خانه عمران

موسسه تحقیق و توسعه

«بسمه‌تعالی»

مجموعه جزوات کلاسی

آمادگی آزمون نظام‌مهندسی

معاونت آموزش

خانه عمران

تهیه و تنظیم: مهندس سیدمجیدرضا صهری

طراحی Base PL

الف) درحالتی‌که 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 می‌آوریم که تابعی از نوع مصالح زیر صفحه ستون به عنوان تکیه‌گاه است که مطابق آیین‌نامه فولاد ایران بر حسب اینکه این تکیه‌گاه یا بهتر بگوییم همان فونداسیون زیر صفحه ستون از چه جنسی است از حالات زیر به دست می‌آید:

اگر فونداسیون آجری با ملات ماسه و سیمان ⇔ $F_p = ۱۴\ kg/cm^۲$ تنش مجاز فشاری

اگر فونداسیون سنگ آهکی و ماسه متراکم در ملات ماسه و سیمان ⇔ $F_p = ۲۲\ kg/cm^۲$ تنش مجاز فشاری

$F_P = ۰/۳f'_c\sqrt{\frac{A}{A'}} < ۰/۶f'_C$ تنش مجاز فشاری

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 با 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:

$A = \frac{P}{F_P}$ حداقل مساحت لازم برای B.P

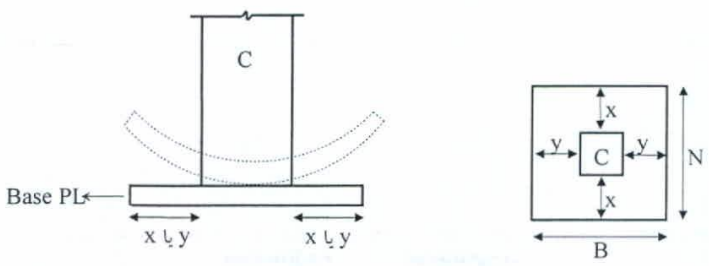
پس از تعیین مقدار A، مقدار N و B که طول و عرض (ابعاد) صفحه می‌باشند، را بدست می‌آوریم.

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 می‌آید:

$f_P = \frac{P}{B \times N}$ تنش موجود فشاری (B و N ابعاد صفحه ستون هستند)

سپس باید طول قسمت‌هایی از صفحه را که از روی فونداسیون به حالت کنسول بلند می‌شوند را تعیین نماییم که آنها را با x و y در ۲ جهت طولی و عرضی نشان داده‌ایم.



پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران www.icivil.ir

و درنهایت از فرمول زیر ضخامت صفحه ستون را بدست می‌آوریم.

ابتدا مقدار حداکثر لنگر خمشی را در پای ستون (محل اتصال ستون به Base PL) به دست می‌آوریم. این مقطع را به عنوان مقطع بحرانی معرفی می‌نماییم، سپس از تساوی تنش موجود خمشی و تنش مجازخمشی استفاده می‌نماییم. با توجه به اینکه می‌دانیم تنش مجاز خمشی مقاطع توپر مثل مربع- مستطیل برابر F_y ۰/۷۵ است.

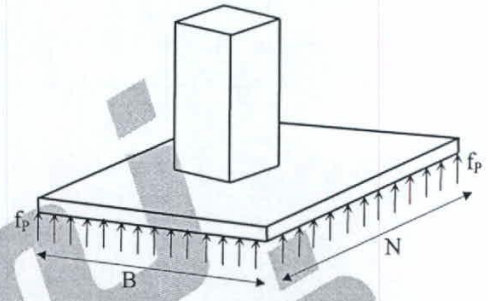
$$\Rightarrow f_b = F_b$$

$$\Rightarrow \frac{M}{S} = ۰/۷۵\ F_y$$

$$\left.\begin{aligned} M &= f_p \times x \times \frac{x}{۲} \times N \\ S &= N \times \frac{t^۲}{۶} \end{aligned}\right\} \Rightarrow \frac{f_p \times N \times \frac{x^۲}{۲}}{N \times \frac{t^۲}{۶}} = ۰/۷۵Fy$$

$$\Rightarrow \frac{۳ f_p x^۲}{t^۲} = ۰/۷۵ Fy \Rightarrow$$

$$t = \sqrt{\frac{۳f_p x^۲}{۰/۷۵Fy}} \text{ (حداقل ضخامت B.P)}$$



با استدلالی مشابه‌فوق می‌توان برای جهت دیگر نیز فرمول‌ها و روابط فوق را نوشت، پس خواهیم داشت:

$$t = \sqrt{\frac{۳f_p y^۲}{۰/۷۵Fy}} \text{ حداقل ضخامت B.P}$$

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

$$t = \sqrt{\frac{۳f_p Max(x^۲ ، y^۲)}{۰/۷۵F_y}}$$

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

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

الف) طراحی ابعاد Base PL: (B و N)

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

(M: لنگر خمشی، P: نیروی محوری، e: خروج از مرکزیت)

$$\text{اگر: } e \le \frac{B}{۶} \Rightarrow f_{p_{۱,۲}} = \frac{p}{B.N}(۱ \pm \frac{۶e}{B})$$

$$\text{اگر: } \frac{B}{۶} < e < \frac{B}{۲} \Rightarrow f_p = \frac{۲P}{۳(\frac{B}{۲} - e)N}$$

$$\text{اگر: } e \ge \frac{B}{۲} \Rightarrow$$ به قسمت طراحی بولت‌های در صفحات بعدی جزوه مراجعه شود

همانطورکه از روابط فوق مشاهده می‌شود. ابتدا، باید ابعاد صفحه‌ستون (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 فرمول‌های آن در صفحه اول این جزوه قسمت الف ارائه شده مقایسه نماییم، اگر رابطه زیر برقرار

پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران www.icivil.ir

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 $\Rightarrow f_P \le F_P$ اگر: $f_P \le F_P$ بایستی

ب) طراحی ضخامت Base PL

برای تعیین ضخامت Base PL فرض می‌کنیم که‌با وجود اینکه‌شدت تنش زیر Base PL بصورت مثلثی یا ذوزنقه‌ای است ولی آن را به‌صورت مستطیل یکنواخت با شدت بیشتر (ضلع بزرگتر ذوزنقه 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.

$$t = \sqrt{\frac{3 f_{p_{max}} . \max(x^2 \text{یا } y^2)}{0/75 f_y}}$$

طراحی میل مهارها (BOLT)

بطور کلی در صورتی که داشته‌باشیم: $e \ge \frac{B}{2}$، 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:

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

$$\begin{cases} * \alpha = 3(e - \frac{B}{2}) \\ * \beta = \frac{6 n A_S}{N}(a + e) \\ * \gamma = -\beta(\frac{B}{2} + a) \end{cases}$$

در روابط فوق، n نسبت مدول الاستیسیته‌فولاد به‌مدول 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 بولت‌های کششی

a: فاصله‌مرکز ثقل بولت تا مرکز ثقل ستون

$e = \frac{M}{p}$ 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:

$$T = -P\left[\frac{\frac{B}{2} - \frac{A}{3} - e}{\frac{B}{2} - \frac{A}{3} + a}\right]$$

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.

$$f_S = \frac{T}{A_S}$$

پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران www.icivil.ir

تنش مجاز کششی بولت‌ها F_S طبق آیین‌نامه فولاد برابر با $\frac{۱}{۳}$ تنش حد نهایی (تنش حد گسیختگی) بولت‌ها است.

یعنی: $F_s = \frac{F_u}{۳}$

$\Rightarrow$ بایستی: $f_S \le F_S$

$\Rightarrow \frac{T}{A_S} \le \frac{F_u}{۳} \Rightarrow A_S \ge \frac{۳T}{F_u} \Rightarrow$ 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 β در صفحه‌پیش، فرمول‌ها و روابط را ادامه دهیم تا A_S ثانویه‌بدست آید و سپس با مقایسه این دو مقدار از روش آزمون سعی و خطا استفاده می‌نماییم.

***طراحی Base PL در حالتی که $e \ge \frac{B}{۲}$:**

همانطور که از صفحات قبلی همین جزوه دیده شد قرار بود که اگر $e \ge \frac{B}{۲}$ باشد Base PL را طراحی نماییم.

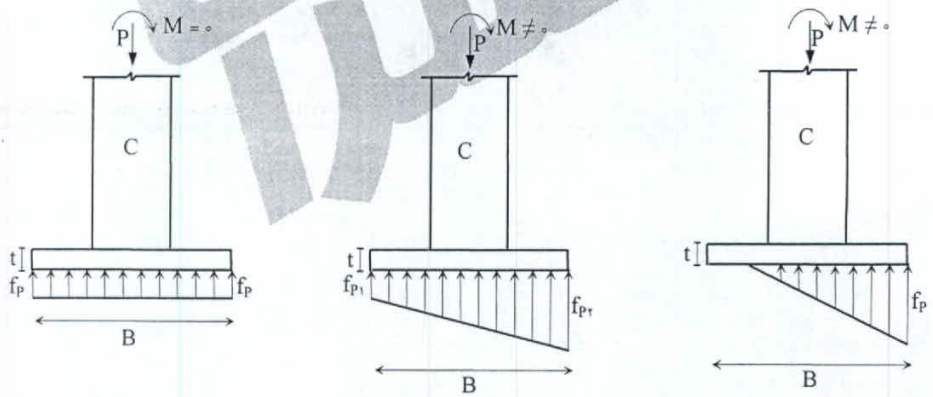
ابتدا باید مقدار تنش موجود فشاری زیر Base PL را از فرمول زیر بدست آوریم:

$$f_P = \frac{۲(P+T)}{A \cdot N}$$

اکنون برای طراحی ابعاد Base PL($B \times N$) باید داشته‌باشیم: $f_P \le F_P$

حال برای طراحی ضخامت Base PL (t) از فرمول تکراری زیر استفاده‌می‌کنیم:

$$\text{ضخامت Base PL } t = \sqrt{\frac{۳ f_P Max(x^۲, y^۲)}{۰/۷۵ F_y}}$$



$e = ۰$

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

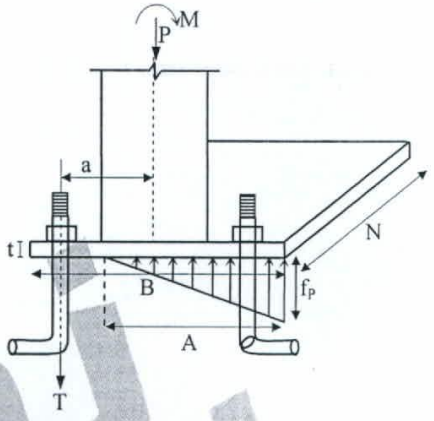
$\frac{M}{P} = e \ne ۰ \quad (e \le \frac{B}{۶})$

$$\begin{cases} f_{P۱} = \frac{P}{BN}(۱ - \frac{۶e}{B}) \\ f_{P۲} = \frac{P}{BN}(۱ + \frac{۶e}{B}) \end{cases}$$

$f_p = \frac{۲p}{۳(\frac{B}{۲} - e)N}$

www.CivilHouse.ir
موسسه تحقیق و توسعه خانه عمران

$$\begin{cases} f_P = \dfrac{2(P+T)}{A.N} \\ T = -P\left[\dfrac{\frac{B}{2}-\frac{A}{3}-e}{\frac{B}{2}-\frac{A}{3}+a}\right] \end{cases}$$



اثبات فرمول:

$\sum F_y = 0 \Rightarrow P + T = \dfrac{f_P \cdot A}{2} . N$

حجم مثلث فشاری $= \dfrac{f_P \cdot A}{2} . N$

مساحت مثلث فشاری $= \dfrac{f_P \cdot A}{2}$

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

Civil HouseIR خانه عمران

پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران www.icivil.ir

انواع اتصالات تیر به ستون

۱. اتصال مفصلی یا ساده‌تیر به ستون
۲. اتصال صلب یا گیردار یا لنگر گیر تیر به ستون
۳. اتصال نیمه‌صلب تیر به‌ستون

انواع اتصال مفصلی تیر به‌ستون:

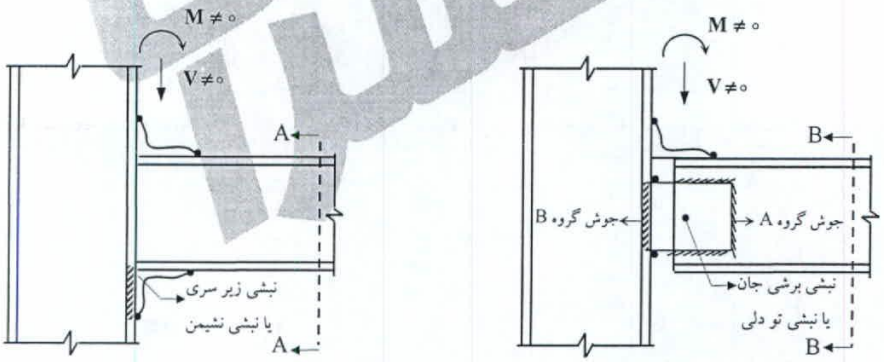
۱. اتصال مفصلی تیر به‌ستون با نبشی برشی جان یا نبشی تودلی.
۲. اتصال مفصلی تیر به‌ستون با نبشی زیر سری یا نبشی تکیه‌گاهی یا نبشی نشیمن یا Bracket
۳. اتصال مفصلی تیر به‌ستون با ورق برش‌گیر(Shear PL)
۴. استفاده‌توأم از ترکیب حالت‌های فوق

اتصالات مفصلی تیر به‌ستون:

در این اتصالات مقدار نیروی برشی V مخالف صفر و مقدار لنگر خمشی M برابر صفر است. برای انتقال نیروی برشی V از تیر به‌ستون به‌یکی از حالات شکل زیر عمل می‌شود.

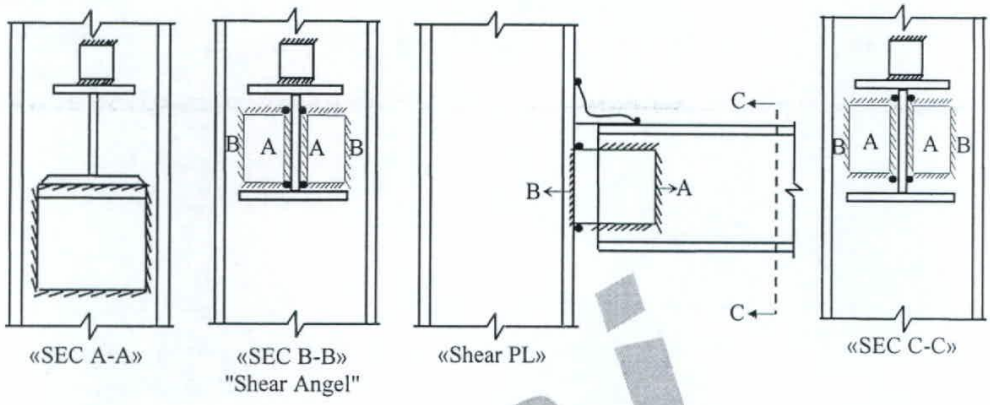
۱) استفاده از یک عدد نبشی زیر سری یا نبشی تکیه‌گاهی یا نبشی نشیمن به‌تنهایی برای تحمل ۱۰۰٪ نیروی برشی V
۲) استفاده از یک جفت نبشی برشی جان یا نبشی تودلی به‌تنهایی برای تحمل ۱۰۰٪ نیروی برشی V
۳) استفاده از یک جفت ورق برش‌گیر در ۲ طرف جان تیرآهن به‌تنهایی برای تحمل ۱۰۰٪ نیروی برشی V

"نکات مربوط به اتصالات مفصلی تیر به‌ستون":



«Shear Angle»

پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران www.icivil.ir



«نکات مربوط به اتصالات مفصلی تیر به ستون»

۱. بهتر است از جوش‌های گوشه عمود بر جهت نیرو در جهت اطمینان صرف‌نظر 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 به‌تحمل این نیرو هستند.

۴. اندازه‌ضلع افقی نبشی زیرسری به‌منظور جلوگیری از پدیده‌لهیدگی یا جاری شدن جان تیرآهن می‌باشد که‌مقدار 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 $\frac{V}{۲}$ می‌باشد.

۶. طول نبشی زیر سری و ضخامت آن، هر دو به منظور جلوگیری از تاشدگی یا خم‌شدگی یا جمع‌شدگی بال‌های نبشی زیرسری نسبت به‌هم می‌باشند.

۷. درمواردی که آنقدرمقدار 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 که‌مقدار نیروی برشی V آنقدر زیاد باشد، که‌موجب شود اندازه ضلع افقی نبشی زیر سری به منظور جلوگیری از پدیده لهیدگی 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 تیرآهن استفاده نمود.

۹. جوش نبشی برش جان به جان تیر آهن از نوع گروه A بوده‌که‌تحت برش + پیچش می‌باشد.

۱۰. جوش نبشی برش جان به‌بال ستون از نوع گروه B بوده‌که 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 غلتش تیر (غلتیدن تیر) یا اصطلاحاً چپ‌شدگی تیر از وجود یک عدد نبشی نمره۶ 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 θ که‌شرط 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.

پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران www.icivil.ir

نکته: در هنگامی که به جای استفاده از نبشی زیر سری از وجود یک عدد ورق زیرسری 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 برش‌گیر یا Shear PL

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

اتصالات صُلب تیر به‌ستون

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 به‌ستون 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 وارده‌بر 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 شیاری با نفوذ کامل- نیم‌جناغی یک طرفه به بال ستون متصل شده است.

برای انتقال نیروی فشار C می‌توان به‌یکی از دو شکل زیر عمل نمود:

الف) استفاده از یک عدد لقمه‌یا 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 که‌در اتصالات مفصلی نقش جوش مونتاژ را داشت).

حالت دوم: دراین حالت لنگر ناشی از بارهای زلزله‌کمتر 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 استفاده‌از 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) (نیم جناغی یک طرفه) می‌باشد.

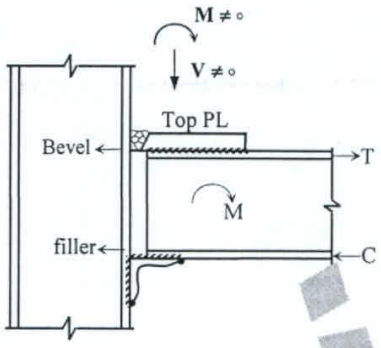
نکته: همواره‌باید پهنا یا عرض ورق Top PL از پهنا یا عرض بال فوقانی تیر کمتر باشد و همچنین بایستی پهنا یا عرض ورق Seat PL از پهنا یا عرض بال تحتانی تیر، بیشتر باشد تا بتوان آنها (Top PL و Seat PL) را توسط دو عدد خط جوش گوشه افقی به بال‌های فوقانی و تحتانی تیر متصل نمود.

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 به‌ستون می‌توان مطابق یکی از حالت‌های زیر عمل نمود:

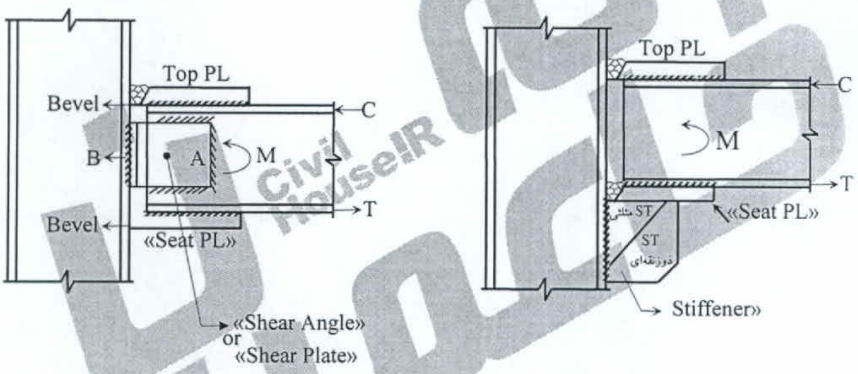
الف) استفاده از یک جفت نبش برشی جان یا نبشی تودلی در دو طرف جان تیر آهن.

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 ذوزنقه‌ای به بال ستون.



«حالت اول و حالت دوم»

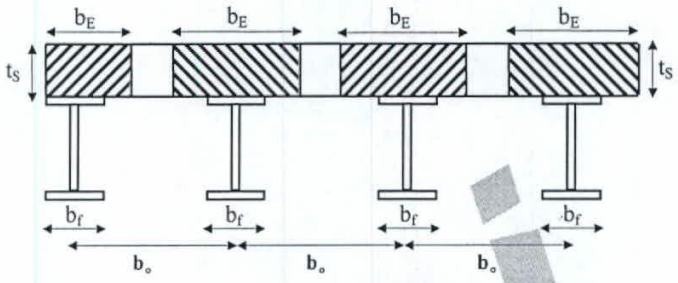


«حالت سوم»

پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران www.icivil.ir

تیرهای مختلط (مرکب) (Composite beam)

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



عرض موثر دال بتنی تیر کناری (لبه‌ای): $b_E = \text{Min}\begin{cases}\frac{L}{8}\\ \frac{1}{2}(b_\circ + b_f)\end{cases}$

عرض موثر دال بتنی تیر میانی (وسطی): $b_E = \text{Min}\begin{cases}\frac{L}{4}\\ b_\circ\end{cases}$

L: طول دهانه

t_S: ضخامت دال بتنی

$b_\circ$: 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 درآن منظور از عدد n، نسبت مدول الاستیسیته فولاد به مدول الاستیسیته بتن است.

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

مقدار ضریب الاستیسیته بتن برابراست با: $E_C = ۱۵۰۰\sqrt{f'_C}$ که در آن f'_C مقاومت فشاری بتن بر حسب واحد kg/cm^2 می‌باشد. مقدار ضریب الاستیسیته فولاد نیز برابر است با: $E_S = ۲/۱ \times ۱۰^۶ \ kg/cm^2$

نکته: 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.

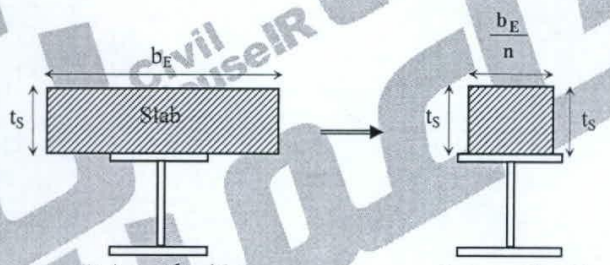
پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران www.icivil.ir

نکته: از آنجایی که در روش مقطع تبدیل یافته یا مقطع معادل، دال بتنی به فولاد معادل تبدیل شد، می‌توان فولاد معادل بال فشاری بتنی (دال‌بتنی‌فشاری) 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 می‌دانیم بتن دارای مقاومت فشاری بالا و مقاومت کششی ناچیز و پایین است. بنابراین در نواحی لنگر منفی بالای مقطع به کشش می‌افتند یعنی دال بتنی بالای مقطع تیر فولادی به کشش می‌افتد چون دال بتنی قادر به تحمل کشش نیست پس ترک می‌خورد و لذا در نواحی لنگر منفی دال بتنی ترک خورده، در محاسبات مقطع مرکب (مختلط) وارد نمی‌شود یعنی مقطع مرکب عمل نمی‌نماید 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 می‌توان بر روی دال بتنی تحت فشار حساب کرد. پس در تیرهای سرتاسری که در محل تکیه‌گاه‌ها لنگر منفی است عملاً دارای مقطع مرکب (مختلط) نیستند، یعنی مقطع مرکب عمل نمی‌نماید.

نکته: حتی درصورتی که در مقطع مرکب تار خنثی کلّ مقطع مرکب به گونه‌ای باشد که در داخل بال فشاری قرار گیرد، فقط قسمت‌هایی از دال بتنی که تحت فشار باشند، یعنی قسمت‌های بالای تار خنثی را در عملکرد مرکب، مؤثر در نظر می‌گیریم.



«مقطع مرکب تبدیل نیافته»
«شامل تیر فولادی و دال بتنی»

«مقطع مرکب تبدیل یافته»
«شامل تیر فولادی و دال بتنی تبدیل یافته به فولاد که حکم ورق تقویتی فولادی دارد.»

پ) محاسبه تعداد برشگیرها

مطابق آیین‌نامه فولاد ایران برای محاسبه تعداد برشگیر از روش مقاومت نهایی مقطع استفاده می‌گردد. در این روش مقدار مقاومت نهایی بتن (دال بتنی تحت فشار) را از رابطه $C = 0/85 f'_c b_E t_S$ به دست می‌آوریم و مقدار مقاومت نهایی فولاد (تیر فولادی) را از رابطه $T = A_S F_y$ بدست می‌آوریم.

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_h را بین نقطه لنگر مثبت ماکزیمم و نقطه لنگر صفر در نظربگیریم، این نیروی برشی را، اتصالات برشی یا همان برشگیر باید تحمل نمایند. (همان‌طور که پیش از این گفته شد، درنواحی لنگر منفی، مقطع مرکب عمل نمی‌نماید. بنابراین ناحیه موردنظر بین نقاط لنگر صفر و لنگر خمشی مثبت حداکثر می‌باشد). 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.

$$V_h = \text{Min}\begin{cases} \frac{0/85 f'_C A_C}{2} \\ \frac{A_S f_y}{2} \end{cases}$$

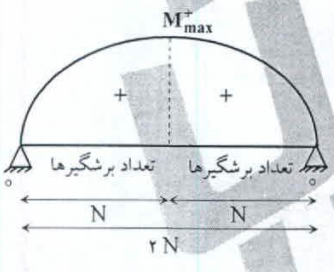
منظور از A_C در رابطه فوق سطح مؤثر دال بتنی است که از رابطه زیر بدست می‌آید.

$$A_C = b_E \times t_S$$

پس تعداد برشگیری (اتصالات برشی) مورد نیاز برای تحمل نیروی برشی افقی V_h از نقطه لنگرخمشی 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: ۲ N



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:

$$V_h = \text{Min}\begin{cases} \frac{0/85 f'_c A_c}{2} + \frac{A_{S'} f_{y'}}{2} \\ \frac{A_S f_y}{2} \end{cases}$$

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.

پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران www.icivil.ir

طراحی فونداسیون مرکب ۲ ستونی

کاربرد: بطور کلی این فونداسیون‌ها در موارد زیر به کار می‌روند:

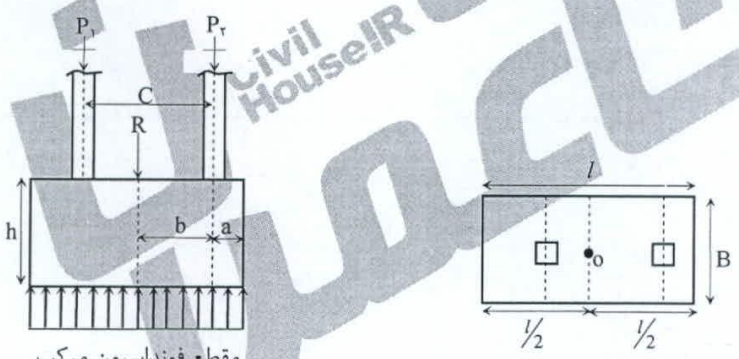
۱. برای ستون‌هایی که بر ساختمان قرار دارند و از نظر قوانین شهرداری حق ورود فونداسیون به داخل خیابان و کوچه و یا حق ورود فونداسیون به داخل ملک مجاور (همسایه) را نداریم.

۲. اگر فاصله ستون‌ها 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 فونداسیون‌های مرکب ۲ ستونی باید طوری طراحی شوند که مرکز هندسی سطح فونداسیون بر برآیند نیروهای دو ستون میانی و کناری منطبق شود. زیرا در این‌صورت تنش زیر فونداسیون‌ها یکنواخت شده و از واژگونی یا کج شدن فونداسیون کناری جلوگیری می‌شود.

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



مقطع فونداسیون مرکب

P_1: نیروی محوری ستون داخلی

P_2: نیروی محوری ستون خارجی

R: برآیند دو نیروی P_1 و P_2

o: محل اثر برآیند در دو نیروی P_1 و P_2 (نیروی R)

h: ارتفاع فونداسیون مرکب

L: طول فونداسیون مرکب

B: عرض فونداسیون مرکب

a: فاصله محور ستون کناری از بَر 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 همان‌طور که روی شکل مشاهده می‌شود، داریم:

طول فونداسیون مرکب $L = 2 (a + b)$

مقدار a که از نقشه معماری و از روی اندازه درز انقطاع مشخص می‌شود.

مقدار b نیز با لنگرگیری حول محور ستون کناری به ترتیب زیر مشخص می‌شود:

داریم: $R = P_1 + P_2$

پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران www.icivil.ir

از طرفی: $R.b = P_1 \times C \Rightarrow b = \frac{P_1 \times C}{R} \Rightarrow b = \frac{P_1 \times C}{P_1 + P_2}$

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.

شدت تنش یکنواخت زیر فونداسیون مرکب $\Rightarrow q = \frac{R}{B.L} \Rightarrow q = \frac{P_1 + P_2}{B.L}$

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

$$\Rightarrow \frac{P_1 + P_2}{B.L} \le q_e \Rightarrow B.L \ge \frac{P_1 + P_2}{q_e}$$

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:

عرض فونداسیون مرکب $B \ge \frac{P_1 + P_2}{L.q_e}$

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 آئین‌نامه بتن ایران مقطع بحرانی برای

پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران www.icivil.ir

کنترل برش تیری یا خمشی به فاصله d از بَر 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. $\Rightarrow V_u < V_c = \cdot/۲\phi_c\sqrt{f'_c} \times B \times d \Rightarrow$ در مقطع بُحرانی (به فاصله d از بَر 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

$b_{o۲}$ محیط مقطع بحرانی $= (\text{بعد ستون} + d) + ۲ \times (\text{بعد ستون} + \frac{d}{۲})$

$V_{C۲} = ۲ \times \cdot/۲\phi_c\sqrt{f'_c}\, b_o d$ برش مقاوم (مجاز)

$\Rightarrow V_{C۲} \geq P_{u۲} \rightarrow$ بار محوری نهایی ستون خارجی بایستی

کنترل برش پانچ برای ستون داخلی

$b_{o۱}$ محیط مقطع بحرانی $= ۴ \times (\text{بعد ستون} + d)$

$V_{C۲} = ۲ \times \cdot/۲\phi_c\sqrt{f'_c} b_o d$

$\Rightarrow V_{C۱} \geq P_{u۱} \rightarrow$ بار محوری نهایی ستون داخلی بایستی

با کنترل‌های فوق مقدار d (یا h) 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_{umax} (ماکزیمم) را از روی نمودار نیروی برشی رسم شده می‌خوانیم و سپس با توجه به اینکه مقطع بحرانی برای برش به فاصله d از بَر تکیه‌گاه است و علاوه بر این معمولاً نیروی برش ماکزیمم (V_{umax}) در زیر محل اثر بار محوری ستون داخلی قرار دارد، می‌توان مقدار نیروی برش طراحی را از رابطه زیر بدست آورد.

$V_u = V_{u_{max}} - (d + \frac{a}{۲})q_u$ نیروی برشی طراحی وارده (موجود)

$V_C = \cdot/۲\phi_c\sqrt{f'_C}\, b_o d$ نیروی برشی مقاوم (مجاز)

$V_{u\,\text{طراحی}} < V_C$: 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 ۲ستون داخلی وخارجی مجلسبه می‌شود و سپس با مقدار مجاز آن مقایسه می‌شود.

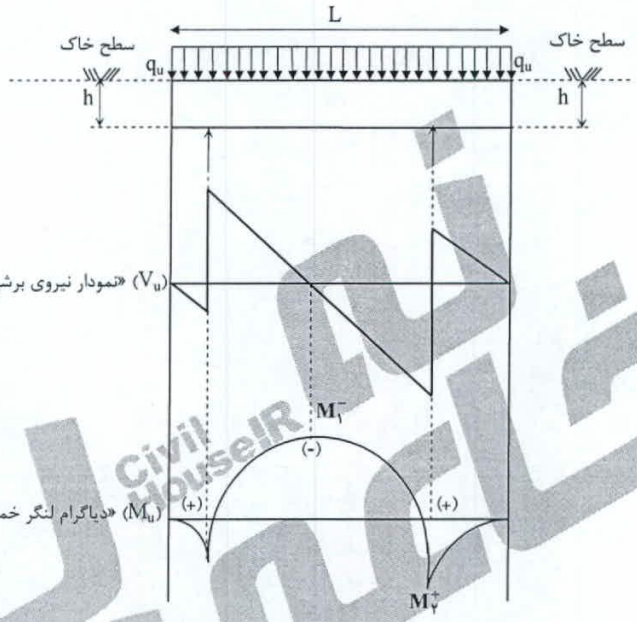
برای ستون داخلی مقدار b_o یعنی محیط مقطع بحرانی برابر است با: $۴(a + d)$

برای ستون خارجی مقدار b_o یعنی محیط مقطع بحرانی برابر است با: $۲(b + \frac{d}{۲}) + (b + d)$

پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران www.icivil.ir

ابعاد ستون داخلی a × a و ابعاد ستون خارجی b × b فرض شده است. و همان‌طور که می‌دانیم مقطع بحرانی برای برش پانچ به فاصله $\frac{d}{2}$ از اطراف ستون‌ها می‌باشد. مقدار نیروی برش مقاوم (مجاز) در حالت پانچ نیز از رابطه زیر بدست می‌آید:

نیروی برش مقاوم (مجاز) در حالت پانچ $V_C = 2 \times 0/2 \phi_C \sqrt{f'_C}\, b_o d$



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 درپایین 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

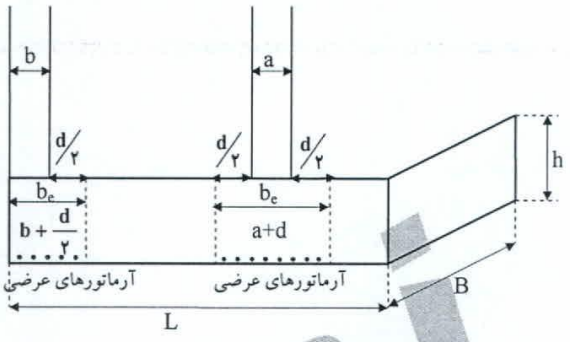
از نظر عملکرد طولی، فونداسیون مرکب رفتاری مانند یک تیر سرتاسری تحت خمش دارد که با رسم نمودارهای لنگر خمشی و نیروی برشی مربوط به این تیر می‌توان به محاسبات مقادیر سطح مقطع آرماتورهای طولی خمشی در دو سفره (وجه) فوقانی و تحتانی آن پرداخت و همچنین ارتفاع فونداسیون را نیز بدست آورد. از نظر عملکرد عرضی، فونداسیون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

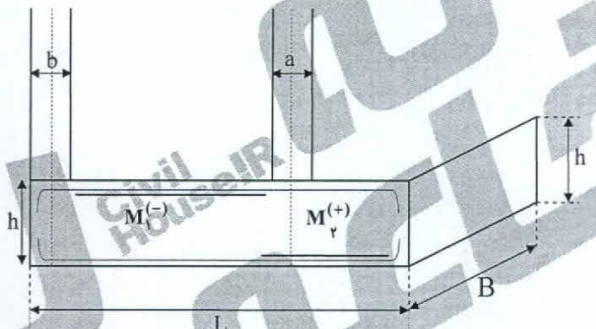
نکته: عرض مؤثر در اطراف ستون‌ها (در راستای طولی فونداسیون مرکب) که برای محاسبات آرماتورهای عرضی فونداسیون مورد نیاز است برابر است با مقدار $\frac{d}{2}$ از هر طرف ستون مورد نظر.

عرض مؤثر $b_e = d +$ بُعد ستون مورد نظر (در جهت طولی فونداسیون)

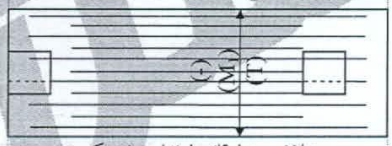
پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران www.icivil.ir

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

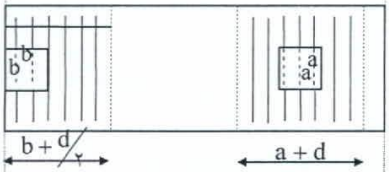




«مقطع فونداسیون مرکب»



«پلان وجه فوقانی فونداسیون مرکب»
(آرماتورهای طولی)



«پلان وجه تحتانی فونداسیون مرکب»
(آرماتورهای عرضی)

«پلان وجه تحتانی فونداسیون مرکب»
(آرماتورهای طولی)

پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران www.icivil.ir

«تیر ورق»

«انواع ناپایداری های تیرورق یا انواع کمانش‌های تیر ورق»

"انواع کمانش‌های تیر ورق"

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

۱) کمانش جانبی پیچشی:

این نوع از کمانش در طراحی تیرهای تحت خمش و محاسبه تنش مجاز خمشی (F_b) شرح داده می‌شود ولی جهت یادآوری فقط فرمول‌ها و روابط آن به شرح زیر ارائه می‌گردد.

اگر $\frac{L}{r_T} < \sqrt{\frac{۷۲\times۱۰^۵\times C_b}{F_y}} \Rightarrow F_b = ۰/۶F_y$

اگر $\sqrt{\frac{۷۲\times۱۰^۵\times C_b}{F_y}} < \frac{L}{r_T} < \sqrt{\frac{۳۶۰\times۱۰^۵\times C_b}{F_y}} \Rightarrow F_b = Max\left\{\begin{array}{l}\left|\frac{۲}{۳}-\frac{F_y(\frac{L}{r_T})^۲}{۱۰۷۵\times۱۰^۵\times C_b}\right| F_y \le ۰/۶F_y \\ \frac{۸۴۰۰۰۰C_b}{\frac{L.d}{A_f}} \le ۰/۶F_y\end{array}\right.$

اگر $\frac{L}{r_T} > \sqrt{\frac{۳۶۰\times۱۰^۵\times C_b}{F_y}} \Rightarrow F_b = Max\left\{\begin{array}{l}\frac{۱۲۰\times۱۰^۵\times C_b}{(\frac{L}{r_T})^۲} \le ۰/۶F_y \\ \frac{۸۴۰۰۰۰C_b}{\frac{L.d}{A_f}} \le ۰/۶F_y\end{array}\right.$

اگر: $l_b > Min(l_{C_۱}, l_{C_۲})$ ⇒ عضو بدون اتکاء جانبی است

$l_{C_۱} = \frac{۶۳۵bf}{\sqrt{F_y}}$, $l_{C_۲} = \frac{۱۴\times۱۰^۵}{(\frac{d}{A_f})F_y}$

ضریب انحناء $C_b = ۱/۷۵+۱/۰۵(\frac{M_۱}{M_۲})+۰/۳(\frac{M_۱}{M_۲})^۲ \le ۲/۳$

$\frac{M_۱}{M_۲} < ۰ \Leftrightarrow$ انحنای ساده (یک طرفه)

$\frac{M_۱}{M_۲} > ۰ \Leftrightarrow$ انحنای مضاعف (دو طرفه)

پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران www.icivil.ir

۲) کمانش موضعی بال فشاری:

این نوع از کمانش 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.

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

پس بایستی: $\frac{b_f}{2t_f} \le \frac{795}{\sqrt{\frac{F_y}{k_c}}} \Leftrightarrow$ کنترل لاغری بال فشاری

$$K_C \text{ ضریب کمانش موضعی} \Leftrightarrow \begin{cases} \text{اگر: } \frac{h}{t_w} \le 50 \Leftrightarrow k_C = 1 \\ \text{اگر: } \frac{h}{t_w} > 50 \Leftrightarrow k_C = \frac{2}{\sqrt{\frac{h}{t_w}}} \ge 0.4 \end{cases}$$

۳) کمانش قائم بال فشاری یا کمانش عمودی ورق جان:

اگر نسبت $\frac{h}{t_w}$ خیلی زیاد باشد، جان تیر ورق برای جلوگیری از کمانش عمودی بال مقاومتی از خود نشان نمی‌دهد. به دلیل این عملکرد متقابل بال و جان، به این نوع از ناپایداری کمانش عمودی ورق جان یا کمانش 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 کمانش کند.

بنابراین به منظور جلوگیری از کمانش فوق یعنی کمانش 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 کمانش قائم ورق جان به شرح زیر است:

نکته: باسلر در تحقیقات و مطالعات خود نشان داد که اگر تیرورق دارای سخت کننده عرضی Stiffener باشد، مقاومت جان آن درمقابل کمانش عمودی افزایش پیدا می‌کند.

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

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

اگر: تیرورق دارای سخت کننده باشد به طوریکه فاصله بین سخت کننده‌ها (a) در رابطه $\frac{a}{h} < 1/5$ صادق باشد

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

پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران www.icivil.ir

۴) کمانش خمشی ورق جان:

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

۱. تقویت ورق جان تیر ورق در مقابل کمانش 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 کمانش 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 کمانش خمشی می‌باشد بایستی از تنش مجاز خمشی کاهش یافته (F'_b) به جای(F_b) استفاده نماییم.

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

اگر: $\frac{h}{t_w} \le \frac{۶۳۷۰}{\sqrt{F_b}} \Leftrightarrow$ در جان تیرورق کمانش خمشی اتفاق نمی‌افتد

اگر: $\frac{h}{t_w} > \frac{۶۳۷۰}{\sqrt{F_b}} \Leftrightarrow$ جان تیر ورق در معرض وقوع کمانش خمشی قرار دارد

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

$$F'_b = \left[۱ - ۰/۰۰۰۵ \frac{A_w}{A_f} \left(\frac{h}{t_w} - \frac{۶۳۷۰}{\sqrt{F_b}} \right) \right] F_b \le F_b$$

۵) کمانش قطری جان یا کمانش مورب جان یا کمانش برشی جان:

این نوع از کمانش 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:

اگر: $\frac{h}{t_w} \le \frac{۳۱۸۵}{\sqrt{F_y}} \Rightarrow F_V = ۰/۴ F_y \Leftrightarrow f_V = \frac{V}{d t_w}$

اگر: $\frac{h}{t_w} > \frac{۳۱۸۵}{\sqrt{F_y}} \Rightarrow F_V = \frac{F_y}{۲/۸۹} \times C_V \le ۰/۴ F_y \Leftrightarrow f_V = \frac{V}{h t_w}$

$$k_V = ۵ + \frac{۵}{(a/h)^۲}$$

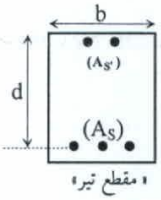
$$C_V = \frac{۳۱۵ \times ۱۰^۳ \times k_v}{F_y (\frac{h}{t_w})^۲} \quad \text{برای} \quad C_v \le ۰/۸$$

$$C_v = \frac{۱۶۰۰}{(\frac{h}{t_w})} \times \sqrt{\frac{K_v}{F_y}} \quad \text{برای} \quad C_v > ۰/۸$$

پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران www.icivil.ir

سازه‌های با شکل‌پذیری کم

الف) تیرها

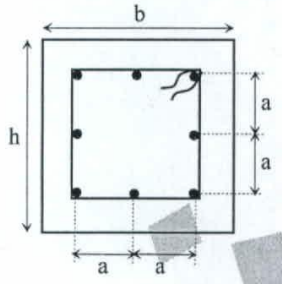


«مقطع تیر»

$$P = \frac{A_S}{b \times d}$$

$$\text{Max}\left(\frac{0.25\sqrt{f'_C}}{f_y}, \frac{1.4}{f_y}\right) \le \rho \le 0.025$$

ب) ستون‌ها



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

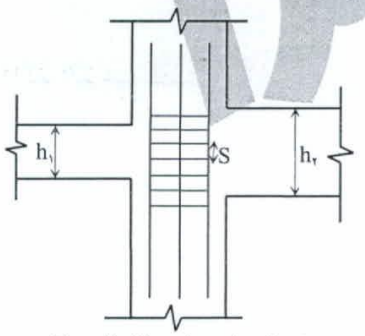
$0.01 \le \rho \le 0.06$ درتمام مقاطع ستون حتی در وصله‌ها

نکته: اگر $f_y = 400\ N/mm^2$ ⇒ $\begin{cases} 0.01 \le \rho \le 0.045 & \text{(به‌جز در وصله‌ها)} \\ 0.01 \le \rho \le 0.06 & \text{(درمحل وصله‌ها)} \end{cases}$

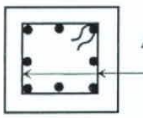
نکته: $a \le 20cm$ (مرکز به مرکز)

پ) اتصالات تیر به ستون

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



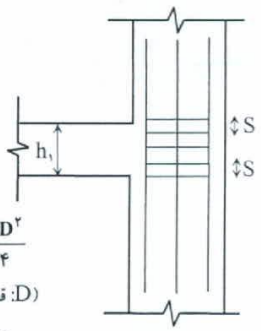
«ستون میانی با تیرهایی با ارتفاع متفاوت»



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

(D: قطرخاموت)

«مقطع ستون درمحل اتصال»



«ستون کناری»

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

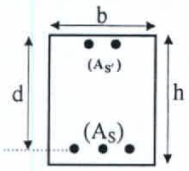
اگر ستون دایره‌ای باشد، b = قطر دایره

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

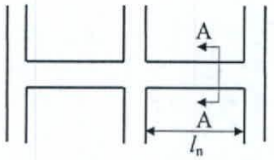
پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران www.icivil.ir

سازه‌های با شکل‌پذیری متوسط:

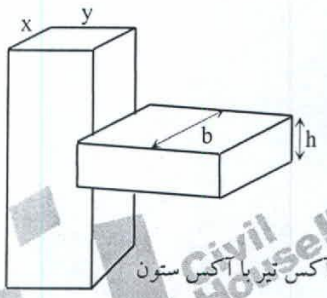
الف) تیرها



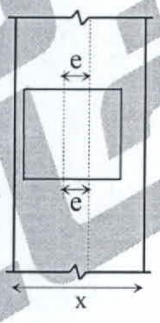
«SEC A-A»



$$d \le \frac{l_n}{۴} \qquad b \ge Max(\frac{h}{۴}, ۲۵^{cm})$$



$$b \le Min\begin{cases} x + ۰/۷۵h \\ x + ۰/۲۵y \end{cases}$$

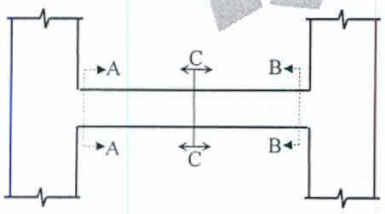


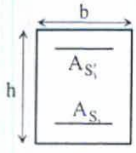
$e \le \frac{x}{۴}$:فاصله آکس تیر با آکس ستون

$$\begin{cases} \rho = \frac{A_S}{b \times d} \\ \rho' = \frac{A_{S'}}{b \times d} \end{cases} \qquad Max(\frac{۰/۲۵\sqrt{f'_C}}{f_y}, \frac{۱/۴}{f_y}) \le \rho \le ۰/۰۲۵$$

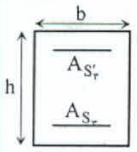
$$\rho' \ge Max(\frac{۰/۲۵\sqrt{f'_C}}{f_y}, \frac{۱/۴}{f_y})$$

نکته: حداقل آرماتورهای سرتاسری در طول تیر (بدون قطع) ۲Φ۱۲ ⇐ (هم در بالا هم در پایین)

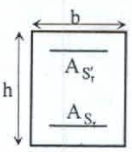




«SEC A-A»



«SEC C-C»



«SEC B-B»

$$A_{s۳} \ , \ A'_{s۳} \ge \frac{Max(A_{s۱} \ , \ A'_{s۱}, A_{s۲} \ , \ A'_{s۲})}{۵}$$

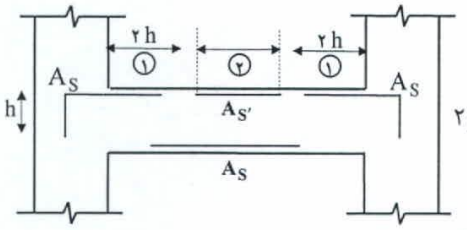
www.CivilHouse.ir

پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران www.icivil.ir

نکته: (در تکیه‌گاه‌ها) $A_{S'} \geq \frac{A_S}{۳}$ یا $\rho' \geq \frac{\rho}{۳}$

نکته: $A_{S۳}$ و $A_{S۴}$ بایستی در سرتاسر طول تیر ادامه داشته باشند.

*توجه: ناحیه۲، ناحیه‌ای است که نیاز به آرماتور فشاری($A_{S'}$) داریم.



$S \leq \frac{d}{۲}$:در سایرنواحی تیر به جز نواحی ۱ و۲

درنواحی ۱ و ۲ تیر: $\begin{cases} S \leq Min(\frac{d}{۴}, ۸\Phi_۱, ۲۴\Phi_۲, ۳۰^{cm}) \\ \Phi \geq ۶mm, \quad \text{فاصله اولین خاموت از تکیه‌گاه} \leq ۵^{cm} \end{cases}$

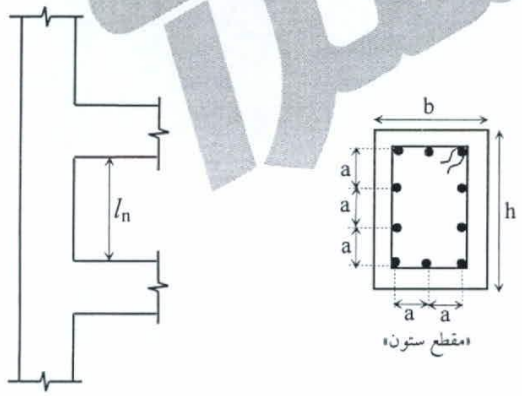
S: فاصله بین خاموت‌های تیر.

$\Phi_۱$: قطر آرماتور طولی.

$\Phi_۲$: قطر خاموت.

ب) ستون‌ها

نکته: $a \leq ۲۰^{cm}$ (از مرکز تا مرکز)



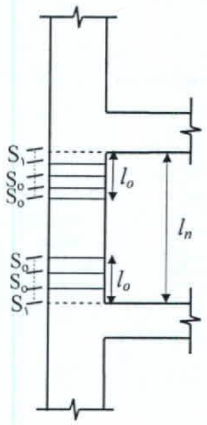
«مقطع ستون»

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

$\begin{cases} \frac{b}{h} \geq ۰/۳ \\ b \geq ۲۵^{cm} \\ \frac{l_n}{b} \leq ۲۵ \end{cases}$

$\rho = \frac{A_S}{b \times h}$ $۰/۰۱ \leq \rho \leq ۰/۰۶$ (درتمام مقاطع ستون حتی در وصله‌ها)

اگر: $f_y = ۴۰۰ N/mm^۲ \Rightarrow \begin{cases} ۰/۰۱ \leq \rho \leq ۰/۰۴۵ & \text{(به جز در محل وصله‌ها)} \\ ۰/۰۱ \leq \rho \leq ۰/۰۶ & \text{(در محل وصله‌ها)} \end{cases}$ نکته



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

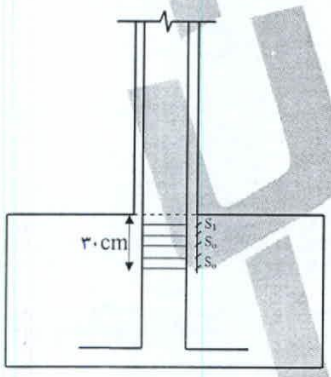
$$S_o \le \text{Min}\begin{cases}8\Phi \rightarrow \text{قطر آرماتور ستون}\\ 24\Phi \rightarrow \text{قطر خاموت}\\ \frac{b}{2} \rightarrow \text{بعد کوچکترستون}\\ 25\,cm\end{cases}$$

نکته: $\Phi \ge 8\,mm$

نکته: $S_1 \le \frac{S_o}{2}$

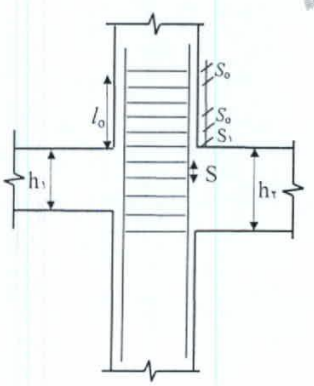
نکته: در ستون‌هایی که در زیر و روی دیوار بتن آرمه قرار دارند، بایستی در سرتاسر طول خود و همچنین در طول مهاری خود در داخل دیوار، از خاموت‌هایی با فاصله S_o استفاده شود.

همچنین در محل اتصال ستون به فونداسیون نیز داریم:



Civil HouseIR

پ) اتصالات تیر به ستون



$$A_V = 0/35\,\frac{b \times S}{f_y}$$

$S \le 1/5 S_o \rightarrow (l_o$ فاصله خاموت‌ها در ناحیه $: S_o)$

$$(A_V)_{h_2} \ge \frac{2}{3}(A_V)_{l_o}$$

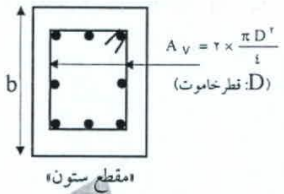
سطح مقطع کلیه خاموت‌های $\frac{3}{2}$ در ناحیه $l_o \ge$ سطح مقطع کلیه خاموت‌های h_2:

پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران www.icivil.ir

یعنی در ناحیه h_2

h_2 = Max (h_1 و h_2) = طول خاموت‌گذاری شده

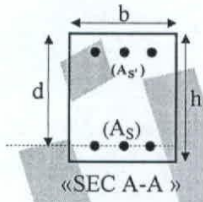
b { ضلع بزرگتر ستون در مقاطع مستطیلی. / قطر دایره در مقاطع دایروی.

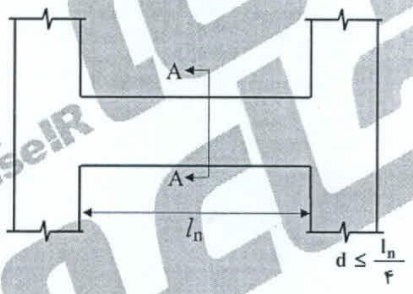


«مقطع ستون»

سازه‌های با شکل‌پذیری زیاد

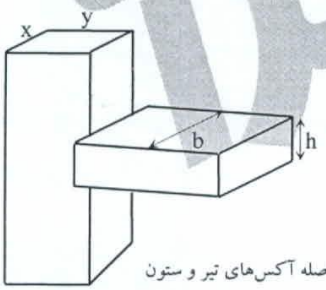
الف) تیرها



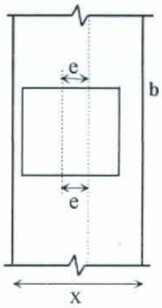


$d \le \frac{l_n}{4}$

$b \ge Max(0/3h, 25^{cm})$



$e \le \frac{x}{4}$:فاصله آکس‌های تیر و ستون

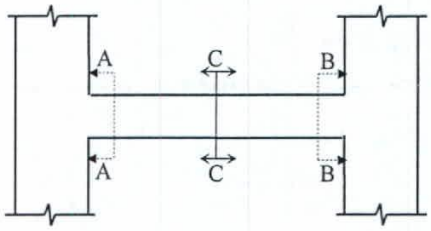


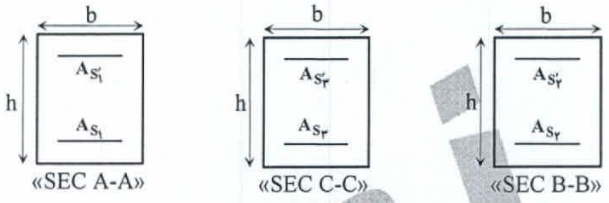
$b \le Min \begin{cases} x + 0/75h \\ x + 0/25y \end{cases}$

$$\begin{cases} \rho = \frac{A_S}{b \times d} & Max(\frac{0/25\sqrt{f'_C}}{f_y}, \frac{1/4}{f_y}) \le \rho \le 0/025 \\ \rho' = \frac{A_{S'}}{b \times d} & \rho' \ge Max(\frac{/25\sqrt{f'_C}}{f_y}, \frac{0/4}{f_y}) \end{cases}$$

نکته: حداقل آرماتورهای سرتاسری در طول تیر ⇐ ۲Φ۱۲ در بالا و پایین

پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران www.icivil.ir

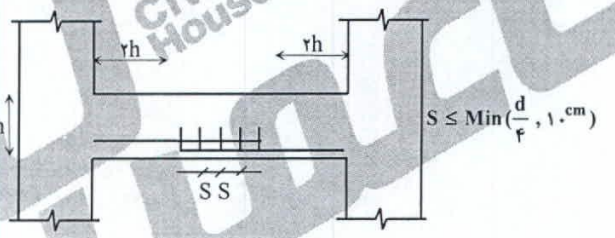




$$\begin{cases} A_{S'_1} \geq \frac{A_{S_1}}{2} \\ A_{S'_2} \geq \frac{A_{S_2}}{2} \end{cases}$$

$$A_{s3} \, , \, A'_{s3} \geq \frac{Max(A_{s1} \, , \, A'_{s1}, A_{s2} \, , \, A'_{s2})}{4}$$

وصله آرماتورهای خمشی در تیرها:

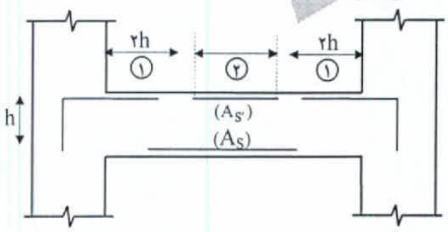


Civil HouseIR

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

نکته: در نواحی به طول 2h از ۲ انتهای تیر و در اتصالات تیر به ستون استفاده از وصله ممنوع است.

خاموت‌گذاری تیرها:



ناحیه۲: ناحیه‌ای که نیاز به ($A_{S'}$) آرماتور فشاری داریم.

S: فاصله بین خاموت‌ها.

Φ_1: قطر آرماتور طولی

Φ_2: قطر خاموت

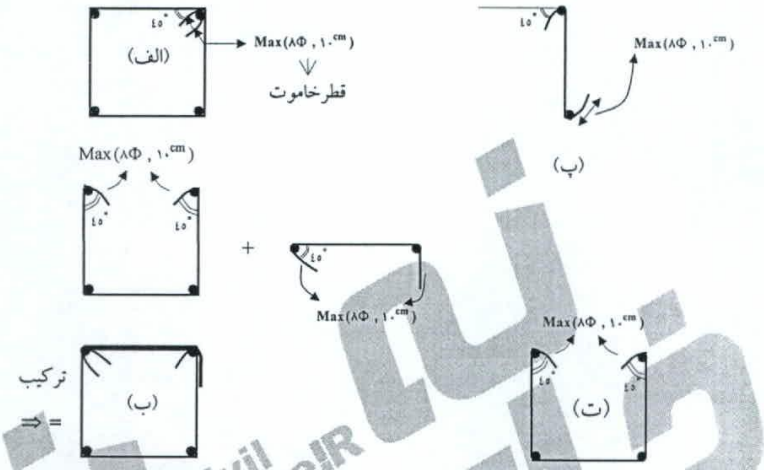
در نواحی ۱ و ۲ تیر: $\begin{cases} S \leq Min(\frac{d}{4} \, , 8\Phi_1 \, , 24\Phi_2 \, , 30^{cm}) \\ \phi \geq 8^{mm} \end{cases}$

فاصله اولین خاموت از تکیه‌گاه $\leq$ ۵ cm

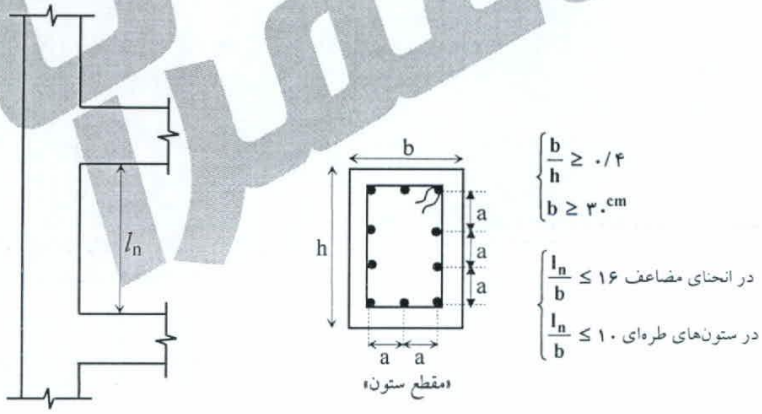
در سایر نواحی به جز نواحی ۱ و۲ : $S \leq \frac{d}{2}$

پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران www.icivil.ir

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



ستون‌ها:



$$\begin{cases} \frac{b}{h} \geq ۰/۴ \\ b \geq ۳۰^{cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \frac{l_n}{b} \leq ۱۶ & \text{در انحنای مضاعف} \\ \frac{l_n}{b} \leq ۱۰ & \text{در ستون‌های طره‌ای} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{A_S}{b \times h} \qquad ۰/۰۱ \leq \rho \leq ۰/۰۶ \quad \text{(حتی درمحل وصله‌ها)}$$

نکته: اگر $f_y = ۴۰۰ N/mm^۲$ $\Rightarrow$ $\begin{cases} ۰/۰۱ \leq \rho \leq ۰/۰۴۵ & \text{(به جز در وصله‌ها)} \\ ۰/۰۱ \leq \rho \leq ۰/۰۶ & \text{(در محل وصله‌ها)} \end{cases}$

نکته (از مرکز تا مرکز) $a \leq ۲۰\ cm$

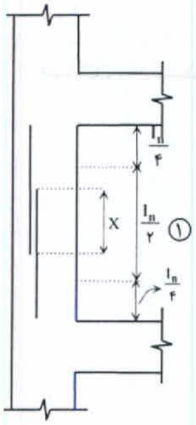
پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران www.icivil.ir

وصله آرماتورهای طولی ستون:

اگر وصله در ناحیه۱ اجرا گردد:

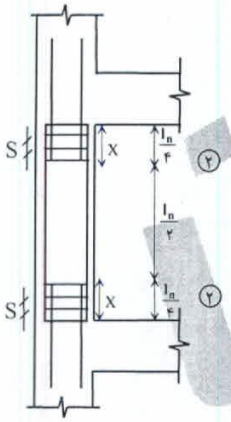
طول وصله کششی ≥ x

که طول وصله در کشش از فرمول‌های مربوطه درهمین جزوه بدست می‌آید.



اگرمحل وصله درناحیه ۲ باشد و بیشتر از۵۰٪ آرماتورهای طولی ستون در یک مقطع وصله شوند:

طول وصله کششی × ۱/۳ ≥ x



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

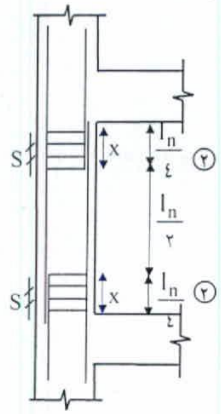
مقدار S (فاصله بین خاموت‌های در سرتاسر طول وصله) کمترین مقدار بدست آمده از۲ رابطه زیر است.

$$\begin{cases} A_{Sh} = ۰/۳(S.h_C \frac{f'_C}{f_{yh}})(\frac{A_y}{A_{Ch}} - ۱) \\ A_{Sh} = ۰/۰۹S.h_C.\frac{f'_C}{f_{yh}} \end{cases}$$

اگرمحل‌وصله درناحیه۲ باشد و بیشتراز۵۰٪آرماتورهای‌طولی‌ستون‌دریک مقطع وصله‌شوند، طول‌وصله‌کششی ≥ x

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

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



$$\begin{cases} A_{Sh} = ۰/۳(S.h_C \frac{f'_C}{f_{yh}})(\frac{A_g}{A_{Ch}} - ۱) \\ A_{Sh} = ۰/۰۹S.h_C.\frac{f'_C}{f_{yh}} \end{cases}$$

پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران www.icivil.ir

f'_{yh}: تنش حد تسلیم خاموت‌ها

f'_C: مقاومت فشاری بتن

$b \times h = Ag$ سطح مقطع ستون

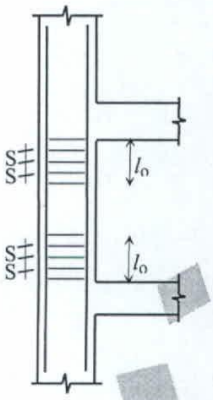
A_{ch}: مساحت پشت تا پشت خاموت

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

نکته: مقدار A_{Sh} درهر ۲ امتداد بُعد ستون بایستی محاسبه گردد.

خاموت‌گذاری ستون‌ها

الف) در ناحیه l_o



$$l_o = \text{Max}\begin{cases}\frac{l_n}{6}\\ h \text{ یا } D\\ 45\text{cm}\end{cases}$$

h: بُعد بزرگتر در ستون مستطیلی

D: قطر ستون‌های دایره‌ای

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

A_C: مساحت مقطع بتنی از پشت تا پشت مارپیچ‌ها

نکته: مقدار A_{Sh} درهر ۲ امتداد بُعد ستون بایستی محاسبه گردد.

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

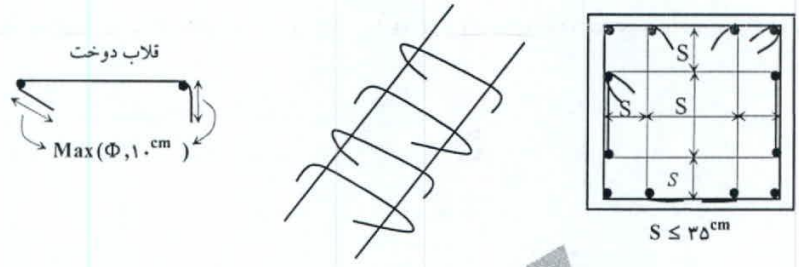
$$S \text{ کوچکتر} \leq \text{Min}\begin{cases}b/4\\ 8\Phi\\ 12/5\text{cm}\end{cases}$$

b: بعد کوچکتر ستون مستطیلی

Φ: قطر آرماتور طولی ستون

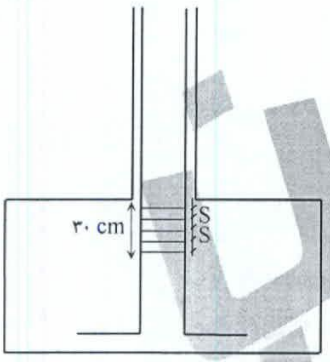
نکته: می‌توان در نواحی l_o نیز حتی به جای استفاده از خاموت بسته از قلاب‌های دوخت مطابق شکل زیر استفاده کرد.به شرطی که جهت قرارگیری این قلاب دوخت در امتداد یک میلگرد طولی ستون یکی در میان عوض شود.

پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران www.icivil.ir

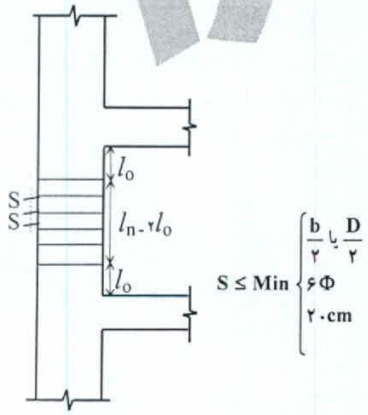


نکته: در ستون‌های بالا و پایین دیوار بتن آرمه بایستی در سرتاسر طول ستون و همچنین در طول مهاری آرماتورهای طولی ستون در داخل دیوار، از خاموت‌هایی با فاصله S گفته شده از نکته بالای صفحه استفاده نمود.

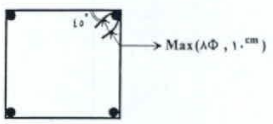
در محل اتصال ستون به فونداسیون داریم:
مقدار S در این حالت نیز مقدار S گفته شده از نکته بالای صفحه می‌باشد.



خاموت‌گذاری ستون در ناحیه$(l_n - 2l_o)$
$\phi \geq 8^{mm}$ قطر مارپیچ یا خاموت، مطابق شکل

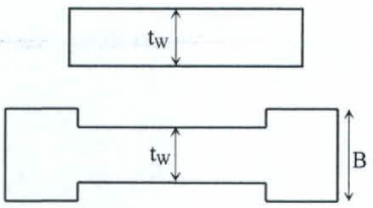


$$S \leq Min \begin{cases} \frac{b}{2} \text{ یا } \frac{D}{2} \\ 6\Phi \\ 20cm \end{cases}$$

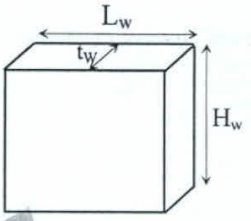


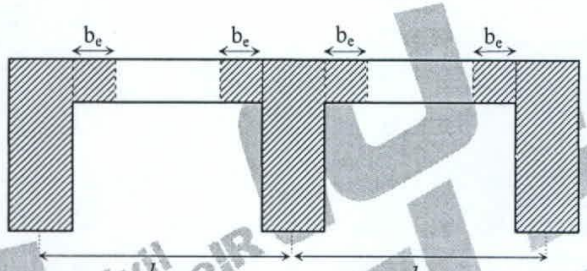
b: بعد کوچکتر ستون مستطیلی
D: قطر ستون دایره‌ای

دیوارها و دیافراگم‌ها:



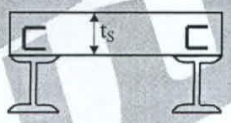
«مقطع دیوار برشی با اجزای لبه‌ای»



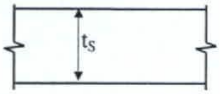


«مقطع دیوارهای بالدار (Tشکل و U شکل)»

عرض مؤثر بال: $b_e \le \text{Min}\left(\frac{l_o}{۲}, \frac{H}{۱۰}\right)$



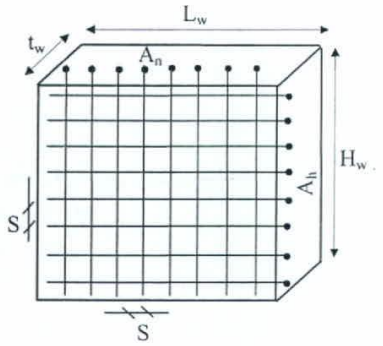
«دال بتن آرمه روی تیر فولادی»
(Composite)



«مقطع دال بتن آرمه بعنوان دیافراگم»
$t_S \ge ۵^{cm}$

درصد آرماتور برشی قائم $\begin{cases} \rho_n = \frac{A_n}{t_w . L_w} \le ۰/۰۴ \\ \rho_n = \frac{A_n}{t_w . L_w} \ge ۰/۰۰۲۵ \end{cases}$

درصد آرماتور برشی افقی $\rho_h = \frac{A_h}{t_w . H_w} \ge ۰/۰۰۲۵$



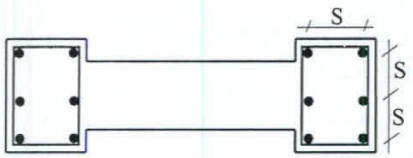
اگر: ✍نکته $\begin{cases} \Phi \le 16_{mm} \ , f_y \ge 400\ N/mm^2 \Rightarrow \{\rho_h \ge 0/0012 \\ \Phi > 16_{mm} \ \text{یا} \ f_y \ge 400\ N/mm^2 \Rightarrow \begin{cases} \rho_n \ge 0/0015 \\ \rho_h \ge 0/0025 \end{cases} \end{cases}$ $V_u < 0/06\, t_w L_w \sqrt{f'_C} \Rightarrow$

V_u: نیروی برشی نهایی

Φ: قطر آرماتور افقی یا قائم

«در دیوار با مقطع یکنواخت»

(فاصله مرکز تا مرکز، آرماتورهای افقی و قائم)



✍نکته: $S \le 35^{cm}$

در دیوار برشی با اجزای لبه‌ای: $S \le 20^{cm}$

✍نکته: اگر $V_u > 0/12 t_w L_w \sqrt{f'_C} \Leftarrow$ استفاده اجباری از دو شبکه میلگرد در مقطع دیوار برشی

✍نکته: طول مهاری و طول وصله در دیوارها و دیافراگم‌های سازه‌های با شکل‌پذیری زیاد، مانند طول مهاری در اتصالات تیر به ستون که در قسمت بعدی همین جزوه آورده شده است، محاسبه می‌گردد.

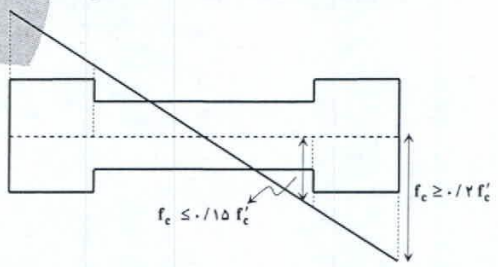
✍نکته: اگر $f_C = \dfrac{N_u}{t_w \times L_w} + \dfrac{M_u}{t_w \times \frac{L_w^2}{6}} > 0/2 f'_C \Leftarrow$ استفاده اجباری از اجزای لبه‌ای یا خاموت‌گذاری ویژه در تمام طول دیوار

f_c: تنش فشاری در دورترین تار فشاری مقطع

f'_c: مقاومت مشخصه بتن (N/mm^2)

✍نکته: استفاده از جزء لبه در ناحیه زیر الزامی است.

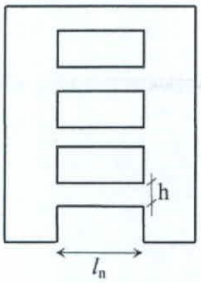
طول جزء لبه بدست می‌آید $\Rightarrow 0/2 f'_c < f_c < 0/15 f'_c$



«دیاگرام توزیع تنش در مقطع دیوار»

✍نکته: 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 l_o از بالا و پایین ستون را داشته باشد.

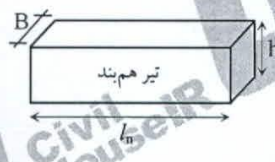
پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران www.icivil.ir



اگر: $V_u < ۰/۲۴ t_w L_w \sqrt{f'_c}$ یا $\frac{l_n}{h} > ۳$ ⇒ استفاده از آرماتور قطری الزامی نیست.

اگر: $V_u > ۰/۲۴ t_w L_w \sqrt{f'_c}$ و $\frac{l_n}{h} < ۳$ ⇒ استفاده از آرماتورهای قطری مطابق زیر اجباری است.

دیوارهای هم‌بسته و تیرهای هم‌بند:



$B \geq ۲۰^{cm}$

A_{Vd}: سطح مقطع آرماتور قطری درهر یک از شاخه‌های ضربدری $A_{Vd} = \frac{V_u}{۲ Sin\alpha f_y}$

V_u: نیروی برشی نهایی

α: زاویه بین آرماتور قطری با محور طولی تیر

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

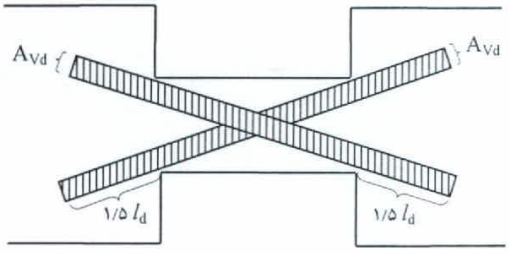
نکته: این آرماتورهای قطری بایستی به صورت ضربدری و متقارن در سر تا سر طول تیر هم‌بند ادامه یافته و انتهای آنها به طولی معادل ۱/۵ برابر طول مهاری خود در داخل دیوارهای دو طرف تیر هم‌بند ختم شوند.

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

$\phi \geq ۸^{mm}$ قطر خاموت یا مارپیچ

Φ: قطر آرماتورهای قطری(به دست آمده ازA_{Vd})

ϕ: قطر خاموت یا مارپیچ



$S \leq Min \begin{cases} ۸\Phi \\ ۲۴\phi \\ ۱۲/۵cm \end{cases}$ فاصله خاموت‌ها یا گام مارپیچ‌ها

پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران www.icivil.ir

شناژ باسکولی

هنگامی که یک فونداسیون تک خارجی تحت بار برون محور ستون روی خود قرار می‌گیرد، این برون محوری، تنش فشاریِ 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.

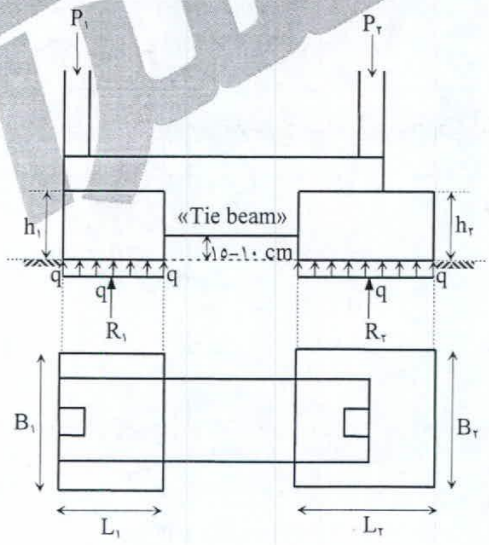
نکته: در این مبحث نیز همانطور که در مبحث فونداسیون‌های مرکب گفته شد، ابعاد هر دو فونداسیون داخلی و خارجی باید طوری انتخاب شوند که اولاً تنش در زیر هر دوی آنها به صورت یکنواخت توزیع گردد و ثانیاً شدت تنش در زیر هر دوی آنها برابر با یکدیگر باشد.

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 می نمایند.

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 انکه نکته بالا را بتوان رعایت و اجرا نمود، بایستی ارتفاع شناژ باسکولی از ارتفاع فونداسیون کناری بیشتر باشد.



پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران www.icivil.ir

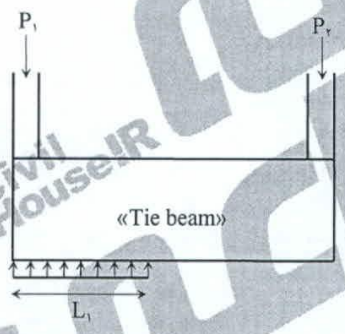
فرضیات طراحی:

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.

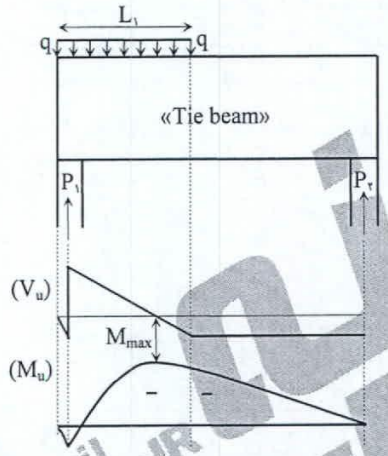
مقدار نیروی برشی نیز در بر ستون خارجی حداکثر می‌باشد که در این ناحیه بایستی از خاموت محاسباتی استفاده شود و در سایر نواحی از طول باقیمانده شناژ باسکولی نیز از خاموتهای حداقل استفاده می‌شود.

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 $\frac{d}{2}$ از بر 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.



Civil HouseIR

پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران www.icivil.ir

فصل دوم- مصالح ساختمانی

نشریه ۵۵ سازمان برنامه و بودجه

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

فصل سوم- خاک‌برداری و خاک‌ریزی

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

پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران www.icivil.ir

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
مخلوط‌کن‌ها و جدول مدت زمان اختلاط (۹۰ دقیقه) ۵-۲۲
اختلاط مجدد بتن ۵-۲۵
تراک میکسر و کامیون با جام دورا ۵-۲۶
روش‌های حمل بتن ۵-۲۸
جدول، مربوط به پمپ بنزین ۵-۳۰
سایر مشخصه‌های مهم مربوط به حداکثر نسبت $\frac{w}{C}$ و اسلامپ در بتن پمپ شده ۵-۳۱
استفاده از باکت یا جام(ارتفاع حداقل ۶۰ سانتی‌متر) ۵-۳۵
تسمه نقاله، اسلامپ بتن(۶/۵ تا ۷/۵سانتی‌متر) ۵-۳۶
بتن‌ریزی دیوار، ستون و تیرهای اصلی، حداکثر ارتفاع سقوط آزاد بتن‌ریزی (۰/۹ تا ۱/۲ متر) ۵-۳۷
راه‌های جلوگیری از آب انداختن بتن(بالای صفحه) ۵-۳۸
بتن‌ریزی‌درسطح‌های‌شیب‌دار،(به‌هرحال‌تعبیه‌قالب‌برای‌سطح‌فوقانی‌با شیب‌بیشتر از ′۴۵ (۱:۱) الزامی است، مهم) ۵-۳۸
جدول، حداکثر ضخامت مراحل و لایه‌های بتن‌ریزی ۵-۴۰
آثار هوای گرم بر بتن(۷ مورد) ۵-۴۰
درجه حرارت سیمان هنگام اختلاط از ۷۷درجه سانتی‌گراد تجاوز ننماید ۵-۴۱
۸ مورد نکته‌های بتن‌ریزی در هوای گرم (موارد ۱ و ۲ بسیار مهم) ۵-۴۲
بتن‌ریزی در هوای سرد(ب) ولی به هرحال این دما نبایداز ۵ درجه سانتی‌گراد کمتر شود(حداقل مجاز) ۵-۴۳
نکات مربوط به ویبراتور و ویبره‌زن و (جدول ص۵-۴۸) ۵-۴۷
بتن مگر، حداقل ۷ سانتی‌متر ۵-۵۹
بتن با حباب هوا ۵-۶۱
بتن ساخته شده از سیمان با مقاومت زودرس(۳توصیه گفته شده) ۵-۶۳
در دمای کمتر از ۵-درجه سیلسیوس خم کردن میلگردها مجاز نیست (پایین صفحه) ۵-۷۳
(الف تا ت) مربوط به وصله آرماتورها ۵-۷۶
(الف و ب) مربوط به جوشکاری آرماتورها ۵-۷۶
رواداری‌های میلگردگذاری ۵-۷۹

فصل ششم- قالب بندی

عنوان — شماره صفحه

چوب، اعدد ۳ و ۲/۵ و ۱۰ و ۸ سانتی‌متر مربوط به شمع و تخته و چهارتراش ۶-۲
رواداری‌های قالب‌بندی ۶-۵
ت؛ ابعاد خارجی لوله‌ها نبایداز $\frac{۱}{۳}$ کل ضخامت داله، دیوار وتیری که در آن دفن می‌شود، بزرگتر باشد.(وفاصله مراکز آنها نباید از سه برابر قطر یا عرض‌شان کمتر باشد.) ۶-۹
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 هرماه با بتن داخل دال ریخته شود) ۶-۹

پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران www.icivil.ir

فصل هفتم- کارهای فلزی

عنوان — شماره صفحه

بکارگیری روش‌های گرم کردن موضعی برای ایجاد انحنا یا از بین بردن آن(۵۶۵ و ۶۵۰درجه 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 با شعله) ۷-۲

پیچ‌های پرمقاومت؛ بطورکلی سوراخ کردن ورق‌های ضخیم‌تر از ۱۲میلی‌متر و یا ورق‌های ساخته شده از فولاد مخصوص قوی و سخت باید توسط مته صورت گیرد ۷-۳

آخرین خط؛ نباید از واشرهای پرکننده و یا هر نوع مصالح فشاربذیر دیگر مابین آنها استفاده شود ۷-۳

اگرسوراخ‌های 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 درتماس 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، اعدد۱/۵ و ۶ میلی‌متر(مهم) ۷-۱۳

درخاتمه کار باید انتهای پیچ به اندازه حداقل ۴ دنده از مهره بیرون باشد ۷-۱۴

بطورکلی جوشکاری در دماهای زیر صفردرجه سیلسیوس بویژه در جریان باد ممنوع است(دردماهای پایین‌تر از منهای۱۸درجه سانتی‌گراد جوشکاری مطلقاً ممنوع است) ۷-۱۵

چنانچه جوشکاری در بیش از یک گذر(پاس) انجام شود، قبل از برداشتن‌گل هر پاس، نباید پاس بعدی جوش اجراشود(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 قرارگرفتن لولاها متناسب با ارتفاع درب و پنجره ۷-۲۰

اعضای عمودی چهارچوب درها باید دارای ۴ تا ۶ شاخک باشند (بسته به ارتفاع آنها و برش با زاویه ۴۵ درجه، فارسی‌بر) ۷-۲۱

فصل هشتم- عایقکاری

عنوان — شماره صفحه

بند۸-۱-۲-۱ تعریف نم‌بندی ۸-۱

بند۸-۱-۲-۲ تعریف آب‌بندی ۸-۲

بند۸-۱-۴-۱ عایقکاری رطوبتی بام تخت(با شیب تا۶:۱)، تراس و بالکن‌ها ۸-۲

عایقکاری به هنگام بارندگی مجاز نیست، آخرصفحه ۸-۲

عایقکاری در دمای کمتر از ۴+ درجه سیلسیوس نباید انجام شود(خط ششم از بالای صفحه) ۸-۳

تبرهای مورد مصرف را نباید بیش از ۱۷۷+ درجه گرم کرد(خط هفتم از بالای صفحه) ۸-۳

مقدار Over Lap لایه‌های قیرگونی (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 وگونی تماس پیدا کند(خط سوم از پایین صفحه) ۸-۳

ترتیب عایقکاری بام‌های تخت، تراس‌ها و بالکن‌ها(بندهای۲ و۴ و۷ و۱۰) ۸-۴

عایقکاری رطوبتی کف‌ها(قسمت الف)؛ ارتفاع حدود۲۵ تا ۳۰ سانتی‌متر لاشه‌سنگ یا قلوه‌سنگ ۸-۸

آسفالت‌ماستیک یا ماستیک‌قیری اگربه عنوان کف‌پوش بکار رود، دیگر نیازی به نم‌بندی‌کف 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 باشندتاازلغزش آنها جلوگیری شود(خط آخرپاراگراف بالایی) ۸-۱۱

عایقکاری رطوبتی دیوار زیرزمین؛ترتیب عایقکاری قائم باید از بالا به پایین باشد(خط هفتم از پاراگراف دوم) ۸-۱۱

دو روش متداول برای عایقکاری دیوار زیرزمین ۸-۱۱

آزمایش عایقکاری بند ۸-۱-۵(خیلی مهم) ۸-۱۴

حفظ و مراقبت عایق‌های رطوبتی، بند ۸-۱-۶(مهم)، بخصوص بندهای۸-۱-۶-۱ ۸-۱۵

پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران www.icivil.ir

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

عنوان شماره صفحه
تعریف ملات هوایی بند۹-۱-۳-۱ و انواع آن ۹-۱
تعریف ملات آبی بند۹-۱-۳-۲ 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)درملات‌گچی باعث ایجاد آلونک در اندودگچی می‌شود ۹-۶
مصرف ملات گچ و خاک در طاق‌زنی و تیغه‌سازی 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 درنقاطی که رطوبت نسبی هوا از ۶۰٪ تجاوز می‌کند، مصرف کرد ۹-۷
هنگام نشست نامتعادل، کارهای پُرسیمان 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 سیمن پوزولانی وآهک- پوزولانی؛ این ملات‌ها در برابر جمله مواد شیمیایی بخصوص‌سولفات‌ها پایدارهستند، 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 ۵سیلی‌متر، جدول صفحه ۱۶-۹ 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؛ مصف 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
بند۱۰-۱-۳-۳ درجه حرارت محیط ۱۰-۲
اجرای‌عملیات بنایی در محیطی که درجه‌حرارت آن کمتر از۵ درجه‌سانتی‌گراد باشد، به هیچ وجه مجاز نمی‌باشد(مهم) بند ۱۰-۱-۳-۴ (ملات مصرفی) ۱۰-۳
درصورت 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 بندهای پ و ث و ج ۱۰-۴
بند۱۰-۱-۳-۹، بنایی خشکه‌چین (درخشکه‌چینی فاصله بندها نباید از ۳۰ میلی‌متر و در سطوح نما از ۲۵یلی‌متر تجاوز کند) ۱۰-۵
بند۱۰-۱-۳-۱۱، 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 ماسه‌سیمان 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 سطح‌الارضی و عمق نفوذ یخبندان دارد ۱۰-۱۰
بند۱۰-۲-۳-۲، دیوارچینی(بندالف، ضخامت این بندها نبایدکمتر از۱۰میلی‌مترو بیشتر از ۱۲ میلی‌متر باشد ۱۰-۱۰
بند۱-۲-۳-۲، دیوارچینی(بندب، آجرها بایستی قبل از اجرای آجرچینی به مدت ۶۰ دقیقه زنجاب شود) ۱۰-۱۰

پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران www.icivil.ir

بندپ-۱) دیوارهای داخلی باربر، عیار ملات ماسه سیمان، $\frac{۱}{۶}$ و حداقل ضخامت دیوار ۲۰ سانتی‌متر است ۱۰-۱۰

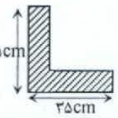
بندپ-۲) دیوارهای داخلی غیرباربر(تیغه‌ها)، ضخامت دیوارها و طرح اختلاط ملات‌ها ۱۰-۱۱

بندپ-۳) عرض کُرسی‌چینی باید حداقل نیم‌آجر از دیوار بالای آن بیشتر اختیار باشد ۱۰-۱۱

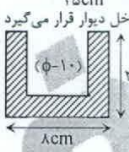
بندت- بکار بردن ملات با عیار زیاد لزوماً نقش کلیدی در افزایش مقاومت آجرکاری ندارد همراه با مثال ۱۰-۱۱

دیوار چینی باید بصورت یکنواخت در ارتفاع صورت گیرد و نباید اختلاف ارتفاع دیوارچینی در یک قسمت ساختمان بسیار بلند نسبت به قسمت‌های دیگر از۱ متر تجاوز نماید ۱۰-۱۱

بندج- تعریف ضریب لاغری دیوار و حداکثر ضریب لاغری دیوارهای آجری با ملات ماسه سیمان۱۸ و حداکثر ضریب لاغری دیوارهای آجری با ملات ماسه آهک ۱۲ می‌باشد ۱۰-۱۲

اتصال دیوار با ستون فلزی 

به ستون جوش می‌خورد
در هر متر ارتفاع دیوار ۱۰-۱۲

اتصال دیوار با ستون بتنی 

درهر ۵۰سانتی‌متر(۰/۵متر)ارتفاع دیوار ۱۰-۱۲

بند خ- حداقل طول گیرداری نعلی درکارگاه‌ها ۲۵ سانتی‌متر است ۱۰-۱۳

درصورتی که عرض دیوار از نیم‌آجر بیشتر باشد، نعل درگاه از دو تیرآهن موازی ساخته می‌شود که درهر 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 ۱۰-۱۳

دیوارچینی دو جداره (بخصوص بند ب) ۱۰-۱۴

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 ۱، ۲ و ۹ نباشد، می‌توان ضخامت دیوار داخلی را تا ۷/۵ سانتی‌متر کاهش داد.

بند۱۰-۴-۲ سقف طاق غربی؛ ضخامت طاق غربی معمولاً نیم‌آجر است(با ملات گچ)، خیز طاق در هر دهانه حداکثر ۴ سانتی‌متر است. ۱۰-۲۰

بند۱۰-۴-۵-۱ تیرچه‌ها ۱۰-۲۲

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

بند۱۰-۴-۵-۳،بتن پوشش؛ حداقل ضخامت ۵ سانتی‌متر و حداقل رو بتن=C_{25} است ۱۰-۲۳

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

مقدار خیزمنفی به ازاء هر متر طول دهانه۲ میلی‌متر.

فصل یازدهم- نماسازی

عنوان — شماره صفحه

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

حداقل ارتفاع سنگ در نما۲۰ سانتی‌متر است.

سنگ بادبُر: حداقل‌عرض‌سنگ‌ها ۲۰سانتی‌متر، حداقل‌ارتفاع آنها ۱۵سانتی‌متر،حداکثربارسنگ‌درنما۴سانتی‌متر ۱۱-۳

سنگ بادبُر سرتراش: حداکثربارسنگ۱/۵سانتی‌متر، حداقل ارتفاع ۱۸سانتی‌متر ۱۱-۳

حداقل ضخامت سنگ پلاک۲ سانتی‌متر است.(حداکثر مساحت سنگ پلاک ۱۸۰۰سانتی‌مترمربع است) ۱۱-۴

انحراف نما از امتداد قائم برای هر طبقه به ارتفاع ۳ مترنباید از ۶ میلی‌متر تجاوز کند.(انحراف‌درامتداد قائم درکل ارتفاع نباید از ۳۰ میلی‌متر بیشتر باشد) ۱۱-۶

درنماهای 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 ۱۱-۷

چنانچه آجرهای نما پس از اجرای قسمت‌های بار برچیده شوند باید برای تأمین پیوستگی نما و قسمت‌های باربر از اتصالات فلزی استفاده شود. بند۱۱-۲-۲-۶ مقابله با آلونک و سفیدک در نمای آجری ۱۱-۸

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

پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران www.icivil.ir

دیوار برشی

در طراحی یک دیوار برشی باید داشته باشیم: $V_u \leq V_r$

$V_r = V_C + V_S$

مقدار V_u برش در مقطع بحرانی است که محل مقطع بحرانی برای برش به فاصله $\text{Min}(\frac{h_w}{2}, \frac{l_w}{2})$ 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 می‌آید.

$$V_C = 0.2\phi_c \sqrt{f'_C}\, h\, d$$

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

$$V_C = \text{Min}\begin{cases} 0.198\sqrt{f'_C}\, h\, d + \dfrac{N_u\, d}{5 l_w} \\ 0.36\sqrt{f'_C}\, h\, d + \dfrac{l_w (0.072\sqrt{f'_C} + 0.15\dfrac{N_u}{l_w h}) h\, d}{(\dfrac{M_u}{V_u} - \dfrac{l_w}{2})} \end{cases}$$

N_u: نیروی محوری — h: ضخامت دیوار برشی

V_u: نیروی برشی — l_w: طول دیوار برشی

M_u: لنگر خمشی — h_w: ارتفاع دیوار برشی

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

نکته: در صورتی که مقدار $\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}$ منفی شود، دیگر نیازی به محاسبه رابطه مربوطه (رابطه پایین در فرمول‌های دوگانه بالا) نمی‌باشد و فقط کافیست رابطه بالایی را در فرمول‌های دوگانه فوق در نظر بگیریم.

مقدار V_S نیروی برش مقاوم آرماتور برشی به تنهایی است که از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$V_S = 0.85 A_V f_y \frac{d}{S}$$

در رابطه فوق منظور از A_V سطح مقطع آرماتور برشی در امتداد برش و منظور از S، فاصله بین این آرماتورهاست.

نکته: طبق آیین‌نامه 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 نمی‌شوند و فقط آرماتورهای در امتداد طول دیوار در محاسبات تحمل برش وارد می‌شوند.

به عبارت دیگر ما برای تحمل نیروی برشیِ سهم آرماتورهای برشی (V_S) فقط از آرماتور برشی موازی با امتداد نیروی برشی استفاده می‌نماییم و از آرماتورهای عمود بر امتداد نیروی برشی استفاده نمی‌نماییم.

بنابراین اگر سطح مقطع آرماتورهای برشی موازی با امتداد نیروی برشی را با A_h و سطح مقطع آرماتورهای عمود بر امتداد نیروی برشی را با A_n نشان دهیم، خواهیم داشت: $A_V = A_h$

پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران www.icivil.ir

بنابراین اگر فاصله بین آرماتورهای برشی موازی با امتداد نیروی برشی را S_2 و فاصله بین آرماتورهای عمود بر امتداد نیروی برشی را با S_1 نشان دهیم، خواهیم داشت: $S = S_2$

پس رابطه بالای صفحه به صورت زیر تبدیل خواهد شد: $V_S = 0/85 A_h f_y \frac{d}{S_2}$

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 $0/8\ l_w$ درنظر گرفت.

یعنی: $d = 0/8\ l_w$

محدودیت‌های آیین‌نامه‌ای مربوط به آرماتورهای دیوار برشی

ρ_n: درصد آرماتورهای برشی در امتداد عمود بر برش $\quad \rho_n = \frac{A_n}{h \times l_w}$

ρ_h: درصد آرماتورهای برشی در امتداد برش $\quad \rho_h = \frac{A_h}{h \times h_w}$

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

Ah: سطح مقطع تمام آرماتورهای برشی در امتداد برش.

$$\rho_{h(min)} = 0/0025 \Leftrightarrow \rho_h \geq 0/0025$$

$$\rho_{n(min)} = \text{Max}\begin{cases} 0/0025 \\ 0/0025 + 0/5\,(2/5 - \frac{h_w}{l_w})(\rho_h - 0/0025) \end{cases}$$

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

$$\begin{cases} S_{2max} = \text{Min}(3h, \frac{l_w}{5}, 35^{cm}) \\ S_{1max} = \text{Min}(3h, \frac{l_w}{3}, 35^{cm}) \end{cases}$$

S_2: فاصله آرماتورهای برشی در امتداد برش.

S_1: فاصله آرماتورهای برشی در امتداد عمود بر برش.

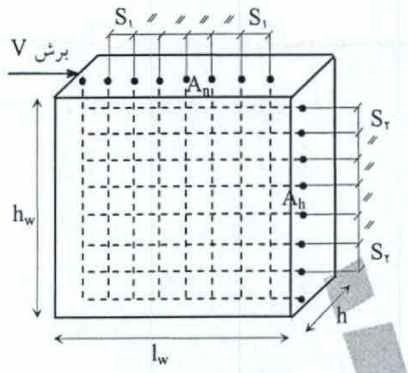
نکته: اگر $V_u > \frac{V_C}{2} \Leftrightarrow$ طراحی دیوار برشی برای برش وارده الزامی است. (و نتایج به دست آمده از طراحی- ρ_n، ρ_h، S_1 و S_2- بایستی با مقادیر حداقل، حداکثرهای آیین‌نامه‌ای مقایسه و کنترل گردد.

نکته: اگر $V_u < \frac{V_C}{2} \Leftrightarrow$ طراحی دیوار برشی برای برش وارده الزامی نیست. (و فقط از مقادیر حداقل- حداکثر آیین‌نامه‌ای برای - ρ_n، ρ_h، S_1 و S_2- استفاده می‌نماییم).

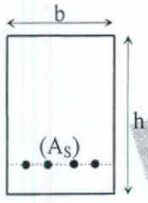
نکته: همواره بایستی داشته باشیم

$$\begin{cases} V_S \leq 4V_C \quad \Leftrightarrow V_r \leq 5V_C \\ \text{یا} \\ V_S \leq 4 \times 0/2\phi_c \sqrt{f'_C}\, hd \quad \Leftrightarrow V_r \leq 5 \times 0/2\phi_c \sqrt{f'_C}\, hd \end{cases}$$

پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران www.icivil.ir



مقاطع بتن آرمه



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

$$\rho_{min}=\frac{۱۴}{F_y}$$

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

$$\rho_b=۰/۸۵\,\beta_۱\,\frac{f'_c}{f_y}\times\frac{۶۰۰}{۶۰۰+f_y}$$

$۰/۸۵$ ضریب $\beta_۱ \le ۰/۶۵$

A_S: سطح مقطع تمام آرماتورهای کششی

b: عرض مقطع تیر

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

ρ: درصد فولاد کششی در تیر

ρ_{min}: حداقل درصد آرماتور کششی

ρ_{max}: حداکثر در صد آرماتور کششی

ρ_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

اگر
- $\rho < \rho_{Max} = \rho_b \Rightarrow$ مقطع کم‌فولاد
- $\rho > \rho_{Max} = \rho_b \Rightarrow$ مقطع پُرفولاد

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 وبرای ما در طراحی و اجرا مطلوب است.

پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران www.icivil.ir

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 وبرای ما در طراحی و اجرا مطلوب نیست.

نکته: حال اگر مقطعی پر فولاد شد، راه‌حل‌های 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)

نکته: برای افزایش شکل پذیری یک مقطع بتن آرمه، راه حل های زیر موجود است:

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

۲. استفاده از آرماتورهای فشاری در بتن ناحیه فشاری

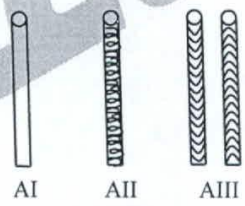
۳. افزایش مقاومت فشاری بتن (افزایش f'_c)

۴. افزایش تعداد خاموتها (کاهش فاصله بین خاموت‌ها)

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

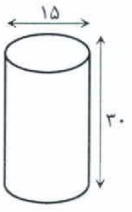
انواع آرماتور

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

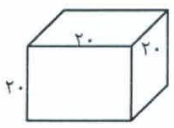


نکته: استفاده از آرماتور AI فقط به عنوان خاموت در سازه‌های با شکل‌پذیری کم یا متوسط کاربرد دارد (یعنی در سازه‌های با شکل‌پذیری زیاد حتی به عنوان خاموت نیز کاربرد ندارد.)

نمونه‌های آزمایشگاهی



استوانه استاندارد
(۱۵ × ۳۰)



مکعب استاندارد
(۲۰ × ۲۰ × ۲۰)

پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران www.icivil.ir

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

$$\text{مقاومت استوانه استاندارد } (۳۰\times ۱۵) = \frac{\text{مقاومت استوانه غیراستاندارد}}{\varphi}$$

ضریب φ مطابق زیر بدست می‌آید:

ابعاد استوانه غیراستاندارد: ۶۰ × ۳۰ | ۵۰ × ۲۵ | ۴۰ × ۲۰ | ۲۰ × ۱۰

ضریب φ : ۰/۹۱ | ۰/۹۵ | ۰/۹۷ | ۱/۰۲

مکعب غیراستاندارد به مکعب استاندارد از ضرایب زیر استفاده می‌نماییم:

$$\text{مقاومت مکعب استاندارد } (۲۰ \times ۲۰ \times ۲۰) = \frac{\text{مقاومت مکعب غیراستاندارد}}{\varphi}$$

ابعاد مکعب غیر استاندارد: ۳۰ × ۳۰ × ۳۰ | ۲۵×۲۵×۲۵ | ۱۵ ×۱۵ ×۱۵ | ۱۰×۱۰×۱۰

ضریبφ: ۰/۹ | ۰/۹۵ | ۱/۰۵ | 1/1

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

مقاومت فشاری مکعب استاندارد ≤ ۲۵ | ۳۵۰ | ۴۰۰ | ۴۵۰ | ۵۰۰ | ۵۵۰

$$\text{مقاومت فشاری استوانه استاندارد: } \frac{\text{مکعب استاندارد}}{۱/۲۵}$$

۳۰۰ | ۳۵۰ | ۴۰۰ | ۴۵۰ | ۵۰۰

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)
$C_{۲۵}$	۳۵۰	۵۳۰	۸۳۰
$C_{۲۰}$	۳۰۰	۵۳۰	۸۸۰
$C_{۱۶}$	۲۵۰	۵۳۰	۹۳۰
$C_{۱۲}$	۲۰۰	۵۳۰	۹۷۰
$C_{۱۰}$	۱۵۰	۵۳۰	۱۰۵۰

موارد کاربرد بتن های مختلف

انواع بتن	موارد کاربرد
$C_{۸۰}$	فقط بتن نظافت
$C_{۱۰۰}$	بتن نظافت + بتن غیرمسلح
$C_{۱۲۰}$	بتن غیرمسلح
$C_{۱۶۰}$	بتن‌آرمه (بتن مسلح)
$C_{۲۰۰}$	بتن‌آرمه (بتن مسلح)
$C_{۲۵۰}$ تا $C_{۵۰۰}$	بتن‌آرمه + بتن پیش‌تنیده

پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران www.icivil.ir

وسایل حمل و ریختن بتن

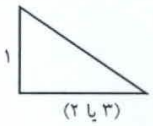
۱. کامیون مخلوط‌کن (تراک میکسر)

۲. استفاده از جرثقیل و جام (تاورکرین + 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)

نکته: در صورت استفاده از بند شماره (۴) بایستی شیب زیر رعایت گردد.



نکته: 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× ۱/۵ = فواصل فرورفتن ویبراتور در بتن

شعاع عملکرد مؤثر ویبراتور نیز از جدول زیر بدست می‌آید:

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

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

نکته: سرعت حرکت ویبراتور تقریباً بایستی ۸ cm/s (هشت سانتی‌متر بر ثانیه) باشد.

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

نکته: 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 درهوای 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 روبه 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 بتن ریزی را صادر کرد.

۴. با توجه به اینکه تا ۴۸ ساعت پس از بتن ریزی، یخ زدن بتن تازه خطرات زیادی را ایجاد می‌کند، از این رو باید به مدت حداقل ۴۸ ساعت بتن را تحت نظر قرار داشت.

پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران www.icivil.ir

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 حرارت زا و زودگیر است.
۷. درجه حرارت بتن در ۲۴ ساعت اول مراقبت از بتن نباید از ۵ درجه سانتی‌گراد کمتر باشد. (برای بتن‌های معمولی ولی برای بتن‌ریزی 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 می‌زند.

اسلامپ بتن

	حداقل اسلامپ(cm)	حداکثر اسلامپ(cm)
شالوده‌ها و پی دیوار بتن آرمه	۲/۵	۷/۵
تیرها و دیوارهای بتن آرمه	۲/۵	۱۰
ستون‌ها	۲/۵	۱۰
دال ها و پیاده‌روهای بتنی	۲/۵	۷/۵
بتن حجیم	۲/۵	۵

نکته: مهم‌ترین عامل در تعیین مقاومت فشاری بتن نسبت آب به سیمان در طراح اختلاط است. که حداقل آب به سیمان از جدول زیر بدست می‌آید.

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 سانتی‌گراد	بالاتر از ۱۰ درجه سانتی‌گراد
سیمان تیپ ۴ و پوزولانی	۶ روز	۴ روز
	۱۰ روز	۷ روز

پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران www.icivil.ir

حداقل زمان لازم برای قالب برداری:

		دمای مجاور سطح بتن (سانتی گراد)			
		۲۴ و بیشتر	۱۶	۸	۵
ستون و دیوار (برحسب ساعت)	قالب‌های قائم	۹ ساعت	۱۲ ساعت	۱۸ ساعت	۳۰ ساعت
دال (برحسب‌شبانه‌روز)	قالب زیرین	۳	۴	۶	۱۰
	شمع	۷	۱۰	۱۵	۲۵
تیر (برحسب‌شبانه‌روز)	قالب زیرین	۷	۱۰	۱۵	۲۵
	شمع	۱۰	۱۴	۲۱	۳۶

حداکثر قطر دانه شن

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

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

نکته: 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.

نکته: حداکثر زمان برای حمل بتن توسط تراک میکسر پس از اضافه شدن سیمان به جام مخلوط‌کن با احتساب زمان تخلیه بتن از ۹۰ دقیقه (یک‌ساعت و نیم) نباید تجاوز کند.

حداکثر ضخامت مراحل و لایه های بتن ریزی

	حداکثر ضخامت هر مرحله	حداکثر ضخامت هر لایه
دیوارها و پایه های حجیم	۳ متر	۰/۵ متر
ستون ها- پایه‌ها	۳ متر	۰/۳۵ متر
دال‌ها	کل ضخامت دال	۰/۳۵ متر

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

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

پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران www.icivil.ir

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 تیزگوشه (شکسته) اسلامپ بیش از ۱۳۰ میلی‌متر باعث جدا شدن اجزای بتن و انسداد لوله پمپ می‌گردد.

طراحی ستون‌های بتن‌آرمه

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

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

ب- طراحی ستون بتن‌آرمه درحالتی 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 بتن‌آرمه درحالتی که هم تحت اثر بار محوری و هم تحت اثر لنگرخمشی در ۲ جهت قرار دارد که اصطلاحاً به آن خمش دومحوره گویند.

باید توجه داشت که تقسیم بندی فوق از نظر نوع و نحوه بارگذاری روی ستون است. و از نظر وضعیت ظاهری و شکل هندسی مقطع ستون و ارتفاع ستون نیز تقسیم بندی 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، تقسیم بندی دیگری به شرح زیر وجود دارد:

الف- ستون در یک قاب مهاربندی شده

ب- ستون در یک قاب مهاربندی نشده

لذا از گفته های 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 ۰/۰۵ 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

δ_u : تغییر مکان جانبی طبقه نسبت به طبقه زیرین متناظر با نیروهای فوق

h_S : ارتفاع کل طبقه

اگر $Q<0/05 \Rightarrow$ طبقه مهاربندی شده است

اگر $Q\geq 0/05 \Rightarrow$ طبقه مهاربندی نشده است

پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران www.icivil.ir

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

منظور از K در رابطه فوق ، سختی جانبی است.

اگر: $\sum K \geq 6 \times \sum K \Rightarrow$ آن طبقه مهاربندی شده است

$\sum K$: دیوار برشی و بادبندهای آن طبقه

$\sum K$: ستون‌های آن طبقه

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

اگر مقدار $\frac{K l_u}{r}$ را باضریب لاغری λ نمایش دهیم در این صورت خواهیم داشت:

*اگر: ستون مهاربندی شده باشد $\Rightarrow$
- اگر $\lambda \leq 22 \Rightarrow$ ستون کوتاه یا چاق است.
- اگر $\lambda > 22 \Rightarrow$ ستون بلند یا لاغر است.

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

نکته بسیار مهم: اگر $\lambda > 200$ باشد، استفاده از این نوع ستون ممنوع است و بایستی با افزایش ابعاد مقطع ستون و یا کاهش ارتفاع (طول) ستون مقدار λ 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 $N_u \leq Nr_{max}$

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

$$N_u = \max \begin{cases} 1/25N_D + 1/5N_L \\ N_D + 1/2N_L \pm 1/2N_E \\ 0/85N_D \pm 1/2N_E \end{cases}$$

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

$$Nr_{max} = 0/8\left[0/85\varphi_c f'_c(A_g - A_S) + \varphi_S A_S f_y\right]$$

در رابطه فوق داریم:

$A_g = b \times h$: سطح مقطع ستون

A_S: سطح مقطع تمام آرماتورهای طولی ستون

پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران www.icivil.ir

ضرایب تقلیل مقاومت مصالح (بتن و فولاد) $\left.\begin{matrix}\varphi_C = ۰/۶\\ \varphi_S = ۰/۸۵\end{matrix}\right\}$

نکته: اگر از وجود خاموت‌های دورپیچ (مارپیچ) استفاده نماییم، ضریب ۰/۸ در پشت کروشه به ضریب ۰/۸۵ افزایش می‌یابد.

یعنی: $Nr_{max} = ۰/۸۵\left[۰/۸۵\varphi_C f'_C (A_g - A_S) + \varphi_S A_S f_y\right]$

اگر به رابطه $N_u \le Nr_{max}$ و مقدار N_u و مقدار Nr_{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 Nr_{max} قرار دهیم تا از آنجا از رابطه $N_u \le Nr_{max}$ 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 می نماییم:

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

حال اگر ρ 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.

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

صرف نظر از نوع شکل پذیری $\left.\begin{matrix}\rho_{min} = ۰/۰۱\\ \rho_{max} = ۰/۰۶\end{matrix}\right\} \rightarrow$

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

$$N_u = Max\begin{cases}۱/۲۵N_D + ۱/۵N_L\\ N_D + ۱/۲N_L \pm ۱/۲N_E\\ ۰/۸۵N_D \pm ۱/۲N_E\end{cases} \qquad M_u = Max\begin{cases}۱/۲۵M_D + ۱/۵M_L\\ M_D + ۱/۲M_L \pm ۱/۲M_E\\ ۰/۸۵M_D \pm ۱/۲M_E\end{cases}$$

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

$$\frac{N_u}{\varphi_c f'_c bh} \quad , \quad \frac{M_u}{\varphi_c f'_c bh^۲}$$

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 mρ هستند که منظور از m نسبت زیر می‌باشد.

$$m = \frac{\varphi_s f_y}{۰/۸۵\varphi_c f'_c} = \frac{۰/۸۵ f_y}{۰/۸۵ \times ۰/۶ f'_c} = \frac{f_y}{۰/۶ f'_c}$$

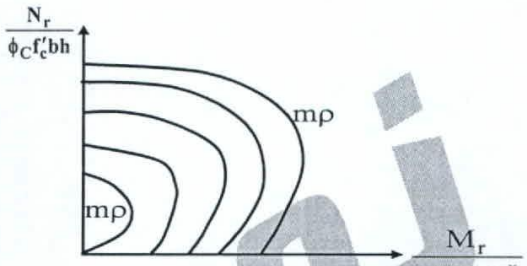
و منظور از ρ نیز همان درصد آرماتورهای طولی ستون در مقطع ستون است که مطابق رابطه زیر است.

پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران www.icivil.ir

طریقه استفاده از گراف طراحی نیز بدین شرح هست که:

$$\rho = \frac{A_S}{b\,h}$$

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



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

و در نهایت مقدار ρ بدست آمده از رابطه فوق را با مقادیر حداقل و حداکثر آیین نامه‌ای مقایسه نمود. در صورتی که مقدار ρ 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.

*ج) اگر ستون تحت بار محوری بعلاوه لنگر خمشی در هر دو جهت باشد (خمش دو محوره)

در این حالت، از روابط برسلر استفاده می‌نماییم.

الف) اگر: $N_u < ۰/۱۵(\phi_c f'_c)bh \Rightarrow$ بایستی $\frac{Mu_x}{Mr_x} + \frac{Mu_y}{Mr_y} \le ۱$

ب) اگر: $N_u > ۰/۱۵(\phi_c f'_c)bh \Rightarrow$ بایستی $\begin{cases} N_u \le Nr_{xy} \\ \frac{۱}{Nr_{xy}} = \frac{۱}{Nr_x} + \frac{۱}{Nr_y} - \frac{۱}{Nr_o} \end{cases}$

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.

پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران www.icivil.ir

در روابط برسلر داریم:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

مقادیر Mr_x، Mr_y، Nr_x و Nr_y از گراف توضیح داده شده در قسمت ب، بدست می‌آیند.

مقدار Nr_o از فرمول توضیح داده شد در قسمت الف بدست می‌آید.

مقدار Nr_{xy} نیز از فرمول برسلر بدست می‌آید.

طراحی ستون بلند یا لاغر

در صورتی‌که مقدار ضریب لاغری ستون یعنی λ از عدد ۱۰۰ کوچکتر باشد می‌توان از روش تشدید لنگر خمشی برای طراحی ستون‌های بلند یا لاغر استفاده نمود.

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

www.CivilHouse.ir

پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران www.icivil.ir

روش تشدید لنگر خمشی

اگر طبقه مورد نظر یک طبقه مهاربندی شده باشد داریم:

$$M_c = \delta_b M_{2b}$$

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

M_c: لنگر خمشی تشدید یافته (افزایش یافته)

δ_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_{2b}: بزرگترین لنگر خمشی نهایی انتهای ستون، تحت اثر بارهایی که تغییر مکان جانبی قابل‌ملاحظه‌ای ایجاد نمی‌کنند. (بارهای ثقلی)

* مقدار φ_n برابر عدد ۰/۶۵ می‌باشد. ($\varphi_n = 0/65$)

محاسبه ضریب انحنای C_m

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

$$C_m = 0/6 + 0/4\left(\frac{M_{1b}}{M_{2b}}\right) \geq 0/4$$

* و در سایر موارد: $C_m = 1$

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.

اگر:
- $\frac{M_{1b}}{M_{2b}} > 0 \Leftrightarrow$ انحنای ساده
- $\frac{M_{1b}}{M_{2b}} < 0 \Leftrightarrow$ انحنای مضاعف

محاسبه بار بحرانی کمانشی N_c

فرمول دقیق محاسبه N_c مطابق زیر است:

$$* \begin{cases} N_c = \dfrac{\pi^2 EI_e}{(klu)^2} \\ EI_e = \dfrac{0/2 E_c I_g + E_s I_{se}}{1 + \beta_d} \end{cases}$$

پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران www.icivil.ir

ولی می‌توان از فرمول تقریبی به شرح زیر استفاده نمود:

$$* \begin{cases} N_c = \dfrac{\pi^2 EI_e}{(klu)^2} \\ EI_e = 0/25 E_c I_g \end{cases}$$

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 تغیر 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.

* δ_S: ضریب تشدید متعلق به اثر تغییر مکان جانبی*

مقدار δ_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.

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

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

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

$\sum N_u$: مجموع بارهای قائم نهایی طبقه

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

$\varphi_n = 0/65$

پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران www.icivil.ir

* 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:

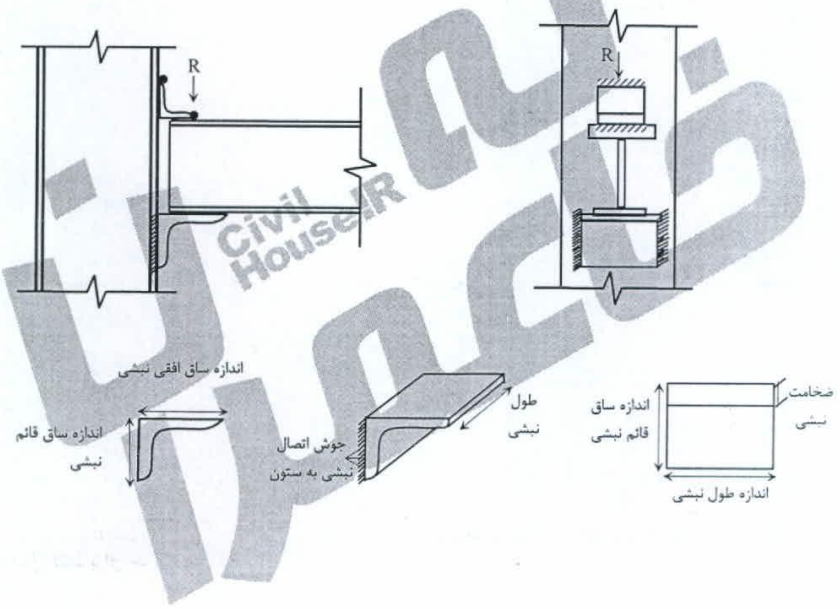
الف- تعیین اندازه ساق افقی نبشی

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:

$$\left.\begin{aligned} & f_p \le F_p \\ & f_p = \frac{R}{(N+2/5K)t_w} \\ & F_p = 0/66F_y \end{aligned}\right\} \Rightarrow \frac{R}{t_w(N+2/5K)} \le 0/66F_y$$

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 تکیه‌گاهی تیر

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

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

$$N \geq K$$

$$\Downarrow$$

$$N \geq \frac{R}{۰/۶۶F_y.t_w} - ۲/۵K \geq K$$

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

$$R \geq ۲۸۵t_w^۲\left[۱+۳(\frac{t_w}{t_f})^{۳/۲}\right]\sqrt{F_y.\frac{t_f}{t_w}}$$

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 کُلی مقطع تیر.

R: عکس العمل تکیه‌گاهی تیر.

* توجه: مقدار N انتخاب شده بایستی به گونه‌ای باشد که هیچ‌یک از دو پدیده تسلیم یا جاری شدن موضعی جان تیر و لهیدگی جان تیر، بوقوع نپیوندند. 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:

اندازه ساق افقی نبشی ≥ N + بادخور

* مقدار بادخور بین تیر و ستون را در محاسبات ۱۲ الی ۱۵ میلی‌متر در نظر می‌گیریم.

CivilHouse.IR

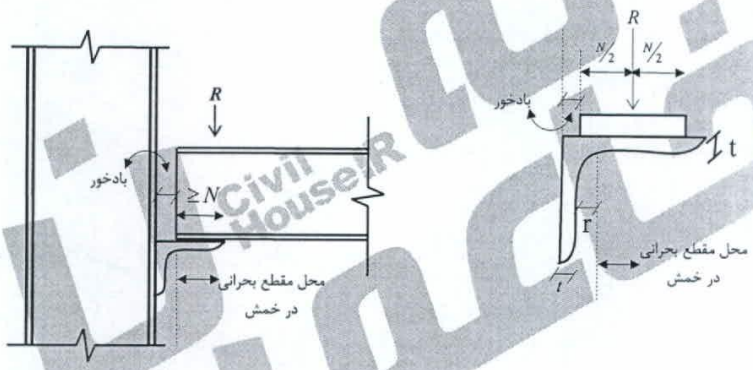
پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران www.icivil.ir

*** 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 درعمل 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:

$$M_{cr} = R(\frac{N}{۲} + \text{بادخور} - t - r)$$

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

$$f_b = \frac{M}{S} = \frac{M_{cr}}{S} = \frac{M_{cr}}{\frac{Lt^۲}{۶}} = \frac{۶M_{cr}}{Lt^۲}$$ تنش موجود خمشی در مقطع بحرانی

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 محورضعیف ساق افقی نبشی است، دراینصورت تنش مجاز خمشی(F_b) را برابر ۰/۷۵ f_y در نظر می‌گیریم، پس خواهیم داشت:

$$f_b \le F_b \Rightarrow \boxed{\frac{۶M_{cr}}{Lt^۲} \le ۰/۷۵F_y}$$

پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران www.icivil.ir

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

$$t \geq \sqrt{\frac{8M_{cr}}{L.f_y}}$$

طراحی جوش اتصال نبشی نشیمن به بال ستون

همانطور که می‌دانیم 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 می‌باشد.

$$M = R\left(\frac{N}{2} + \text{بادخور}\right)$$

جوش‌های گروه B تحت اثر نیروی برشی و لنگر خمشی هستند. که منظور از نیروی برشی در اینجا همان عکس‌العمل تکیه‌گاهی R و منظور از لنگر خمشی در اینجا نیز همان مقدار M ارائه شده در رابطه بالا می‌باشد. که طراحی جوش گروه B تحت اثر نیروی برشی و لنگر خمشی (در مبحث مربوطه ارائه) شده است.

تعیین اندازه ساق قائم نبشی نشیمن

همان‌طور 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.

Civil HouseIR

پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران www.icivil.ir

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:

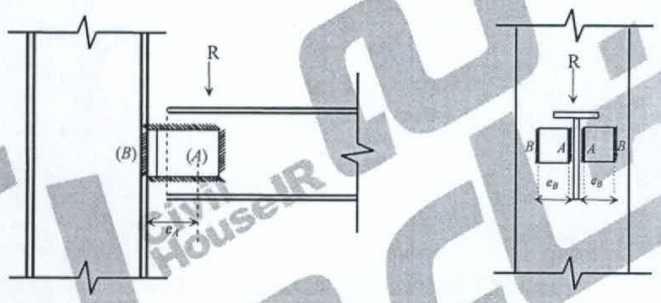
الف- تعیین اندازه طول نبشی

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 گروهA)

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.

$$f_V \le F_V \quad \Rightarrow \quad \frac{۳\times R}{۲\times ۲\times t.L} \le ۰/۴ f_y \quad \Rightarrow \quad \frac{۳R}{۴t.L} \le ۰/۴ f_y$$

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 $\frac{۳}{۲}$ همان ضریب تبدیل تنش برشی متوسط به تنش برشی حداکثر است.

پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران www.icivil.ir

*** 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 که‌جوش اتصال‌نبش‌برشی جان به بال ستون بایستی بر اساس نیروی برشی $\frac{R}{2}$ ولنگر 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:

$$q_r = \sqrt{(\frac{R}{2L})^2 + (\frac{9Re_B}{5L^2})^2}$$

و در نهایت با مقایسه جریان برش q_r باجریان برش 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 $\frac{R}{2}$ و لنگر خمشی معادل $M_b = R/2\, e_A$ خواهد بود. مقدار تنش (در واحد طول جوش) ترکیبی برشی- خمشی در این حالت از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$q_r = \sqrt{(\frac{R}{2L})^2 + (\frac{3Re_A}{L^2})^2}$$

ودر نهایت با مقایسه جریان برشی q_r با جریان برش 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 تیرآهن 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

پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران www.icivil.ir

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:

لنگر پیچشی: $M_T = Re_A$

بنابراین جوش اتصال نبشی برشی جان به جان تیرآهن 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 $M_T = R/2\, e_A$ می‌باشد.

CivilHouse.IR

پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران www.icivil.ir

طراحی ستون‌های مشبک

طراحی ستون‌های مشبک درقالب دو گروه زیر تقسیم‌بندی می‌شود:

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 یاموازی را در قالب دو گروه زیر تقسیم بندی می‌نماییم:

الف-۱) طراحی پروفیل‌ها یا نیمرخ‌های اصلی خود ستون مشبک

الف-۲) طراحی بست‌های افقی یا موازی

الف-۱) طراحی پروفیل‌ها یا نیمرخهای اصلی خود ستون مشبک.

این طراحی بر این اساس انجام می‌شود که داشته باشیم:

$$f_a \le F_a$$

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

* 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 λ بُحرانی یا λ طراحی، استفاده کرد. که به شکل زیر بدست می‌آید:

$$\lambda_{\text{طراحی}} = \lambda_{\text{بحرانی}} = \lambda_{max} = \text{Max}\begin{cases}\lambda_x = \dfrac{k_x l_x}{r_x} \\ \lambda_{ye} = \dfrac{\alpha k_y l_y}{r_y}\end{cases}$$

مقدار λ_{ye} ضریب لاغری مؤثر حول محور yها نامیده می‌شود.

* و مقدار ضریب α نیز به شرح زیر بدست می‌آید.

$$\alpha = \sqrt{1 + \frac{\pi^2}{12\lambda_y^2}\left(\frac{A}{A_b}.\frac{bL_1}{r_b^2} + \frac{L_1^2}{r_1^2}\right)}$$

در رابطه فوق داریم:

$\lambda_y = \dfrac{k_y l_y}{r_y}$: ضریب لاغری اسمی ستون نسبت به محورyها.

A: سطح مقطع کل نیمرخهای ستون مشبک

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

L_1: فاصله مرکز تا مرکز بست‌ها

r_b: شعاع ژیراسیون بست افقی نسبت به محوری که تحت خمش قرار می‌گیرد

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

پس از تعیین مقدار α از رابطه فوق و تعیین مقدار λ بحرانی یا λ طراحی،می‌توان مقدار تنش مجاز فشاری(F_a) را از فرمول‌های مربوطه (ارائه شده درمبحث ستون‌ها) بدست آورد.

www.CivilHouse.ir

پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران www.icivil.ir

نکته: ضریب α یا به عبارت دیگر مقدار λ_{ve} بیانگر اثر تغییرات ضریب لاغری ستون و یا تغییرات ظرفیت باربری ستون به علت اثر تغییر شکل‌های برشی درستون است.

الف-۲) طراحی بست‌های افقی یا موازی

طراحی بست‌های افقی یا موازی براساس روابط زیر انجام می‌شود:

$$f_b \le F_b$$
$$f_V \le F_V$$

مقادیر f_b، F_b، f_V و F_V به شرح زیر می‌باشد:

F_b: تنش مجاز خمشی که می‌توان آن را برابر ۰/۶ Fy در نظر گرفت. ⇐ Fb = ۰/۶ Fy

F_V: تنش مجاز برشی که می‌توان آن را برابر ۰/۴ Fy در نظر گرفت. ⇐ FV = ۰/۴ Fy

$$f_V = \frac{۳}{۲} \times \frac{V_b}{th}$$

f_V: تنش موجود برشی

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

t: ضخامت مقطع بست.

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

$$V_b = \frac{L_۱}{۲b} V$$

$L_۱$: فاصله مرکز تا مرکز بست‌ها.

b: عرض بست(در امتداد عرضی ستون مشبک).

V: نیروی برشی حداکثر در ستون، که می‌توان آن را برابر ۰/۰۲ P در نظر گرفت: ⇐ V = ۰/۰۲ P

P: نیروی محوری ستون.

نکته: ضریب $\frac{۳}{۲}$ در رابطه فوق معرف تنش برشی حداکثر نسبت به تنش برشی متوسط است.

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

$$M_b = V_b \cdot \frac{b}{۲} = \frac{V L_۱}{٤}$$

$$S = \frac{t h^۲}{٦}$$

f_b: تنش موجود خمشی

M_b: لنگر خمشی موجود درهر بست(از ۲ عدد بست موازی در ۲ طرف ستون)

S: اساس مقطع بست حول محوری که تحت خمش قرار می‌گیرد

t: ضخامت مقطع بست

h: ارتفاع بست(طول بست در امتداد طولی ستون)

پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران www.icivil.ir

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

$$f_b \le F_b$$

$$\frac{6M_b}{th^2} \le 0/6F_y$$

$$f_V \le F_V$$

$$\frac{3}{2}\frac{V_b}{th} \le 0/4F_y$$

در نتیجه از حل معادلات فوق، مقادیر t وh یعنی ضخامت مقطع بست و طول بست بدست می‌آیند 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 تقسیم‌بندی می‌نماییم.

ب-۱) طراحی پروفیل‌ها یا نیمرخ‌های اصلی خود ستون مشبک.

ب-۲) طراحی بست‌های چپ و راست

ب-۱) طراحی پروفیل‌ها یا نیمرخ‌های اصلی خود ستون مشبک.

این طراحی بر این اساس انجام می‌شود که:

$$f_a \le F_a$$

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

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 λ بحرانی یا λ طراحی که به شکل زیر بدست می‌آید، استفاده کرد:

$$\lambda_{\text{طراحی}} = \lambda_{\text{بحرانی}} = \lambda_{max} = \text{Max}\begin{cases}\lambda_x = \dfrac{k_x l_x}{r_x}\\ \lambda_{ye} = \dfrac{\alpha k_y l_y}{r_y}\end{cases}$$

مقدار λ_{ye} ضریب لاغری مؤثر حول محور yها نامیده می‌شود و مقدار ضریب α نیز به شرح زیر بدست می‌آید.

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

$$\text{اگر } \lambda = \frac{kl}{r} \le 40 \Rightarrow \alpha = 1/1$$

پس از تعیین مقدار α از رابطه فوق و تعیین مقدار λ بحرانی یا λ طراحی می‌توان مقدار تنش مجاز فشاری (F_a) را از فرمول‌های مربوطه (ارائه شده در مبحث ستون‌ها) بدست آورد.

نکته: ضریب α یا به عبارت دیگر، مقدار λ_{ye} بیانگر اثر تغییرات ضریب لاغری ستون و یا تغییرات ظرفیت باربری ستون به علت اثر تغییر شکل‌های برشی در ستون است.

ب-۲) طراحی بست‌های چپ و راست:

پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران www.icivil.ir

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

$$f_a \le F_a$$

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

$$\frac{V}{2tb\sin\alpha} \le F_a$$

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)

α : زاویه تمایل امتداد بست نسبت به محور قائم (ستون).

*V: نیروی برشی حداکثر در ستون که می‌توان آن را برابر ۰/۰۲ P در نظر گرفت: ⇐ V = ۰/۰۲ P

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.

ضریب لاغری بست مورب: $\lambda = \frac{L}{r_b}$ $\qquad r_b = \frac{t}{\sqrt{12}}$

اگر بست مورب تکی باشد. ⇔ فاصله بین اتصالات دو سر بست به ستون = L

اگر بست مورب زوج(ضربدری) باشد. ⇔ ۰/۷ × 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

نکته: همواره باید داشته باشیم:

بست مورب تکی ⇔ $\frac{L}{r_b} \le ۱۴۰$

بست مورب زوج (ضربدری) ⇔ $\frac{L}{r_b} \le ۲۰۰$

ضوابط و مقررات مبحث دهم مقررات ملی 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.

پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران www.icivil.ir

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.

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

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

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

* 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 درگوشه 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:

اگر :قید انتهایی باشد $\Leftrightarrow \left\{\begin{matrix}h \ge b\\ t \ge \frac{b}{50}\end{matrix}\right\}$ *

اگر :قید میانی باشد $\Leftrightarrow \left\{\begin{matrix}h \ge \frac{b}{2}\\ t \ge \frac{b}{50}\end{matrix}\right\}$ *

*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.

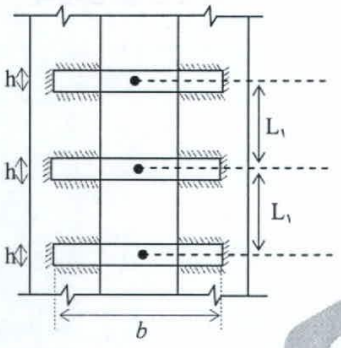
*ب-۳) بست‌های مورب را باید طوری قرار داد که لاغری تک نیمرخ محصور بین نقاط اتصال آنها از $\frac{3}{4}$ لاغری تعیین کننده کلی عضو بیشتر نشود.

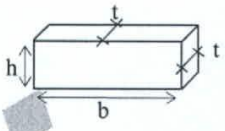
*ب-۴) بهتر است که زاویه تمایل امتداد بست‌ها نسبت به محور طولی عضو (α)،برای بست‌های تکی از ۶۰ درجه و برای بست‌های زوج از ۴۵ درجه کمتر نباشد.

*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.

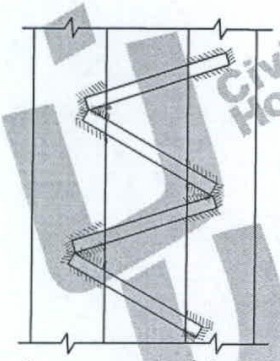
پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران www.icivil.ir

ستون مشبک با بست افقی(موازی)

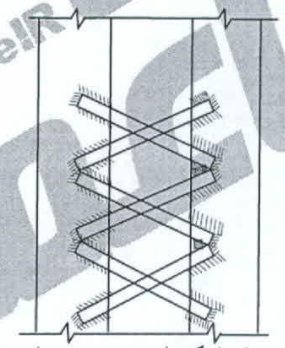




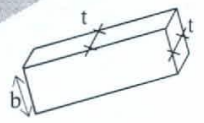
« ابعاد مقطع بست(t و h)»



«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)»



« ابعاد مقطع بست(t و b)»

Civil House.IR

پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران www.icivil.ir

طراحی دال دو طرفه:

تعریف سیستم دال: دال به مجموعه‌ای از قطعات صفحه‌ای با یا بدون تیر گفته می‌شودکه 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 درآن، دال در دو امتداد تحت اثر خمش قرار می‌گیرد و در این دو امتداد، آرماتورگذاری می‌شود.

سیستم دال می‌تواند دارای تیرهای زیرسری باشد و یا مستقیماً روی ستون‌ها یا دیوارهایی تکیه داشته باشد.

در صورتی‌که دال دارای تیرهای زیرسری باشد، آن را سیستم تیردال گویند.

در صورتی‌که 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 سر ستون 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 ازنوار 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.

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

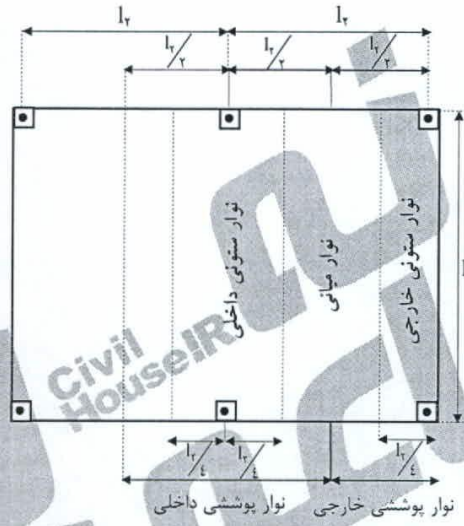
پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران www.icivil.ir

تعریف نوار میانی

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

تعریف نوار کناری

در سیستم تیردال، نواری از دال است که در هر سمت تیر در نوار ستونی قرارمی‌گیرد.



* فرض: $l_1 > l_2$

روش‌های طراحی دال‌های 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 دال‌های مربع یا مستطیلی شکل است که شامل چهار شرط زیر به صورت توأم وهمزمان با هم باشد:

۱) دال درهر چهار طرف خود روی تیر یا دیوار تکیه داشته باشد.

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

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: $\frac{b_w h_b^3}{l_n h_s^3} \ge 2$

پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران www.icivil.ir

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

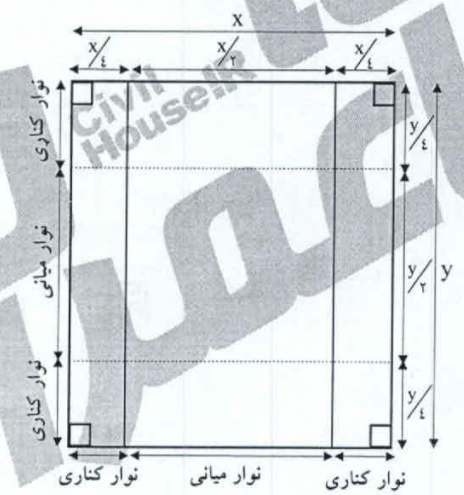
l_B: طول آزاد دهانه بلند دال

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

این تقسیمات دال به نوارهای زیر بایستی درهر 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 درعرض نوارمیانی، یکنواخت فرض می‌گردد.

نکته: تغییرات لنگرهای خمشی مثبت ولنگرهای خمشی منفی درعرض هر یک از نوارهای‌کناری غیر یکنواخت فرض می‌گردد ولی به صورت خطی در نظر گرفته می‌شود.

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

پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران www.icivil.ir

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:

«لنگرهای خمشی منفی تکیه‌گاهی»

$$\Rightarrow \begin{cases} M^{-}_{A_{(D+L)}} = C^{-}_{A}\ w_{(D+L)}\ l^{2}_{A} \\ M^{-}_{B_{(D+L)}} = C^{-}_{B}\ w_{(D+L)}\ l^{2}_{B} \end{cases}$$

«لنگرهای خمشی **مثبت** وسط دهانه»

$$\begin{cases} \begin{cases} M^{+}_{AD} = C^{+}_{AD}\, w_D\, l^{2}_{A} \\ M^{+}_{BD} = C^{+}_{BD}\, w_D\, l^{2}_{B} \end{cases} \\ \begin{cases} M^{+}_{AL} = C^{+}_{AL}\, w_L\, l^{2}_{A} \\ M^{+}_{BL} = C^{+}_{BL}\, w_L\, l^{2}_{B} \end{cases} \end{cases}$$

$M^{-}_{A_{(D+L)}}$: 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.

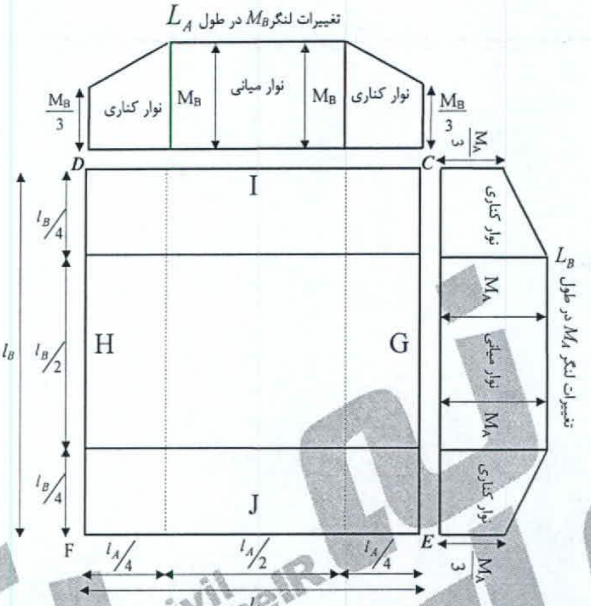
W_L: شدت بار زنده در واحد سطح.

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

l_A: طول آزاد دهانه کوتاه دال.

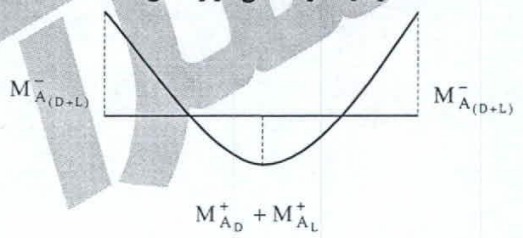
l_B: طول آزاد دهانه بلند دال.

Civil House.IR



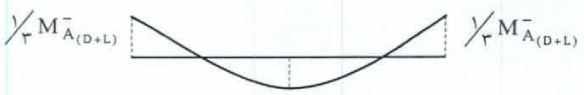
«تغییرات لنگرهای خمشی M_A و M_B»
در راستاهای L_A , L_B

«نمودار لنگر خمشی در راستای GH»



$M^+_{A_D} + M^+_{A_L}$

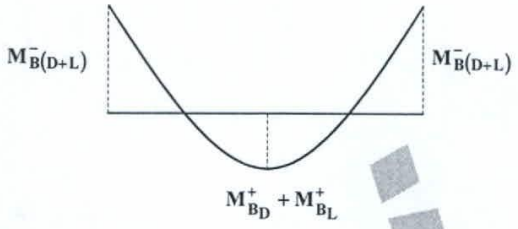
«نمودار لنگر خمشی در راستای CD و EF»



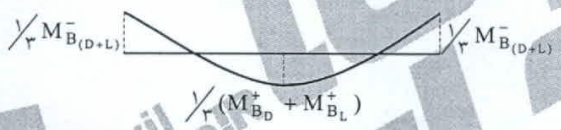
$\frac{1}{3}(M^+_{A_D} + M^+_{A_L})$

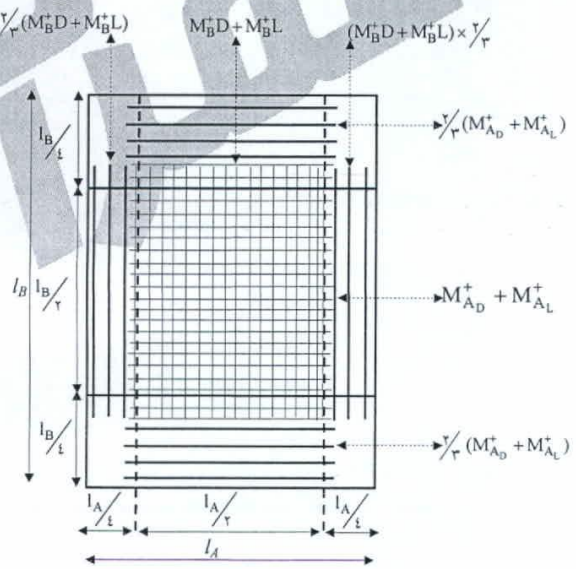
پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران www.icivil.ir

«نمودار لنگر خمشی در راستای



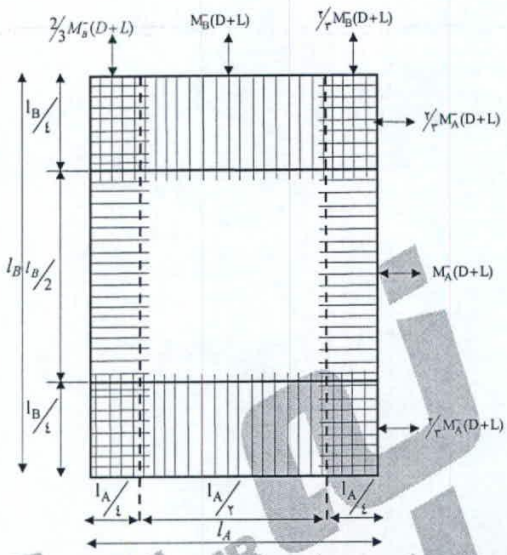
«نمودار لنگر خمشی در راستای CE و DF»





«پلان آرماتورگذاری در وجه تحتانی دال»

«برای مقابله با لنگر خمشی مثبت وسط دهانه»



«پلان آرماتورگذاری در وجه فوقانی»

«برای مقابله با لنگرهای خمشی منفی نگیه‌گاهی»

پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران www.icivil.ir

فصل دوم- مصالح ساختمان

نشریه ۵۵ سازمان برنامه و بودجه

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

فصل سوم- خاک‌برداری و خاک‌ریزی

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

پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران www.icivil.ir

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
مخلوط‌کن‌ها و جدول مدت زمان اختلاط (۹۰ دقیقه)	۵-۲۲
اختلاط مجدد بتن	۵-۲۵
تراک میکسر و کامیون با جام دورا	۵-۲۶
روش‌های حمل بتن	۵-۲۸
جدول، مربوط به پمپ بتزین	۵-۳۰
سایر مشخصه‌های مهم مربوط به حداکثر نسبت $\frac{W}{C}$ و اسلامپ در بتن پمپ شده	۵-۳۱
استفاده از باکت یا جام(ارتفاع حداقل ۶۰ سانتی‌متر)	۵-۳۵
تسمه نقاله، اسلامپ بتن(۶/۵ تا ۷/۵سانتی‌متر)	۵-۳۶
بتن‌ریزی دیوار، ستون و تیرهای اصلی، حداکثر ارتفاع سقوط آزاد بتن‌ریزی(۰/۹ تا ۱/۲ متر)	۵-۳۷
راه‌های جلوگیری از آب انداختن بتن(بالای صفحه)	۵-۳۸
بتن‌ریزی‌درسطح‌های‌شیب‌دار،(به‌هرحال‌تعبیه‌قالب‌برای‌سطح‌فوقانی‌با شیب‌بیشتر از $45^{\circ}(1:1)$ الزامی است،مهم)	۵-۳۸
جدول، حداکثر ضخامت مراحل و لایه‌های بتن‌ریزی	۵-۴۰
آثار هوای گرم بر بتن(۷ مورد)	۵-۴۰
درجه حرارت سیمان هنگام اختلاط از ۷۷درجه سانتی‌گراد تجاوز ننماید	۵-۴۱
۸ مورد نکته‌های بتن‌ریزی در هوای گرم (موارد ۱ و ۲ بسیار مهم)	۵-۴۲
بتن‌ریزی در هوای سرد(ب) ولی به هرحال این دما نبایداز ۵ درجه سانتی‌گراد کمتر شود(حداقل مجاز)	۵-۴۳
نکات مربوط به ویبراتور و ویبره‌زن و (جدول ص۵-۴۸)	۵-۴۷
بتن مگر، حداقل ۷ سانتی‌متر	۵-۵۹
بتن با حباب هوا	۵-۶۱
بتن ساخته شده از سیمان با مقاومت زودرس(۳توصیه گفته شده)	۵-۶۳
در دمای کمتر از ۵-درجه سیلسیوس خم کردن میلگردها مجاز نیست(پایین صفحه)	۵-۷۳
(الف تا ت) مربوط به وصله آرماتورها	۵-۷۶
(الف و ب) مربوط به جوشکاری آرماتورها	۵-۷۶
رواداری‌های میلگردگذاری	۵-۷۹

فصل ششم- قالب بندی

عنوان	شماره صفحه
چوب، اعدد ۳و۲/۵و۱۰و۸ سانتی‌متر مربوط به شمع و تخته و چهارتراش	۶-۲
رواداری‌های قالب‌بندی	۶-۵
ت: ابعاد خارجی لوله‌ها نبایداز $\frac{1}{3}$ کل ضخامت داله، دیوار وتیری که در آن دفن می‌شود، بزرگتر باشد.(وفاصله مراکز آنها نباید از سه برابر قطر یا عرض‌شان کمتر باشد.)	۶-۹
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 هرماه با بتن داخل دال ریخته شود)	۶-۹

www.CivilHouse.ir

پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران www.icivil.ir

فصل هفتم- کارهای فلزی

عنوان	شماره صفحه
بکارگیری روش‌های گرم کردن موضعی برای ایجاد انحنا یا از بین بردن آن(۵۶۵ و ۶۵۰درجه 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 با شعله)	۷-۲
پیچ‌های پرمقاومت؛ بطورکلی سوراخ کردن ورق‌های ضخیم‌تر از ۱۲میلی‌متر و یا ورق‌های ساخته شده از فولاد مخصوص قوی و سخت باید توسط مته صورت گیرد	۷-۳
آخرین خط؛ نباید از واشرهای پرکننده و یا هر نوع مصالح فشارپذیر دیگر مابین آنها استفاده شود	۷-۳
اگرسوراخ‌های 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 درتماس 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، اعدد۱/۵ و ۶ میلی‌متر(مهم)	۷-۱۳
درخاتمه کار باید انتهای پیچ به اندازه حداقل ۴ دنده از مهره بیرون باشد	۷-۱۴
بطورکلی جوشکاری در دماهای زیر صفردرجه سیلسیوس بویژه در جریان باد ممنوع است(دردماهای پایین‌تر از منهای۱۸درجه سانتی‌گراد جوشکاری مطلقاً ممنوع است)	۷-۱۵
چنانچه جوشکاری در بیش از یک گذر(پاس) انجام شود، قبل از برداشتن گل هر پاس، نباید پاس بعدی جوش اجراشود(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 قرارگرفتن لولاها متناسب با ارتفاع درب و پنجره	۷-۲۰
اعضای عمودی چهارچوب درها باید دارای ۴ تا ۶ شاخک باشند (بسته به ارتفاع آنها و برش با زاویه ۴۵ درجه، فارسی‌بر)	۷-۲۱

فصل هشتم- عایقکاری

عنوان	شماره صفحه
بند۸-۱-۲-۱ تعریف نم‌بندی	۸-۱
بند۸-۱-۲-۲ تعریف آب‌بندی	۸-۲
بند۸-۱-۴-۱ عایقکاری رطوبتی بام تخت(با شیب تا۶ :۱)، تراس و بالکن‌ها	۸-۲
عایقکاری به هنگام بارندگی مجاز نیست، آخرصفحه	۸-۲
عایقکاری در دمای کمتر از ۴+ درجه سیلسیوس 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 قیرگونی (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 وگونی تماس پیدا کند(خط سوم از پایین صفحه)	۸-۳
ترتیب عایقکاری بام‌های تخت، تراس‌ها و بالکن‌ها(بندهای۲ و۴ و۷ و۱۰)	۸-۴
عایقکاری رطوبتی کف‌ها(قسمت الف)؛ ارتفاع حدود۲۵ تا ۳۰ سانتی‌متر لاشه‌سنگ یا قلوه‌سنگ	۸-۸
آسفالت‌ماستیک یا ماستیک‌قیری اگربه عنوان کف‌پوش بکار رود، دیگر نیازی به نم‌بندی‌کف 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 باشندتاازلغزش آنها جلوگیری شود(خط آخرپاراگراف بالایی)	۸-۱۱
عایقکاری رطوبتی دیوار زیرزمین؛ترتیب عایقکاری قائم باید از بالا به پایین باشد(خط هفتم از پاراگراف دوم)	۸-۱۱
دو روش متداول برای عایقکاری دیوار زیرزمین	۸-۱۱
آزمایش عایقکاری بند ۸-۱-۵(خیلی مهم)	۸-۱۴
حفظ و مراقبت عایق‌های رطوبتی، بند ۸-۱-۶(مهم)، بخصوص بندهای۸-۱-۶-۱	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

پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران www.icivil.ir

فصل نهم- ملات‌ها

عنوان — شماره صفحه

تعریف ملات هوایی بند۹-۱-۳-۱ و انواع آن ۹-۱

تعریف ملات آبی بند۹-۱-۳-۲ 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)درملات‌گچی باعث ایجاد آلونک در اندودگچی می‌شود ۹-۶

مصرف ملات گچ و خاک در طاق‌زنی و تیغه‌سازی 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 درنقاطی که رطوبت نسبی هوا از ۶۰٪ تجاوز می‌کند، مصرف کرد ۹-۷

هنگام نشست نامتعادل، کارهای پُرسیمان 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 سیمن پوزولانی وآهک- پوزولانی؛ این ملات‌ها در برابر جمله مواد شیمیایی بخصوص‌سولفات‌ها پایدارهستند، 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 ۵سیلی‌متر، 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؛ مصف 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

بند۱۰-۱-۳-۳ درجه حرارت محیط ۱۰-۲

اجرای‌عملیات بنایی در محیطی که درجه‌حرارت آن کمتر از۵ درجه‌سانتی‌گراد باشد، به هیچ وجه مجاز نمی‌باشد.(مهم) بند ۱۰-۱-۳-۴ (ملات مصرفی) ۱۰-۳

درصورت 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 بندهای پ و ث و ج ۱۰-۴

بند۱۰-۱-۳-۹، بنایی خشکه‌چین (درخشکه‌چینی فاصله بندها نباید از ۳۰ میلی‌متر و در سطوح نما از ۲۵پلی‌متر تجاوز کند) ۱۰-۵

بند۱۰-۱-۳-۱۱، 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 ماسه‌سیمان 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 سطح‌الارضی و عمق نفوذ یخبندان دارد ۱۰-۱۰

بند۱۰-۲-۳-۲، دیوارچینی(بندالف، ضخامت این بندها نبایدکمتر از ۱۰میلی‌مترو بیشتر از۱۲میلی‌متر باشد ۱۰-۱۰

بند۱-۲-۳-۲، دیوارچینی(بندب، آجرها بایستی قبل از اجرای آجرچینی به مدت ۶۰دقیقه زنجاب شود) ۱۰-۱۰

بندپ-۱) دیوارهای داخلی باربر، عیار ملات ماسه سیمان، $\frac{1}{6}$ و حداقل ضخامت دیوار ۲۰ سانتی‌متر است ۱۰-۱۰

بندپ-۲) دیوارهای داخلی غیرباربر(تیغه‌ها)، ضخامت دیوارها و طرح اختلاط ملات‌ها ۱۰-۱۱

بندپ-۳) عرض کُرسی‌چینی باید حداقل نیم‌آجر از دیوار بالای آن بیشتر اختیار باشد ۱۰-۱۱

بندت- بکار بردن ملات با عیار زیاد لزوماً نقش کلیدی در افزایش مقاومت آجرکاری ندارد همراه با مثال ۱۰-۱۱

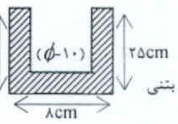
دیوار چینی باید بصورت یکنواخت در ارتفاع صورت گیرد و نباید اختلاف ارتفاع دیوارچینی در یک قسمت ساختمان بسیار بلند نسبت به قسمت‌های دیگر از ۱ متر تجاوز نماید ۱۰-۱۱

پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران www.icivil.ir

بندج- تعریف ضریب لاغری دیوار و حداکثر ضریب لاغری دیوارهای آجری با ملات ماسه سیمان۱۸ و حداکثر ضریب لاغری دیوارهای آجری با ملات ماسه آهک ۱۲ می‌باشد ۱۲-۱۰

اتصال دیوار با ستون فلزی

به ستون جوش می‌خورد در هر متر ارتفاع دیوار ۱۲-۱۰
در داخل دیوار قرار می‌گیرد

اتصال دیوار با ستون بتنی 

/درهر ۵۰سانتی‌متر(۰/۵متر)ارتفاع دیوار ۱۲-۱۰

بند خ- حداقل طول گیرداری نعلی درگاه‌ها ۲۵ سانتی‌متر است ۱۳-۱۰
درصورتی که عرض دیوار از نیم‌آجر بیشتر باشد، نعل درگاه از دو تیرآهن 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 ۱، ۲ و ۹ نباشد، می‌توان ضخامت دیوار داخلی را تا ۷/۵ سانتی‌متر کاهش داد.

بند۱۰-۴-۲ سقف طاق غربی؛ ضخامت طاق غربی معمولاً نیم‌آجر است(با ملات گچ)، خیز طاق در هر دهانه حداکثر ۴ سانتی‌متر است ۲۰-۱۰

بند۱۰-۴-۵-۱ تیرچه‌ها ۲۲-۱۰
بندالف- حداقل ضخامت بتن تیرچه‌ها ۴ سانتی‌متر و حداقل عرض آنها ۱۰ سانتی‌متر است.

بند۱۰-۴-۵-۳ ، بتن پوشش؛ حداقل ضخامت ۵ سانتی‌متر و حداقل رو بتن C_{25} است ۲۳-۱۰

به هیچ‌وجه نبایستی آرماتورهای تیرچه را به تیرهای فلزی جوش داد ۲۴-۱۰
مقدار خیزمنفی به ازاء هر متر طول دهانه۲ میلی‌متر.

فصل یازدهم- نماسازی

عنوان — شماره صفحه

حداقل ضخامت دیوار هنگامی‌که نماسازی با سنگ‌های غیرمنظم صورت می‌پذیرد، ۶۰ سانتی‌متر است ۲-۱۱
حداقل ارتفاع سنگ در نما ۲۰ سانتی‌متر است.

سنگ بادبُر: حداقل‌عرض‌سنگ‌ها ۲۰سانتی‌متر، حداقل‌ارتفاع آنها ۱۵سانتی‌متر،حداکثربارسنگ‌درنما۴سانتی‌متر ۳-۱۱

سنگ بادبُر سرتراش: حداکثربارسنگ۱/۵سانتی‌متر، حداقل ارتفاع ۱۸سانتی‌متر ۳-۱۱

حداقل ضخامت سنگ پلاک۲ سانتی‌متر است.(حداکثر مساحت سنگ پلاک ۱۸۰۰سانتی‌مترمربع است) ۴-۱۱

انحراف نما از امتداد قائم برای هر طبقه به ارتفاع ۳ مترنباید از ۶ میلی‌متر تجاوز کند.(انحراف‌درامتداد قائم درکل 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.بند۱۱-۲-۲-۶ مقابله با آلونک و سفیدک در نمای آجری ۸-۱۱

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