقتی که  $\begin{cases} e_x \neq 0 \\ e_y = 0 \end{cases}$

$M_{ry}$ : لنگر خمشی مقاوم (قابل تحمل) حول محور  $y$  ها وقتی که  $\begin{cases} e_y \neq 0 \\ e_x = 0 \end{cases}$

$N_{rx}$ : نیروی محوری مقاوم (قابل تحمل) وقتی که  $\begin{cases} e_x \neq 0 \\ e_y = 0 \end{cases}$

$N_{ry}$ : نیروی محوری مقاوم (قابل تحمل) وقتی که  $\begin{cases} e_y \neq 0 \\ e_x = 0 \end{cases}$

$N_{rx}$ : نیروی محوری مقاوم (قابل تحمل) وقتی که  $\begin{cases} e_x \neq 0 \\ e_y \neq 0 \end{cases}$

$N_{ry}$ : نیروی محوری مقاوم (قابل تحمل) وقتی که  $\begin{cases} e_x = 0 \\ e_y \neq 0 \end{cases}$

$$\begin{cases} e_x = \frac{Mu_x}{N_u} \\ e_y = \frac{Mu_y}{N_u} \end{cases}$$

مقادیر  $M_{rx}$ ,  $M_{ry}$ ,  $N_{rx}$  و  $N_{ry}$  از گراف توضیح داده شده در قسمت ب، بدست می آیند.

مقدار  $N_{rx}$  از فرمول توضیح داده شد در قسمت الف بدست می آید.

مقدار  $N_{ry}$  نیز از فرمول برسر بدست می آید.

### طراحی ستون بلند یا لاغر

در صورتی که مقدار ضریب لاغری ستون یعنی  $\lambda$  از عدد ۱۰۰ کوچکتر باشد می توان از روش تشدید لنگر خمشی برای طراحی ستون های بلند یا لاغر استفاده نمود.

نکته: استفاده از روش تقلیل ظرفیت باربری فقط برای ساختمان های کوتاه و متعارف (۴ طبقه از روی زمین) کاربرد دارد و قابل استفاده است.

## روش تشدید لنگر خمشی

اگر طبقه مورد نظر یک طبقه مهاربندی شده باشد داریم:

$$M_c = \delta_b M_{rb}$$

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{N_u}{\phi_n N_c}} \geq 1$$

 $M_c$ : لنگر خمشی تشدید یافته (افزایش یافته) $\delta_b$ : ضریب تشدید متعلق به اثر انحنای قطعه (ستون) $N_u$ : بار محوری فشاری وارده (موجود) $N_c$ : با محوری فشاری بحرانی (کمانشی) $C_m$ : ضریب مربوط به انحنای قطعه (ستون) $M_{rb}$ : بزرگترین لنگر خمشی نهایی انتهای ستون، تحت اثر بارهایی که تغییر مکان جانبی قابل ملاحظه‌ای ایجاد نمی‌کنند. (بارهای ثقیل)\* مقدار  $\phi_n$  برابر عدد ۰/۶۵ می‌باشد. ( $\phi_n = ۰/۶۵$ )محاسبه ضریب انحنای  $C_m$ 

\* اگر در فاصله بین دو انتهای ستون بار جانبی وارد نشود، داریم:

$$C_m = ۰/۶ + ۰/۴ \left( \frac{M_{1b}}{M_{2b}} \right) \geq ۰/۴$$

\* و در سایر موارد:  $C_m = ۱$  $M_{1b}$ : کوچکترین لنگر خمشی نهایی انتهای ستون تحت اثر بارهایی که تغییر مکان قابل ملاحظه‌ای ایجاد نمی‌کنند. $M_{2b}$ : بزرگترین لنگر خمشی نهایی انتهای ستون، تحت اثر بارهایی که تغییر مکان قابل ملاحظه‌ای ایجاد نمی‌کنند.

$$\text{اگر: } \begin{cases} \frac{M_{1b}}{M_{2b}} > ۰ \Leftrightarrow \text{انحنای ساده} \\ \frac{M_{1b}}{M_{2b}} < ۰ \Leftrightarrow \text{انحنای مضاعف} \end{cases}$$

محاسبه بار بحرانی کمانشی  $N_c$ فرمول دقیق محاسبه  $N_c$  مطابق زیر است:

$$* \begin{cases} N_c = \frac{\pi^2 EI_e}{(kl_u)^2} \\ EI_e = \frac{۰/۷ E_c I_g + E_s I_{se}}{۱ + \beta_d} \end{cases}$$

ولی می‌توان از فرمول تقریبی به شرح زیر استفاده نمود:

$$\begin{cases} N_c = \frac{\pi^2 EI_c}{(kl_u)^2} \\ EI_c = 0.75 E_c I_g \end{cases}$$

منظور از  $I_g$  همان ممان اینرسی کل مقطع ستون است که معادل  $\frac{bh^3}{12}$  می‌باشد. و منظور از  $E_c$  نیز ضریب الاستیسیته بتن است، که معادل رابطه زیر می‌باشد:

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

که  $f'_c$  بر حسب  $M_{pa}$  می‌باشد.

\* اگر طبقه مورد نظر یک طبقه مهاربندی نشده باشد، داریم:

$$\begin{cases} M_1 = M_1 b + \delta_s M_1 S \\ M_2 = M_2 b + \delta_s M_2 S \end{cases}$$

$M_1$ : کوچکترین لنگر خمشی نهایی دو انتهای ستون.

$M_2$ : بزرگترین لنگر خمشی نهایی دو انتهای ستون.

$M_1 b$ : کوچکترین لنگر خمشی نهایی دو انتهای ستون تحت اثر بارهایی که تغییر مکان جانبی قابل ملاحظه‌ای ایجاد نمی‌کنند.

$M_2 b$ : بزرگترین لنگر خمشی نهایی دو انتهای ستون تحت اثر بارهایی که تغییر مکان جانبی قابل ملاحظه‌ای ایجاد نمی‌کنند.

$M_1 S$ : کوچکترین لنگر خمشی نهایی دو انتهای ستون تحت اثر بارهایی که تغییر مکان جانبی قابل ملاحظه‌ای ایجاد کند.

$M_2 S$ : بزرگترین لنگر خمشی نهایی دو انتهای ستون تحت اثر بارهایی که تغییر مکان جانبی قابل ملاحظه‌ای ایجاد کند.

\*  $\delta_s$ : ضریب تشدید متعلق به اثر تغییر مکان جانبی \*

مقدار  $\delta_s$  از فرمولهای زیر بدست می‌آید.

فرمول الف: این فرمول فقط برای حالتی است که مقدار  $Q$  (ضریب پایداری طبقه) از عدد  $\frac{1}{3}$  تجاوز نکند.

$$\delta_s = \frac{1}{1-Q} \geq 1 \quad \Leftrightarrow \quad Q < \frac{1}{3} \quad \text{اگر و تنها اگر}$$

فرمول ب: این فرمول کلی است و محدودیت خاصی برای مقدار  $Q$  ندارد.

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum N_u}{\varphi_n \sum N_c}} \geq 1$$

$\sum N_u$ : مجموع بارهای قائم نهایی طبقه

$\varphi_n = 0.75$

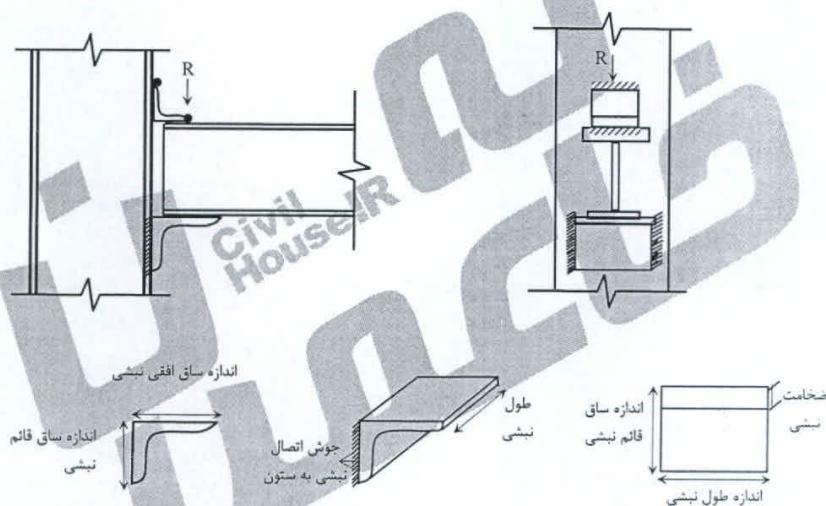
$\sum N_c$ : مجموع بارهای بحرانی ستون‌هایی از طبقه که در برابر تغییر مکان جانبی مقاومت می‌کنند.

## \* طراحی اتصالات مفصلی تیر به ستون

## طراحی اتصال مفصلی تیر به ستون با نبشی نشیمن یا نبشی زیرسری

طراحی اتصال مفصلی تیر به ستون با نبشی نشیمن یا نبشی زیرسری شامل موارد زیر می‌شود:

- الف- تعیین اندازه ساق افقی نبشی
- ب- تعیین اندازه ساق قائم نبشی
- ج- تعیین اندازه طول نبشی
- د- تعیین اندازه ضخامت نبشی
- ه- تعیین بعد جوش و طول جوش اتصال نبشی به ستون



## تعیین اندازه ساق افقی نبشی

اندازه ساق افقی نبشی بر این اساس طراحی می‌شود که از بوجود آمدن دو پدیده زیر جلوگیری کند.

۱. تسلیم یا جاری شدن موضعی جان

۲. لهیدگی جان

به منظور جلوگیری از پدیده تسلیم یا جاری شدن موضعی جان باید داشته باشیم:

$$\left\{ \begin{array}{l} f_p \leq F_p \\ f_p = \frac{R}{(N + 2/5K)t_w} \\ F_p = 0.66 F_y \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{R}{t_w (N + 2/5K)} \leq 0.66 F_y$$

در رابطه فوق داریم:

K: فاصله بین سطح بال تیر تا پایان گردی ریشه اتصال بال به جان تیر

 $t_w$ : ضخامت جان تیر

R: عکس العمل تکیه گاهی تیر

N: طول تماس بین ساق افقی نبشی و بال تحتانی تیر

نکته: مقدار N نبایستی کمتر از K در نظر گرفته شود.

$$N \geq K$$

$$\Downarrow$$

$$N \geq \frac{R}{0.76 F_y \cdot t_w} - 2/5 K \geq K$$

به منظور جلوگیری از پدیده لهیدگی جان نیز بایستی داشته باشیم:

$$R \geq 2.8 \delta t_w^2 \left[ 1 + 3 \left( \frac{t_w}{t_f} \right)^{3/2} \right] \sqrt{F_y \cdot \frac{t_f}{t_w}}$$

در رابطه فوق داریم:

 $t_w$ : ضخامت جان تیر: $t_f$ : ضخامت بال تیر.

N: طول تماس بین ساق افقی نبشی و بال تحتانی تیر.

d: ارتفاع کلی مقطع تیر.

R: عکس العمل تکیه گاهی تیر.

\* توجه: مقدار N انتخاب شده بایستی به گونه ای باشد که هیچ یک از دو پدیده تسلیم یا جاری شدن موضعی جان تیر و لهیدگی جان

تیر، بوقوع نیبوندند. لذا مقدار N بایستی بزرگترین عدد بدست آمده از دو رابطه ارائه شده برای کنترل دو پدیده فوق باشد. بنابراین

اندازه ساق افقی نبشی برابر است با:

بادخور + N  $\geq$  اندازه ساق افقی نبشی

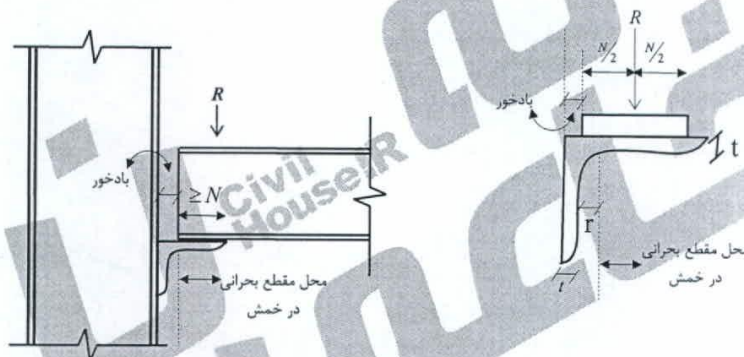
\* مقدار بادخور بین تیر و ستون را در محاسبات ۱۲ الی ۱۵ میلی متر در نظر می گیریم.

## \* تعیین اندازه طول نبشی: تعیین اندازه ضخامت نبشی

برای تعیین اندازه ضخامت نبشی و اندازه طول نبشی بایستی مقدار لنگر خمشی بحرانی را در محل مقطع بحرانی در خمش محاسبه نماییم. می‌دانیم که مقدار لنگر خمشی بحرانی برابر است با مقدار عکس‌العمل تکیه‌گاهی  $R$  ضربدر فاصله این نیروی  $R$  تا محل مقطع بحرانی در خمش. لذا، بایستی محل مقطع بحرانی در خمش را پیدا نماییم.

## \* محل مقطع بحرانی در خمش:

چنانچه نبشی نشیمن به بال تیر متصل نشده باشد، مقطع بحرانی در محل اتصال ساق قائم نبشی به بال ستون قرار دارد ولی چون در عمل معمولاً نبشی نشیمن را توسط جوش و یا پیچ به بال تیر متصل می‌کنند از این رو مقطع بحرانی در ساق قائم نبشی به ندرت رخ می‌دهد. و در این صورت مقطع بحرانی خمش در محل آغاز گردی اتصال ساق افقی نبشی به ساق قائم نبشی می‌باشد.



بنابراین لنگر خمشی بحرانی در محل مقطع بحرانی خمش مطابق رابطه زیر بدست می‌آید:

$$M_{cr} = R \left( \frac{N}{2} + t - r \right)$$

با داشتن مقدار لنگر خمشی فوق می‌توانیم مقدار تنش موجود خمشی ( $f_b$ ) را در محل مقطع بحرانی خمشی پیدا نماییم.

$$f_b = \frac{M}{S} = \frac{M_{cr}}{S} = \frac{M_{cr}}{\frac{Lt^3}{6}} = \frac{6M_{cr}}{Lt^3}$$

در رابطه فوق منظور از پارامتر  $L$  همان طول نبشی می‌باشد و منظور از ضخامت  $t$  نیز ضخامت نبشی می‌باشد.

$L$ : طول نبشی نشیمن

$t$ : ضخامت نبشی نشیمن

از طرف دیگر چون این لنگر خمشی  $M_{cr}$  حول محور ضعیف ساق افقی نبشی است، در این صورت تنش مجاز خمشی ( $F_b$ ) را برابر  $0.75 f_y$  در نظر می‌گیریم، پس خواهیم داشت:

$$f_b \leq F_b \Rightarrow \frac{6M_{cr}}{Lt^3} \leq 0.75 F_y$$

اگر مقدار طول نبشی را خودمان انتخاب نماییم (یعنی با معلوم بودن مقدار  $L$ ، مقدار  $t$  یعنی ضخامت نبشی از فرمول زیر بدست

$$t \geq \sqrt{\frac{\Delta M_{cr}}{L \cdot f_y}}$$

می آید:

طراحی جوش اتصال نبشی نشیمن به بال ستون

همانطور که می دانیم جوش اتصال نبشی نشیمن به بال ستون از نوع جوش گروه B است، که تحت اثر نیروی برشی ( $R$ ) و لنگر

خمشی  $M$  مطابق زیر می باشد.

$$M = R \left( \frac{N}{\gamma} + \text{بادخور} \right)$$

جوش های گروه B تحت اثر نیروی برشی و لنگر خمشی هستند. که منظور از نیروی برشی در اینجا همان عکس العمل تکیه گاهی  $R$  و منظور از لنگر خمشی در اینجا نیز همان مقدار  $M$  ارائه شده در رابطه بالا می باشد. که طراحی جوش گروه B تحت اثر نیروی برشی و لنگر خمشی (در مبحث مربوطه ارائه) شده است.

تعیین اندازه ساق قائم نبشی نشیمن

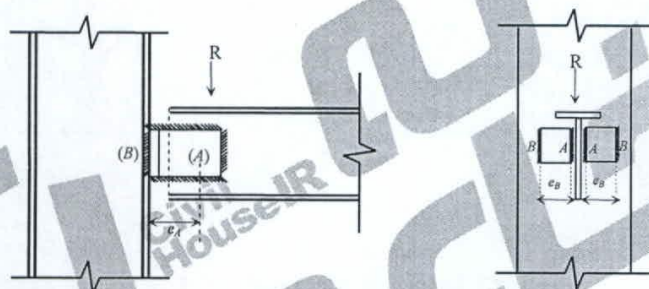
همان طور که از شکل مشخص هست، اندازه ساق قائم نبشی نشیمن مساوی با طول جوش اتصال نبشی نشیمن به بال ستون یا همان طول جوش گروه B است.

## طراحی اتصالات مفصلی تیر به ستون

## طراحی اتصال مفصلی تیر به ستون با نبشی برشی جان

طراحی اتصال مفصلی تیر به ستون با نبشی برشی جان شامل موارد زیر می‌شود:

- الف- تعیین اندازه طول نبشی
- ب- تعیین اندازه ضخامت نبشی
- ج- تعیین اندازه ابعاد نبشی روی جان تیر و روی بال ستون
- د- تعیین بعد جوش و طول جوش اتصال نبشی به جان تیر. (جوش گروه A)
- ه- تعیین بعد جوش و طول جوش اتصال نبشی به بال ستون. (جوش گروه B)



## تعیین اندازه طول نبشی: تعیین اندازه ضخامت نبشی

برای تعیین اندازه طول این نبشی بایستی موارد زیر را در نظر گرفت، بطوریکه طول نبشی بتواند تأمین‌کننده تمامی آنها با هم باشد.

- (۱) تأمین‌کننده طول جوش گروه A
  - (۲) تأمین‌کننده طول جوش گروه B
  - (۳) تأمین‌کننده مقاومت برشی لازم برای خود نبشی در مقابل نیروی عکس‌العمل تکیه‌گاهی
- در ارتباط با بندهای ۱ و ۲ در طراحی جوش گروه A و طراحی جوش گروه B در قسمت‌های بعدی صحبت خواهیم کرد. و در ارتباط با بند ۳ بایستی رابطه زیر برقرار باشد.

$$f_v \leq F_v \Rightarrow \frac{3 \times R}{2 \times 2 \times t \cdot L} \leq 0.4 f_y \Rightarrow \frac{3R}{4t \cdot L} \leq 0.4 f_y$$

در رابطه فوق داریم:

R: عکس‌العمل تکیه‌گاهی

t: ضخامت نبشی برشی جان

L: طول نبشی برشی جان

فرمول بالا براساس استفاده از دو عدد نبشی برشی جان در دو طرف جان تیر آهن بدست آمده است. و عدد  $\frac{3}{2}$

همان ضریب تبدیل تنش برشی متوسط به تنش برشی حداکثر است.

## \* طراحی جوش اتصال نبشی برشی جان به بال ستون (جوش گروه B) \*

برای طراحی جوش اتصال نبشی برشی جان به بال ستون دو روش زیر وجود دارد و آن را جوش گروه B می‌نامیم.

## روش اول: (روش بلاجت)

بلاجت معتقد است که جوش اتصال نبش برشی جان به بال ستون بایستی بر اساس نیروی برشی  $\frac{R}{\phi}$  و لنگر پیچشی  $M_T$  ناشی از خروج از مرکزیت  $e_B$  طراحی شود. چنانچه اندازه جوش برگشت در روی ساق نبشی تنها به اندازه  $2a$  باشد، خروج از مرکزیت  $e_B$  برابر با اندازه ساق نبشی متصل به بال ستون خواهد بود. مقدار تنش (در واحد طول جوش) ترکیبی برشی-پیچشی در این حالت از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$q_r = \sqrt{\left(\frac{R}{\phi L}\right)^2 + \left(\frac{\phi Re_B}{\phi L^2}\right)^2}$$

و در نهایت با مقایسه جریان برش  $q_r$  با جریان مجاز جوش (ارزش جوش)، بعد جوش تعیین می‌شود. ( $q_r = R_w$ )

## روش دوم: (روش سالمون و جانسون)

سالمون و جانسون معتقدند که جوش‌های گروه B علاوه بر نیروی برشی ناشی از عکس‌العمل تکیه‌گاهی R تحت اثر لنگر خمشی  $M_b$  ناشی از خروج از مرکزیت معادل  $e_A$  گفته شده در همین جزوه می‌باشد. (مقدار  $e_A$  برابر بود با فاصله بین مرکز سطح جوش گروه A تا بال ستون). البته چون از وجود دو عدد نبشی برشی جان در ۲ طرف جان تیر استفاده می‌شود. لذا نیروی برشی معادل  $\frac{R}{\phi}$  و لنگر خمشی معادل  $M_b = \frac{R}{\phi} e_A$  خواهد بود. مقدار تنش (در واحد طول جوش) ترکیبی برشی - خمشی در این حالت از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$q_r = \sqrt{\left(\frac{R}{\phi L}\right)^2 + \left(\frac{\phi Re_A}{\phi L^2}\right)^2}$$

و در نهایت با مقایسه جریان برشی  $q_r$  با جریان مجاز جوش (ارزش جوش)، بعد جوش تعیین می‌شود. ( $q_r = R_w$ )

## تعیین اندازه ابعاد نبشی روی جان تیر و روی بال ستون

اندازه بعد نبشی برشی جان بر روی جان تیر را طول جوش گروه A یعنی جوش اتصال نبشی برشی جان به جان تیر آهن تعیین می‌نماید. اندازه بعد نبشی برشی جان بر روی بال ستون را طول جوش گروه B یعنی جوش اتصال نبشی برشی جان به بال ستون تعیین می‌نماید. (اگر بخواهیم از جوش U شکل استفاده نماییم).

## طراحی جوش اتصال نبشی برشی جان به جان تیر آهن (جوش گروه A)

همان‌طور که می‌دانیم جوش اتصال نبشی برشی جان به جان تیر آهن از نوع گروه A است که تحت برش بعلاوه پیچش است یعنی تحت اثر ترکیب نیروی برشی و لنگر پیچشی است. منظور از نیروی برشی همان عکس‌العمل تکیه‌گاهی R می‌باشد و منظور از لنگر پیچشی، لنگر ایجاد شده در اثر خروج از مرکزیت نیروی R می‌باشد که آن را با  $e_A$  نشان



می‌دهیم. مقدار  $e_A$  برابر است با فاصله بین مرکز سطح جوش گروه A تا بال ستون. در نتیجه مقدار لنگر پیچشی مورد نظر برابر است با:

$$M_T = Re_A \text{ : لنگر پیچشی}$$

بنابراین جوش اتصال نبشی برشی جان به جان تیر آهن را تحت نیروی برشی  $R$  و لنگر پیچشی  $M_T$  مطابق با مبحث مربوطه، طراحی می‌نماییم. البته چون از وجود دو عدد نبشی برشی جان در دو طرف جان تیر استفاده می‌شود، لذا نیروی برشی معادل  $\frac{R}{2}$  و لنگر پیچشی معادل  $M_T = \frac{R}{2} e_A$  می‌باشد.

خانه عمران  
Civil House!R

### \* طراحی ستون های مشبک \*

طراحی ستون های مشبک در قالب دو گروه زیر تقسیم بندی می شود:

الف) طراحی ستون مشبک با بست افقی یا موازی

ب) طراحی ستون مشبک با بست چپ و راست

الف) طراحی ستون مشبک با بست افقی یا موازی

طراحی ستون مشبک با بست افقی یا موازی را در قالب دو گروه زیر تقسیم بندی می نمایم:

الف-۱) طراحی پروفیل ها یا نیمرخ های اصلی خود ستون مشبک

الف-۲) طراحی بست های افقی یا موازی

الف-۱) طراحی پروفیل ها یا نیمرخ های اصلی خود ستون مشبک.

این طراحی بر این اساس انجام می شود که داشته باشیم:

$$f_a \leq F_a$$

$$\frac{P}{A} \leq F_a$$

\* منظور از P در رابطه فوق نیروی فشاری ستون است.

\* منظور از A نیز سطح مقطع دو نیمرخ ستون مشبک است.

برای محاسبه تنش مجاز فشاری  $F_a$  نیز بایستی از مقدار  $\lambda$  بحرانی یا  $\lambda$  طراحی، استفاده کرد. که به شکل زیر بدست می آید:

$$\lambda_{\text{طراحی}} = \lambda_{\text{بحرانی}} = \lambda_{\text{max}} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \lambda_x = \frac{k_x l_x}{r_x} \\ \lambda_y = \frac{\alpha k_y l_y}{r_y} \end{array} \right.$$

مقدار  $\lambda_y$  ضریب لاغری مؤثر حول محور y ها نامیده می شود.

\* و مقدار ضریب  $\alpha$  نیز به شرح زیر بدست می آید.

$$\alpha = \sqrt{1 + \frac{\pi^2}{12 \lambda_y^2} \left( \frac{A}{A_b} \cdot \frac{b L_1}{r_b^2} + \frac{L_1^2}{r_1^2} \right)}$$

در رابطه فوق داریم:

$$\lambda_y = \frac{k_y l_y}{r_y} \quad \text{ضریب لاغری اسمی ستون نسبت به محور y ها.}$$

A: سطح مقطع کل نیمرخ های ستون مشبک

$A_b$ : سطح مقطع یک جفت بست افقی و به موازات محور ستون

$L_1$ : فاصله مرکز تا مرکز بست ها

$r_b$ : شعاع ژیراسیون بست افقی نسبت به محوری که تحت خمش قرار می گیرد

$r_1$ : شعاع ژیراسیون تک نیمرخ حول محور y خود تک نیمرخ

پس از تعیین مقدار  $\alpha$  از رابطه فوق و تعیین مقدار  $\lambda$  بحرانی یا  $\lambda$  طراحی، می توان مقدار تنش مجاز فشاری ( $F_a$ ) را از

فرمول های مربوطه (ارائه شده در مبحث ستون ها) بدست آورد.

نکته: ضریب  $\alpha$  یا به عبارت دیگر مقدار  $\lambda_{ve}$  بیانگر اثر تغییرات ضریب لاغری ستون و یا تغییرات ظرفیت باربری ستون به علت اثر تغییر شکل‌های برشی در ستون است.

الف-۲) طراحی پست‌های افقی یا موازی

طراحی پست‌های افقی یا موازی براساس روابط زیر انجام می‌شود:

$$f_b \leq F_b$$

$$f_v \leq F_v$$

مقادیر  $f_b, f_v, F_b, F_v$  به شرح زیر می‌باشد:

$F_b = 0.16 F_y$  تنش مجاز خمشی که می‌توان آن را برابر  $0.16 F_y$  در نظر گرفت.

$F_v = 0.14 F_y$  تنش مجاز برشی که می‌توان آن را برابر  $0.14 F_y$  در نظر گرفت.

$$f_v = \frac{r}{y} \times \frac{V_b}{th}$$

$f_v$ : تنش موجود برشی

$V_b$ : نیروی برشی موجود در مقطع هر پست (از ۲ عدد پست موازی در ۲ طرف ستون)

$t$ : ضخامت مقطع پست.

$h$ : ارتفاع پست (طول پست در امتداد طولی ستون مشبک).

$$V_b = \frac{L_1}{r_b} V$$

$L_1$ : فاصله مرکز تا مرکز پست‌ها.

$b$ : عرض پست (در امتداد عرضی ستون مشبک).

$V = 0.02 P$  نیروی برشی حداکثر در ستون، که می‌توان آن را برابر  $0.02 P$  در نظر گرفت.

$P$ : نیروی محوری ستون.

نکته: ضریب  $\frac{r}{y}$  در رابطه فوق معرف تنش برشی حداکثر نسبت به تنش برشی متوسط است.

$$f_b = \frac{M_b}{S}$$

$$M_b = V_b \cdot \frac{b}{y} = \frac{V L_1}{4}$$

$$S = \frac{th^2}{6}$$

$f_b$ : تنش موجود خمشی

$M_b$ : لنگر خمشی موجود در هر پست (از ۲ عدد پست موازی در ۲ طرف ستون)

$S$ : اساس مقطع پست حول محوری که تحت خمش قرار می‌گیرد

$t$ : ضخامت مقطع پست

$h$ : ارتفاع پست (طول پست در امتداد طولی ستون)

$$f_b \leq F_b$$

در نتیجه با جایگذاری روابط داده شده در هم خواهیم داشت:

$$\frac{1}{th^2} M_b \leq 0.1 F_y$$

$$f_v \leq F_v$$

$$\frac{3}{2} \frac{V_b}{th} \leq 0.4 F_y$$

در نتیجه از حل معادلات فوق، مقادیر  $h$  و  $t$  یعنی ضخامت مقطع بست و طول بست بدست می آیند و بدین ترتیب ابعاد مقطع بست به دست آمده است.

ب) طراحی ستون مشبک با بست چپ و راست

طراحی ستون مشبک با بست چپ و راست را در قالب دو گروه زیر تقسیم بندی می نماییم.

ب-۱) طراحی پروفیل ها یا نیمرخ های اصلی خود ستون مشبک.

ب-۲) طراحی بست های چپ و راست

ب-۱) طراحی پروفیل ها یا نیمرخ های اصلی خود ستون مشبک.

این طراحی بر این اساس انجام می شود که:

$$f_a \leq F_a$$

$$\frac{P}{A} \leq F_a$$

منظور از  $P$  در رابطه فوق نیروی فشاری ستون است و منظور از  $A$  نیز سطح مقطع دو نیمرخ ستون مشبک است. برای

محاسبه تنش مجاز فشاری  $F_a$  نیز بایستی از مقدار  $\lambda$  بحرانی یا  $\lambda$  طراحی که به شکل زیر بدست می آید، استفاده کرد:

$$\lambda_{\text{طراحی}} = \lambda_{\text{بحرانی}} = \lambda_{\text{max}} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \lambda_x = \frac{k_x l_x}{r_x} \\ \lambda_y = \frac{\alpha k_y l_y}{r_y} \end{array} \right.$$

مقدار  $\lambda_{ye}$  ضریب لاغری مؤثر حول محور  $y$ ها نامیده می شود و مقدار ضریب  $\alpha$  نیز به شرح زیر بدست می آید.

$$\text{اگر } \lambda = \frac{k l}{r} > 40 \Rightarrow \alpha = \sqrt{1 + \frac{300}{(\lambda)^2}}$$

$$\text{اگر } \lambda = \frac{k l}{r} \leq 40 \Rightarrow \alpha = 1/1$$

پس از تعیین مقدار  $\alpha$  از رابطه فوق و تعیین مقدار  $\lambda$  بحرانی یا  $\lambda$  طراحی می توان مقدار تنش مجاز فشاری ( $F_a$ ) را از فرمول های

مربوطه (ارائه شده در مبحث ستون ها) بدست آورد.

نکته: ضریب  $\alpha$  یا به عبارت دیگر، مقدار  $\lambda_{ye}$  بیانگر اثر تغییرات ضریب لاغری ستون و یا تغییرات ظرفیت باربری ستون به علت اثر

تغییر شکل های برشی در ستون است.

ب-۲) طراحی بست های چپ و راست:

طراحی بست‌های چپ و راست بر این اساس انجام می‌شود که:

$$f_a \leq F_a$$

$$\frac{P_b}{A_b} \leq F_a$$

$$\frac{V}{\sqrt{t} b \sin \alpha} \leq F_a$$

$f_a$ : تنش موجود فشاری

$F_a$ : تنش مجاز فشاری

$P_b$ : نیروی محوری هر یک بست (از دو بست موازی در ۲ طرف ستون)

$\alpha$ : زاویه تمایل امتداد بست نسبت به محور قائم (ستون).

\*  $V$ : نیروی برشی حداکثر در ستون که می‌توان آن را برابر  $0.02P$  در نظر گرفت:  $V = 0.02P$

$P$ : نیروی محوری ستون

$P_b$ : نیروی محوری بست

$t$ : ضخامت مقطع بست

$b$ : عرض مقطع بست

\* در نتیجه از حل معادلات فوق مقادیر  $t$  و  $b$  یعنی ابعاد مقطع بست چپ و راست به دست می‌آید.

مقدار  $F_a$  یعنی تنش مجاز فشاری خود بست مورب نیز با توجه به ضریب لاغری آن تعیین می‌شود.

$$\lambda = \frac{L}{r_b} \text{ ضریب لاغری بست مورب:}$$

$$r_b = \frac{t}{\sqrt{12}}$$

اگر بست مورب تکی باشد.  $\Rightarrow$  فاصله بین اتصالات دو سر بست به ستون  $L =$

اگر بست مورب زوج (ضربدری) باشد.  $\Rightarrow 0.7 \times$  فاصله بین اتصالات دو سر بست به ستون  $L =$

$r_b$ : شعاع ژیراسیون هر بست نسبت به محور ضعیف آن.

$t$ : ضخامت مقطع بست مورب

تذکره: همواره باید داشته باشیم:

$$\frac{L}{r_b} \leq 140 \Leftrightarrow \text{بست مورب تکی}$$

$$\frac{L}{r_b} \leq 200 \Leftrightarrow \text{بست مورب زوج (ضربدری)}$$

ضوابط و مقررات مبحث دهم مقررات مالی ساختمانی ایران برای ستون‌های مشبک:

\* الف) ضوابط و مقررات مبحث دهم برای ستون‌های مشبک با بست افقی یا موازی.

\* ب) ضوابط و مقررات مبحث دهم برای ستون‌های مشبک با بست چپ و راست.

\* الف) برای ستون‌های مشبک با بست افقی یا موازی.

الف- (۱) ضریب لاغری تک نیمرخ عضو فشاری در فاصله بین بست‌ها که آن را با  $\frac{L_1}{r_1}$  نمایش می‌دهیم بایستی در رابطه زیر صدق کند.

$$\frac{L_1}{r_1} \leq \text{Min} \begin{cases} 40 \\ \frac{2}{3} \lambda_y \end{cases}$$

الف- (۲) بست‌های موازی باید حداقل برابر  $\frac{1}{40}$  فاصله بین مراکز ثقل اتصالات دو سر خود ضخامت داشته باشند.

$$t \geq \frac{\text{فاصله بین اتصالات دو سر بست به ستون}}{40}$$

\* الف- (۳) طول جوش اتصال در ضلع طولی بست و موازی محور طولی عضو بایستی از نصف طول بست بیشتر باشد، و حداقل  $\frac{1}{3}$  طول این جوش بایستی در دو انتهای لبه طولی قرار گیرد و در گوشه بر لبه متعامد آن برگشت داده شود و حداقل طول برگشت باید از چهار (۴) برابر ضخامت بست کمتر نباشد.

ب) برای ستون‌های مشبک با بست چپ و راست:

ب- (۱) در ستون‌های با بست‌های مورب در انتهای ستون و در محل‌هایی که نظم بست‌های چپ و راست به هم می‌خورد بایستی از یک ورق افقی (قید) با شرایط زیر استفاده کرد:

$$\Leftrightarrow \begin{cases} h \geq b \\ t \geq \frac{b}{50} \end{cases} *$$

$$\Leftrightarrow \begin{cases} h \geq \frac{b}{2} \\ t \geq \frac{b}{50} \end{cases} *$$

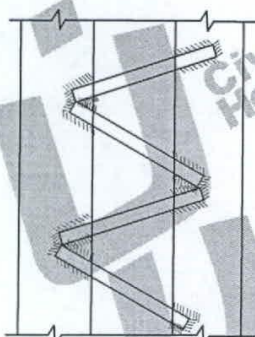
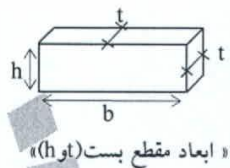
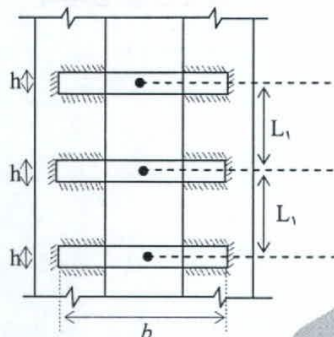
\* ب- (۲) اگر اتصال بست‌های مورب به ستون توسط جوش انجام گیرد، مجموع خط جوش که ورق بست را به ستون متصل می‌کند، نباید از  $\frac{1}{3}$  طول ورق کمتر باشد.

\* ب- (۳) بست‌های مورب را باید طوری قرار داد که لاغری تک نیمرخ محصور بین نقاط اتصال آنها از  $\frac{3}{4}$  لاغری تعیین کننده کلی عضو بیشتر نشود.

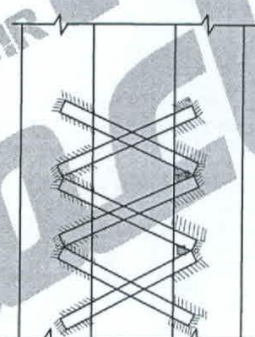
\* ب- (۴) بهتر است که زاویه تمایل امتداد بست‌ها نسبت به محور طولی عضو ( $\alpha$ )، برای بست‌های تکی از ۶۰ درجه و برای بست‌های زوج از ۴۵ درجه کمتر نباشد.

\* ب- (۵) اگر فاصله بین اتصالات دو سر بست مورب به ستون بیش از ۳۸ سانتی‌متر باشد، بهتر است که از بست‌های مورب به صورت زوج (ضربدری) و یا از بست تکی از نیمرخ نبشی استفاده کرد.

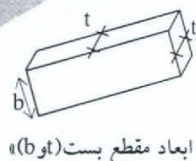
# ستون مشبک با بست افقی (موازی)



«ستون مشبک با بست چپ و راست»  
«بست چپ و راست تکی»



«ستون مشبک با بست چپ و راست»  
«بست چپ و راست زوج (ضربدری)»



## طراحی دال دو طرفه:

تعریف سیستم دال: دال به مجموعه‌ای از قطعات صفحه‌ای با یا بدون تیر گفته می‌شود که تحت اثر بارهای عمود بر صفحه خود قرار گیرند.

انواع سیستم‌های معمول در دال‌ها:

۱. سیستم تیر دال
۲. سیستم دال تخت
۳. سیستم دال قارچی
۴. سیستم دال مشبک

تعریف سیستم دال دو طرفه: سیستمی از دال است که در آن، دال در دو امتداد تحت اثر خمش قرار می‌گیرد و در این دو امتداد، آرماتور گذاری می‌شود.

سیستم دال می‌تواند دارای تیرهای زیرسری باشد و یا مستقیماً روی ستون‌ها یا دیوارهایی تکیه داشته باشد. در صورتی که دال دارای تیرهای زیرسری باشد، آن را سیستم تیر دال گویند. در صورتی که دال مستقیماً بر روی ستون‌های بدون سرستون تکیه داشته باشد، آن را سیستم دال تخت گویند. و در صورتی که دال مستقیماً بر روی ستون‌های با سرستون تکیه داشته باشد، آن را سیستم دال قارچی گویند.

تعریف نوارهای پوششی

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

تعریف نوارهای ستونی

به قسمتی از نوار پوششی گفته می‌شود که در دو سمت محور ستون‌ها واقع شده است و عرض آن در هر سمت محور ستون‌ها برابر مقدار زیر باشد. این نوار ستونی شامل تیر بین ستون‌ها در صورت وجود (در سیستم تیر دال) نیز می‌شود.

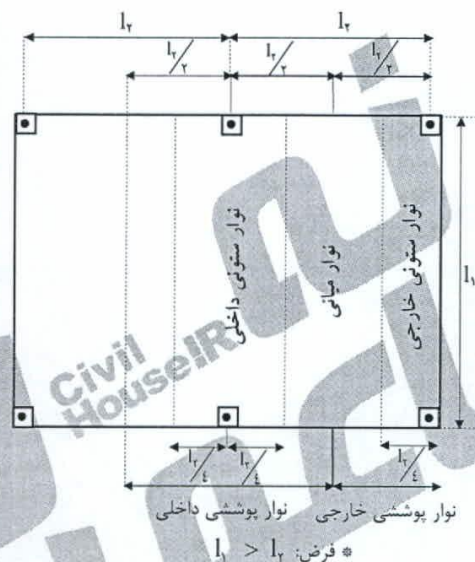
$$\text{عرض نوار ستونی در هر سمت محور ستون‌ها} = \text{Min} \begin{cases} \frac{l_1}{4} = 0.25l_1 \\ \frac{l_2}{4} = 0.25l_2 \end{cases}$$

### تعریف نوار میانی

نواری از سیستم دال است که در حد فاصل بین دو نوار ستونی قرار می گیرد.

### تعریف نوار کناری

در سیستم تیردال، نواری از دال است که در هر سمت تیر در نوار ستونی قرار می گیرد.



### روش های طراحی دال های دو طرفه :

(الف) روش قاب معادل

(ب) روش مستقیم

(ج) روش ضرایب لنگر خمشی

(د) روش پلاستیک

### روش ضرایب لنگر خمشی

استفاده از این روش مختص دال های مربع یا مستطیلی شکل است که شامل چهار شرط زیر به صورت توأم و همزمان با هم باشد:

(۱) دال در هر چهار طرف خود روی تیر یا دیوار تکیه داشته باشد.

(۲) نسبت طول آزاد به عرض آزاد دال، کوچکتر یا مساوی عدد ۲ باشد.  $\frac{l_B}{l_A} \leq 2$

(۳) بارهای وارد به دال تنها بارهای قائم بوده و به طور یکنواخت پخش شده باشند.

(۴) ابعاد تیرهای زیرسری دال چنان باشند که داشته باشیم:  $\frac{b_w h_b^2}{l_n h_s^2} \geq 2$

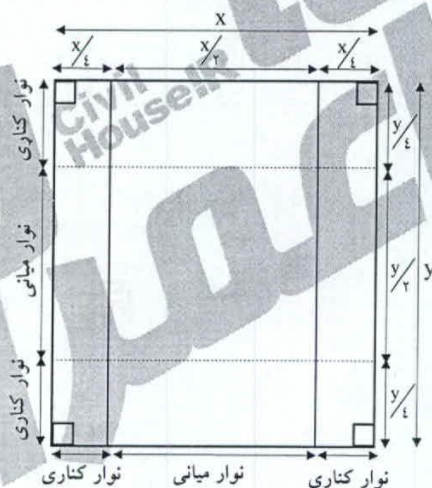
$b_w$ : عرض جان تیر $h_b$ : ضخامت کل تیر $l_n$ : طول آزاد دهانه (فاصله داخل به داخل تکیه‌گاه‌ها) $h_s$ : ضخامت کل دال $l_A$ : طول آزاد دهانه کوتاه دال $l_B$ : طول آزاد دهانه بلند دال

در این روش هر چشمه دال را به نوارهایی با مشخصات زیر تقسیم می‌کنیم:

این تقسیمات دال به نوارهای زیر بایستی در هر دو امتداد صورت گیرد.

الف) نوار میانی با عرضی برابر نصف عرض دال، در نیمه وسط دال

ب) نوارهای کناری هر یک با عرضی برابر با یک چهارم عرض دال، در طرفین نوار میانی



نکته: تغییرات لنگرهای خمشی مثبت و لنگرهای خمشی منفی در عرض نوار میانی، یکنواخت فرض می‌گردد.

نکته: تغییرات لنگرهای خمشی مثبت و لنگرهای خمشی منفی در عرض هر یک از نوارهای کناری غیر یکنواخت فرض می‌گردد ولی به صورت خطی در نظر گرفته می‌شود.

این لنگرها در مرز مشترک با نوار میانی، برابر با مقادیر مربوط در نوار میانی و در مرز خارجی برابر با یک سوم این مقادیر منظور می‌شوند.

## محاسبه لنگرهای خمشی مثبت و لنگرهای خمشی منفی

مقادیر لنگرهای خمشی مثبت وسط دهانه و لنگرهای خمشی منفی تکیه‌گاهی در واحد عرض برای نوار میانی، مطابق روابط زیر می‌باشند:

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{A(D+L)}^- = C_A^- w_{(D+L)} l_A^r \\ M_{B(D+L)}^- = C_B^- w_{(D+L)} l_B^r \end{cases} \quad \text{«لنگرهای خمشی منفی تکیه‌گاهی»}$$

$$\begin{cases} M_{AD}^+ = C_{AD}^+ w_D l_A^r \\ M_{BD}^+ = C_{BD}^+ w_D l_B^r \\ M_{AL}^+ = C_{AL}^+ w_L l_A^r \\ M_{BL}^+ = C_{BL}^+ w_L l_B^r \end{cases} \quad \text{«لنگرهای خمشی مثبت وسط دهانه»}$$

$M_{A(D+L)}^-$ : لنگر منفی برای بارهای مرده و زنده در دهانه کوتاه دال.

$M_{B(D+L)}^-$ : لنگر منفی برای بارهای مرده و زنده در دهانه بلند دال.

$M_{AD}^+$ : لنگر مثبت برای بار مرده در دهانه کوتاه دال.

$M_{BD}^+$ : لنگر مثبت برای بار مرده در دهانه بلند دال.

$M_{AL}^+$ : لنگر مثبت برای بار زنده در دهانه کوتاه دال.

$M_{BL}^+$ : لنگر مثبت برای بار زنده در دهانه بلند دال.

$C_A^-$ : ضریب لنگر منفی در دهانه کوتاه دال.

$C_B^-$ : ضریب لنگر منفی در دهانه بلند دال.

$C_{AD}^+$ : ضریب لنگر مثبت برای بار مرده در دهانه کوتاه دال.

$C_{BD}^+$ : ضریب لنگر مثبت برای بار مرده در دهانه بلند دال.

$C_{AL}^+$ : ضریب لنگر مثبت برای بار زنده در دهانه کوتاه دال.

$C_{BL}^+$ : ضریب لنگر مثبت برای بار زنده در دهانه بلند دال.

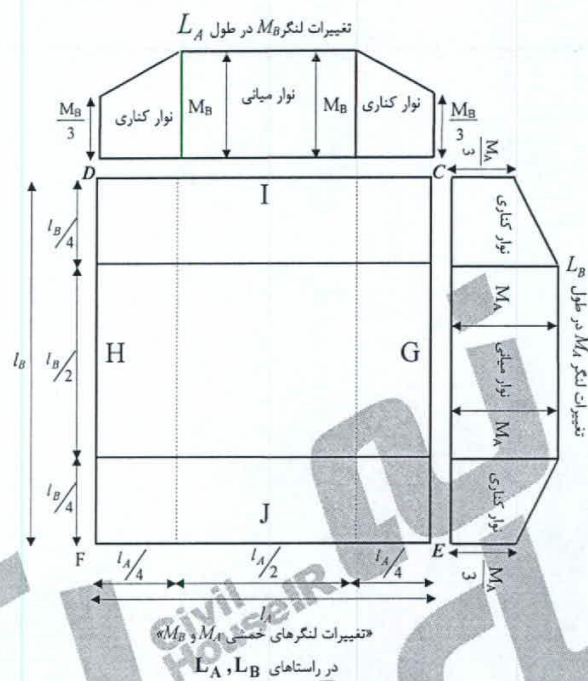
$w_D$ : شدت بار مرده در واحد سطح.

$w_L$ : شدت بار زنده در واحد سطح.

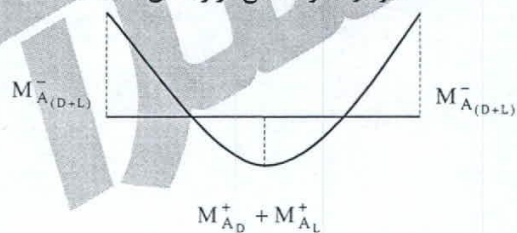
$w_{(D+L)}$ : مجموع شدت بار مرده و زنده در واحد سطح.

$l_A$ : طول آزاد دهانه کوتاه دال.

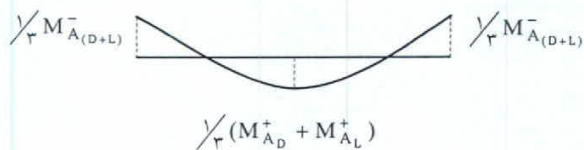
$l_B$ : طول آزاد دهانه بلند دال.



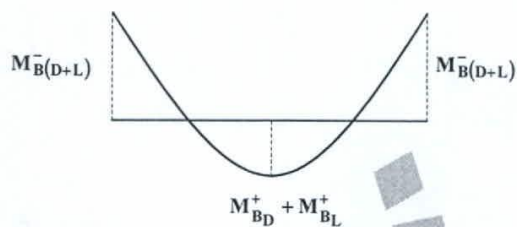
«نمودار لنگر خمشی در راستای GH»



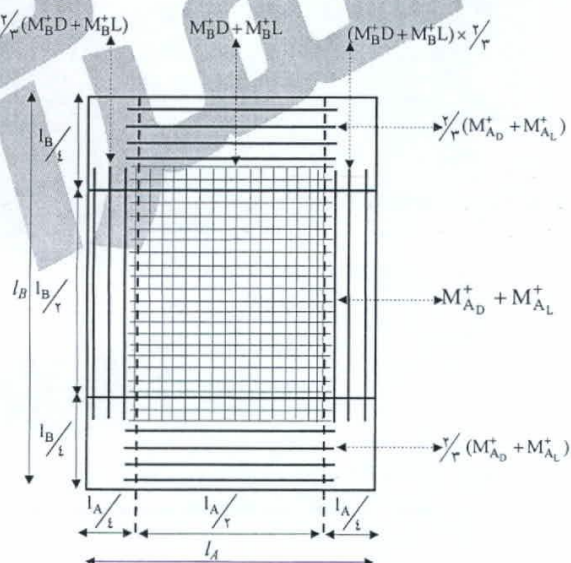
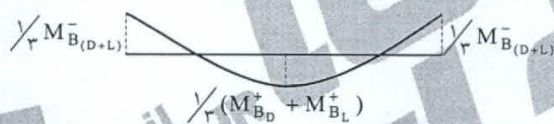
«نمودار لنگر خمشی در راستای EF و CD»



«نمودار لنگر خمشی در راستای

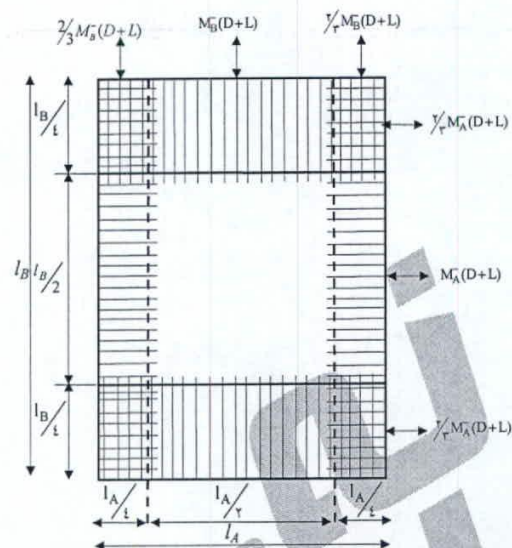


«نمودار لنگر خمشی در راستای CE و DF»



«پلان آرماتورگذاری در وجه تحتانی دال»

«برای مقابله با لنگر خمشی مثبت وسط دهانه»



«پلان آرمانورگذاری در وجه فوقانی»  
«برای مقابله با لنگرهای خمشی منفی تکیه گاهی»



## فصل دوم - مصالح ساختمان

نشریه ۵۵ سازمان برنامه و بودجه

شماره صفحه	عنوان
۲-۳	ویژگی ها و حداقل حدود قابل قبول رنگ
۲-۵	جدول (مهم)
۲-۸	ویژگی ها و حداقل حدود قابل قبول آجر
۲-۱۱	آجر ماسه آهکی
۲-۱۲	جدول (مهم)
۲-۱۵	ویژگی ها و حداقل حدود قابل قبول بلوک سیمانی
۲-۱۸	بلوک سقفی و بلوک سبک (مهم)
۲-۲۲	ویژگی ها و حداقل حدود قابل قبول
۲-۳۰	ویژگی ها و حداقل حدود قابل قبول
	آزمایش های فولاد (تا ۴) و مقدار تناژ (۱۰ تن)
۲-۴۱	انواع چوب
۲-۴۸	انواع سیمان
۲-۵۶	جدول (بسیار مهم)
۲-۵۷	نگهداری سیمان (مهم)
۲-۶۴	جدول (بسیار مهم، جدول پایینی)
۲-۶۶	گچ (طریقه ساخت گچ)
۲-۶۷	خط آخر (مهم)
۲-۶۸	جدول (بسیار مهم، جدول بالایی)
۲-۶۹	جدول (بسیار مهم، جدول بالایی)
۲-۷۳	انواع قیر
۲-۷۸	ویژگی ها و حداقل حدود قابل قبول
۲-۷۹	جدول (مهم)
۲-۸۰	نگهداری قیر
۲-۱۰۴	مواد افزودنی بتن
۲-۱۲۲	جدول (مهم)
	کف پوش ها (سنگ + بتن + موزاییک + آجر + سرامیک + سرامیک موزاییکی + کاشی لعابی)
۲-۱۳۸	(آسفالت ماستیک + آجر ماسه آهکی)
۲-۱۴۰	نیغه گچی (مهم)
۲-۱۴۴	جدول (بسیار مهم)
۲-۱۵۹	مواد قیری
۲-۱۶۵	ویژگی های گونی قیر اندود (مهم)
۲-۱۶۶	جدول (مهم)
۲-۲۰۴	عایق های حرارتی
۲-۲۱۴	جدول (بسیار مهم)

## فصل سوم - خاک برداری و خاک ریزی

شماره صفحه	عنوان
۳-۳	خاک برداری (۷۲ ساعت)
۳-۴	۱۵ سانتی متر
۳-۵	۷۰ سانتی متر و ۱۵ سانتی متر
۳-۸	حفاظت پی بدنه و گودها (مهم)
۳-۱۱	انواع خاک ریزی
۳-۱۴	آماده سازی بستر خاک ریزی (مهم)

## فصل چهارم - شفته آهکی

شماره صفحه

عنوان

۴-۲

ساخت شفته آهکی و کاربرد آن

## فصل پنجم - بتن

شماره صفحه

عنوان

۵-۳

جدول (مهم، اسلامپ)

۵-۵

جدول آب به سیمان بالای صفحه (مهم)

۵-۶

مقدار سیمان جدول بالای صفحه (مهم)

۵-۱۰

بتن مقاوم در برابر سایش (مهم)

۵-۱۲

جدول (مهم، بالای صفحه)

۵-۱۳

حداکثر قطر دانه شن

۵-۱۹

جدول بالای صفحه (مهم) طرح تقریبی اختلاط

۵-۲۲

مخلوط کن‌ها و جدول مدت زمان اختلاط (۹۰ دقیقه)

۵-۲۵

اختلاط مجدد بتن

۵-۲۶

تراک میکسر و کامیون با جام دورا

۵-۲۸

روش‌های حمل بتن

۵-۳۰

جدول، مربوط به پمپ بتن‌زین

۵-۳۱

سایر مشخصه‌های مهم مربوط به حداکثر نسبت  $\frac{W}{C}$  و اسلامپ در بتن پمپ شده

۵-۳۵

استفاده از پاکت یا جام (ارتفاع حداقل ۶۰ سانتی‌متر)

۵-۳۶

تسمه نقاله، اسلامپ بتن (۶/۵ تا ۷/۵ سانتی‌متر)

۵-۳۷

بتن‌ریزی دیوار، ستون و تیرهای اصلی، حداکثر ارتفاع سقوط آزاد بتن‌ریزی (۰/۹ تا ۱/۲ متر)

۵-۳۸

راه‌های جلوگیری از آب انداختن بتن (بالای صفحه)

۵-۳۸

بتن‌ریزی در سطح‌های شیب‌دار، (به‌هر حال تعبیه قالب برای سطح فوقانی یا شیب بیشتر از ۱:۱/۴۵ الزامی است، مهم)

۵-۴۰

جدول، حداکثر ضخامت مراحل و لایه‌های بتن‌ریزی

۵-۴۰

آثار هوای گرم بر بتن (۷ مورد)

۵-۴۱

درجه حرارت سیمان هنگام اختلاط از ۷۷ درجه سانتی‌گراد تجاوز ننماید

۵-۴۲

۸ مورد نکته‌های بتن‌ریزی در هوای گرم (موارد ۱ و ۲ بسیار مهم)

۵-۴۳

بتن‌ریزی در هوای سرد (ب) ولی به هر حال این دما نباید از ۵ درجه سانتی‌گراد کمتر شود (حداقل مجاز)

۵-۴۷

نکات مربوط به ویبراتور و وایبرزن و (جدول ص ۵-۴۸)

۵-۵۹

بتن مگر، حداقل ۷ سانتی‌متر

۵-۶۱

بتن با حباب هوا

۵-۶۳

بتن ساخته شده از سیمان با مقاومت زودرس (۳ توصیه گفته شده)

۵-۷۳

در دمای کمتر از ۵- درجه سلسیوس خم کردن میلگردها مجاز نیست (پایین صفحه)

۷۶-۵

(الف تا ت) مربوط به وصله آرماتورها

۷۶-۵

(الف و ب) مربوط به جوشکاری آرماتورها

۷۹-۵

رواداری‌های میلگردگذاری

## فصل ششم - قالب بندی

شماره صفحه

عنوان

۲-۶

چوب، اعداد ۸ و ۱۰ و ۲۰/۵ و ۸ سانتی‌متر مربوط به شمع و تخته و چهار تراش

۵-۶

رواداری‌های قالب‌بندی

ت: ابعاد خارجی لوله‌ها نباید از  $\frac{1}{3}$  کل ضخامت داله، دیوار و تیری که در آن دفن می‌شود، بزرگتر باشد. (فاصله مراکز آنها نباید از سه برابر قطر یا عرض‌شان کمتر باشد).

۹-۶

درزهای اجرایی: در دال و تیر ابدی در ثلث میانی واقع شود. (درزهای اجرایی در تیرهای اصلی باید حداقل به اندازه ۲ برابر عرض تیرهای فرعی متقاطع با آنها از تیرهای فرعی فاصله داشته باشند، بتن تیرها و سرستون‌ها باید بصورت یکپارچه و همراه با بتن داخل دال ریخته شود).

۹-۶



## فصل هفتم - کارهای فلزی

عنوان	شماره صفحه
بکارگیری روش‌های گرم کردن موضعی برای ایجاد اتحنا یا از بین بردن آن (۵۶۵ و ۵۶۰ درجه سانتی‌گراد)	۷-۱
در نیم‌رخ‌های سنگین و قطعات ساخته شده با جوش به ضخامت بیش از ۵ سانتی‌متر؛ پیش گرم کردن تا دمای حداقل ۶۵ درجه سانتی‌گراد باشد (شعله)	۷-۲
پیچ‌های بر مقاومت؛ بطور کلی سوراخ کردن ورق‌های ضخیم‌تر از ۱۲ میلی‌متر و یا ورق‌های ساخته شده از فولاد مخصوص قوی و سخت باید توسط <u>متن</u> صورت گیرد	۷-۳
آخرین خط؛ نباید از واشرهای پرکننده و یا هر نوع مصالح فشارپذیر دیگر مابین آنها استفاده شود	۷-۳
اگر سوراخ‌های قطعات در یک اتصال دقیقاً مقابل هم نباشند، اتصال غیرقابل قبول و رد است	۷-۳
جدول؛ رواداری‌های ستون، تیرهای اصلی، فرعی، بادبندها	۷-۵
تنظیم Base PL ها (الف تا ت، مهم و به‌خصوص مورد ت)	۷-۱۱
قسمت‌هایی از آهن که در تماس با بتن قرار می‌گیرند نیاز به رنگ زدن ندارند	۷-۱۱
سطوح مجاور جوش کارگاهی (فاصله ۵۰ میلی‌متری)	۷-۱۲
جفت کردن درزهای فشاری در ستون‌ها، اعداد ۱/۵ و ۶ میلی‌متر (مهم)	۷-۱۳
در خاتمه کار باید انتهای پیچ به اندازه حداقل ۴ دنده از مهره بیرون باشد	۷-۱۴
بطور کلی جوشکاری در دماهای زیر صفر درجه سلیسیوس بویژه در جریان باد ممنوع است (در دماهای پایین‌تر از منتهای ۱۸ درجه سانتی‌گراد جوشکاری مطلقاً ممنوع است)	۷-۱۵
چنانچه جوشکاری در بیش از یک گذر (پاس) انجام شود، قبل از برداشتن گیل هر پاس، نباید پاس بعدی جوش اجرا شود (مهم)	۷-۱۵
بین قطعاتی که مستقیماً به وسیله جوش گوشه به هم جوش می‌شوند، نباید درزی بیش از ۲ میلی‌متر موجود باشد (مهم)	۷-۱۵
جدول رواداری‌ها	۷-۱۶
عمق شیشه‌خور باید حداقل ۲/۵ برابر ضخامت شیشه و حداکثر ۲۵ میلی‌متر باشد	۷-۲۰
محل قرار گرفتن لوله‌ها متناسب با ارتفاع درب و پنجره	۷-۲۰
اعضای عمودی چهارچوب درها باید دارای ۴ تا ۶ شاخک باشند (یسته به ارتفاع آنها و برش با زاویه ۴۵ درجه، فارسی)	۷-۲۱

## فصل هشتم - عایقکاری

عنوان	شماره صفحه
بند ۱-۲-۱-۸ تعریف نم‌بندی	۸-۱
بند ۲-۲-۱-۸ تعریف آب‌بندی	۸-۲
بند ۱-۴-۱-۸ عایقکاری رطوبتی بام تخت (با شیب تا ۱:۴)، تراس و پالکن‌ها	۸-۴
عایقکاری به هنگام بارندگی مجاز نیست، آخر صفحه	۸-۴
عایقکاری در دمای کمتر از ۴+ درجه سلیسیوس نباید انجام شود (خط ششم از بالای صفحه)	۸-۳
تیرهای مورد مصرف را نباید بیش از ۱۷۷+ درجه گرم کرد (خط هفتم از بالای صفحه)	۸-۳
مقدار Over Lap لایه‌های قیر گونی (حداقل ۱۰ سانتی‌متر، وسط صفحه)	۸-۳
در عایقکاری بیش از یک لایه، عمود بودن لایه‌های متوالی برهم (وسط صفحه)	۸-۳
آهک نباید با قیر و گونی تماس پیدا کند (خط سوم از پایین صفحه)	۸-۳
ترتیب عایقکاری بام‌های تخت، تراس‌ها و پالکن‌ها (بندهای ۲ و ۷ و ۱۰)	۸-۴
عایقکاری رطوبتی کف‌ها (قسمت الف): ارتفاع حدود ۲۵ تا ۳۰ سانتی‌متر لاشه سنگ یا قلوه سنگ	۸-۸
آسفالت ماستیک یا ماستیک قیری اگر به عنوان کف پوش بکار رود، دیگر نیازی به نم‌بندی کف نیست (وسط صفحه)	۸-۹
استفاده از مواد پلاستیکی در عایقکاری کف‌ها به دو صورت ممکن است انجام گیرد (وسط صفحه)	۸-۹
عایقکاری رطوبتی شالوده‌ها (اعداد ۱۰ و ۱۵ سانتی‌متر)	۸-۱۰
دیوارهایی که تحت اثر پاهای افقی قرار می‌گیرند باید دارای عایقکاری پله‌ای باشند تا زلزله آن‌ها جلوگیری شود (خط آخر پاراگراف بالایی)	۸-۱۱
عایقکاری رطوبتی دیوار زیر زمین: ترتیب عایقکاری قائم باید از بالا به پایین باشد (خط هفتم از پاراگراف دوم)	۸-۱۱
دو روش متداول برای عایقکاری دیوار زیر زمین	۸-۱۱
آزمایش عایقکاری بند ۸-۱-۵ (خیلی مهم)	۸-۱۴
حفظ و مراقبت عایق‌های رطوبتی، بند ۸-۱-۶ (مهم)، بخصوص بندهای ۸-۱-۶-۱	۸-۱۵
بند ۸-۲-۴ اجرای عایق حرارتی	۸-۲۳
رعایت نکات ایمنی به هنگام عایقکاری حرارتی، بند ۸-۲-۹	۸-۳۰
جدول ۸-۳-۶، مصالح و سیستم‌های آکوستیکی مناسب و متداول در ساختمان	۸-۴۲



## فصل نهم - ملات‌ها

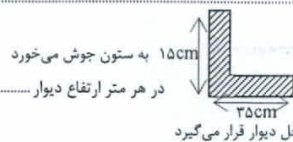
شماره صفحه	عنوان
۹-۱	تعریف ملات هوایی بند ۱-۳-۱ و انواع آن
۹-۲	تعریف ملات آبی بند ۱-۳-۲ و انواع آن
۹-۵	ملات ساروج گرم و ملات ساروج سرد (طریقه ساخت و اختلاط)
۹-۶	ملات گچی؛ ملات گچ مرمری (در اندودکاری نقاط مرطوب و مکان‌هایی که نیاز به شستشو دارند به مصرف می‌رسد)، خط آخر
۹-۶	ملات گچ؛ وجود آهک نشکفته و آهک دو آتشف (سوخته) در ملات‌گچی باعث ایجاد آلونک در اندودگچی می‌شود.
۹-۷	مصرف ملات گچ و خاک در طاق‌زنی و تینیه‌سازی و قشرآستر اندودکاری داخل ساختمان است. (خط اول از بالای صفحه)
۹-۷	ملات گچ و پرلیت
۹-۷	ملات گچ و آهک؛ ملات گچ را نمی‌توان در نقاطی که رطوبت نسبی هوا از ۶۰٪ تجاوز می‌کند، مصرف کرد.
۹-۸	هنگام نشست نامتبادل، کارهای پرسیمان ترک‌های بزرگتری برمی‌دارند در حالیکه در ملات‌های ضعیف ترک‌ها در تمام کار پخش شده و به صورت مویی ظاهر می‌شوند (وسط صفحه)
۹-۸	برای شمشه‌گیری ملات‌های سیمان هرگز نباید از گچ استفاده کرد.
۹-۸	ملات ماسه سیمان آهک (باتارد، حرام‌زاده)
۹-۱۰	ملات‌های سیمان پوزولانی و آهک-پوزولانی؛ این ملات‌ها در برابر حمله مواد شیمیایی بخصوص سولفات‌ها پایداری دارند، این ملات‌ها دیرگیر بوده و دارای مقاومت چندان زیادی نیستند.
۹-۱۲	زمان اختلاط ملات حداقل ۳ دقیقه و حداکثر ۱۰ دقیقه خواهد بود (بالای صفحه)
۹-۱۲	انتخاب ملات برای کار در هوای سرد بند ۴-۹-۲ (مهم)
۹-۱۴	ویژگی‌های ملات خمیری؛ کارآیی، تعریف و عوامل مؤثر در آن
۹-۱۵	ویژگی‌های ملات سخت شده، مقاومت فشاری (مکعب به ابعاد ۱۰ میلی‌متر، جدول صفحه ۹-۱۶ مهم)
۹-۱۷	روانی ملات نباید بعد از جذب آب از ۷۰ درصد کمتر باشد (بالای صفحه)
۹-۱۷	اختلاط ملات و مصرف ملات‌های آماده؛ مصرف ملات تا ۲/۵ ساعت پس از ساخت مجاز دانسته شده است و برای احیای ملات سیمانی این حد ۲ ساعت تعیین شده است
۹-۱۷	در مورد ملات سیمانی نباید مدت زمان سپری شده از هنگام اختلاط تا مصرف ملات از حداقل زمان گیرش بیشتر باشد.

## فصل دهم - عملیات بنایی

شماره صفحه	عنوان
۱۰-۲	بند ۱۰-۳-۳ درجه حرارت محیط
۱۰-۳	اجرای عملیات بنایی در محیطی که درجه حرارت آن کمتر از ۵ درجه سانتی‌گراد باشد، به هیچ وجه مجاز نمی‌باشد. (مهم) بند ۱۰-۳-۱۰ (ملات مصرفی)
۱۰-۴	در صورت عدم وجود این اطلاعات در مدارک فوق حداقل طبقه ملات مصرفی ملات سیمانی ۱:۵ خواهد بود.
۱۰-۵	دعایت نکاتی زیر در کارهای بنایی این قسمت الزامی است (بنایی یا سنگ قواره شده، تراشیده) بخصوص بندهای پ و ت و ج
۱۰-۵	بند ۱۰-۳-۱۰، بنایی خشکه چین (در خشکه چینی فاصله بندها نباید از ۳۰ میلی‌متر و در سطوح نما از ۲۵ میلی‌متر تجاوز کنند).
۱۰-۷	بند ۱۰-۳-۱۱، بندکشی کارهای سنگی (تمام سطوح روی کار سازه‌های سنگی اعم از قسمت‌های نمایان یا قسمت‌های غیر نمایان در زیر تراز خاک‌ریزی یا زمین طبیعی، باید با ملات ماسه سیمان بندکشی شود).
۱۰-۷	عملیات بندکشی حتی الامکان باید ظرف مدت ۱ تا ۴ روز پس از عملیات بنایی صورت گیرد، پیمانکار باید مصرف حداقل ۱۵ روز آجر را در کارگاه آماده نماید (وسط صفحه)
۱۰-۹	بهترین و مناسب‌ترین شالوده برای دیوار آجری، شالوده نواری است (بالای صفحه)
۱۰-۱۰	عمق شالوده بستگی به ظرفیت باربری خاک، سطح آب زیرزمینی زیر شالوده و بالاخره آثار جوی نظیر نفوذ آب‌های سطح الارضی و عمق نفوذ یخچندان دارد.
۱۰-۱۰	بند ۱۰-۳-۲، دیوارچینی (بنادلف، ضخامت این بندها نباید کمتر از ۱۰ میلی‌متر و بیشتر از ۲۰ میلی‌متر باشد).
۱۰-۱۰	بند ۱۰-۳-۲، دیوارچینی (بندب، آجرها بایستی قبل از اجرای آجرچینی به مدت ۶۰ دقیقه زنجاب شود).
۱۰-۱۰	بندب-۱) دیوارهای داخلی باربر، عیار ملات ماسه سیمان، $\frac{1}{4}$ و حداقل ضخامت دیوار ۲۰ سانتی‌متر است.
۱۰-۱۱	بندب-۲) دیوارهای داخلی غیرباربر (تیغه‌ها)، ضخامت دیوارها و طرح اختلاط ملات‌ها
۱۰-۱۱	بندب-۳) عرض گرسی چینی باید حداقل نیم آجر از دیوار بالای آن بیشتر اختیار باشد
۱۰-۱۱	بندب-۴) بکار بردن ملات با عیار زیاد لزوماً نقش کلیدی در افزایش مقاومت آجرکاری ندارد همراه با مثال
۱۰-۱۱	دیوار چینی باید بصورت یکنواخت در ارتفاع صورت گیرد و نباید اختلاف ارتفاع دیوارچینی در یک قسمت ساختمان بسیار بلند نسبت به قسمت‌های دیگر از ۱ متر تجاوز نماید

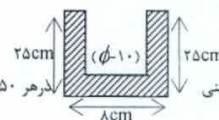


بندج- تعریف ضریب لاغری دیوار و حداکثر ضریب لاغری دیوارهای آجری با ملات ماسه آهک ۱۲ می‌باشد. ۱۲-۱۰



اتصال دیوار با ستون فلزی ۱۲-۱۰

در داخل دیوار قرار می‌گیرد



اتصال دیوار با ستون بتنی ۱۲-۱۰

بندج- حداقل طول گیرداری نعلی در گاهها ۲۵ سانتی‌متر است ۱۳-۱۰

در صورتی که عرض دیوار از نیم‌آجر بیشتر باشد، نعل درگاه از دو تیر آهن موازی ساخته می‌شود که در هر ۵۰ سانتی‌متر به وسیله دو عدد میل مهار در بالا و پایین به یکدیگر بسته می‌شوند.

بند د- آجرکاری در درجه حرارت کمتر از ۵ درجه سانتی‌گراد مجاز نیست ۱۳-۱۰

دیوارچینی دو جداره (بخصوص بندب) ۱۴-۱۰

ضخامت هر دیوار نباید از ۱۰ سانتی‌متر و ضخامت کل دیوار دو جداره از ۲۵ سانتی‌متر کمتر باشد.

فضای خالی بین دو جدار نباید از ۵ سانتی‌متر کمتر و از ۷/۵ سانتی‌متر بیشتر باشد.

اگر بار سقف تنها توسط دیوار خارجی تحمل شود و ملات مصرفی ضعیف‌تر از ملات ماسه‌سیمان ۲، ۱ و ۹ نباشد، می‌توان ضخامت دیوار داخلی را تا ۷/۵ سانتی‌متر کاهش داد.

بند ۱۰-۴-۲ سقف طاق غربی؛ ضخامت طاق غربی معمولاً نیم‌آجر است (با ملات گچ)، خیز طاق در هر دهانه حداکثر ۴ سانتی‌متر است. ۲۰-۱۰

بند ۱۰-۴-۱ تیرچه‌ها ۲۲-۱۰

بن‌دلف- حداقل ضخامت بتن تیرچه‌ها ۴ سانتی‌متر و حداقل عرض آنها ۱۰ سانتی‌متر است.

بند ۱۰-۴-۳، بتن پوشش؛ حداقل ضخامت ۵ سانتی‌متر و حداقل رو بتن  $C_{25}$  است. ۲۳-۱۰

به هیچ‌وجه نیابستی آرماتورهای تیرچه را به تیرهای فلزی جوش داد. ۲۴-۱۰

مقدار خیزمنفی به ازاء هر متر طول دهانه ۲ میلی‌متر.

### فصل یازدهم- نماسازی

عنوان شماره صفحه

حداقل ضخامت دیوار هنگامی که نماسازی با سنگ‌های غیرمنظم صورت می‌پذیرد، ۶۰ سانتی‌متر است. ۲-۱۱

حداقل ارتفاع سنگ در نما ۲۰ سانتی‌متر است.

سنگ بادبز: حداقل عرض سنگ‌ها ۲۰ سانتی‌متر، حداقل ارتفاع آنها ۱۵ سانتی‌متر، حداکثر بار سنگ در نما ۴ سانتی‌متر. ۳-۱۱

سنگ بادبز سر تراش: حداکثر بار سنگ ۱/۵ سانتی‌متر، حداقل ارتفاع ۱۸ سانتی‌متر. ۳-۱۱

حداقل ضخامت سنگ پلاک ۲ سانتی‌متر است. (حداکثر مساحت سنگ پلاک ۱۸۰۰ سانتی‌متر مربع است). ۴-۱۱

انحراف نما از امتداد قائم برای هر طبقه به ارتفاع ۳ متر نباید از ۶ میلی‌متر تجاوز کند. (انحراف در امتداد قائم در کل ارتفاع نباید از ۳۰ میلی‌متر بیشتر باشد). ۶-۱۱  
در نماهای آجری چنانچه آجرهای نما و آجرهای پشت کار بطور همزمان اجرا شوند باید آجرهای نما بصورت کله و راسته چیده شوند، در این حالت لازم است ابعاد آجرهای نما برابر ابعاد آجرهای پشت کار باشد. ۷-۱۱

چنانچه آجرهای نما پس از اجرای قسمت‌های بار برچیده شوند باید برای تأمین پیوستگی نما و قسمت‌های باربر از اتصالات فلزی استفاده شود. بند ۱۱-۲-۶-۲ مقابله با

آلوتک و سفیدک در نمای آجری. ۸-۱۱

بند ماسه پاشی (سند بلاست)، قطر ذرات ماسه خشک ۱ تا ۳ میلی‌متر. ۹-۱۱